

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU



FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de Fin d'études en vue d'obtention de diplôme master en génie civil

Option : Construction civile et industrielle

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+5+2. Entresol) à
usage d'habitation, contreventé par voiles
porteurs avec application ETABS*

Présenté par

**Celia ABDELAZIZ
Sonia MOUDIR**

Dirigé par

Mme : F. KHELOUI

Année universitaire 2022-2023

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions dieu nous donnons la force d'accomplir cette œuvre.

Nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements et notre gratitude à notre encadreur Mme Kheloui Fatima pour ses conseils, ses orientations et sa disponibilité tout au long de notre travail.

Nos vifs remerciements vont à tous les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Enfin, nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Dédicace

C'est avec un grand honneur que je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin. **Ma mère** qui a œuvré pour ma réussite, par son amour, son soutien. **Mon père** qui a sacrifié sa vie pour mon bien-être et ma réussite.*

*A mes chers frères **Yacine, Aghillesse, Mohamed Anis.***

*A ma sœur **Anaïs (paix a son âme)***

*A mes oncles **Amokrane, Yazid, Karim, Ferhat** et leurs femmes, et à mes tantes.*

*A mes chers amis **Lynda, Juba, Katia, kaissa.***

*A mon binôme **Sonia.***

Aux personnes qui m'ont toujours encouragé et aidé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'étude.

Célia

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers **PARENTS**, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous.*

*A mes sœur **Amel, Djedjigue**, et mes frères **Madjid, Razik, Smail, Mourad, Aziz**, pour leur soutien, patience et amour, et mes cousin **Ali, Karim**, et sans oublier mes chats **Elise, Aleksander, Minou, Cobouk**.*

*A mes amis **Souad, Hakim, Saïd**, pour leurs encouragements.*

*A mes amis et ma famille qui ne pouvaient pas venir. Et sans oublier mon binôme **Cylia** pour son soutien moral, sa patience, le dieu que protège.*

Sonia

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I: Présentation de l'ouvrage	2
I.1. Introduction	3
I.2. Présentation de l'ouvrage	3
I.3 Description architecturale	3
I.4. Eléments de l'ouvrage	4
a) Ossature.....	4
b) Planchers.....	5
c) Maçonnerie	5
d) Escalier	5
e) balcons	5
f) Voiles.....	5
g) Revêtement	6
h) cage d'ascenseur.....	6
i) terrasses	6
j) revêtements	6
k) le coffrage.....	6
l) les fondations	6
I.5. Caractéristique mécanique des matériaux	6
Béton.....	6
I.6.Résistance mécaniques caractéristique du béton	7
I.7 Conclusion	14
Chapitre II: Pré-dimensionnement des Eléments	15
II.1. Introduction	16

II.2. Pré-dimensionnement des Eléments	16
II.2.1. Plancher en corps creux	16
II.2.2.les poutres	18
II.2.3 voile	20
II.2.4 les poteaux	21
II.3. Pré-dimensionnement des poteaux	21
II.4.Calcul Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité	24
II.5.poids propre des éléments	25
II.6. Vérification des règles du RPA99/2003	27
II.7. Conclusion	28
Chapitre III: Calcul des éléments	29
III.1.Introduction	30
III.2. Calcul de l'acrotère	30
III.2.1.Calcul des sollicitations de l'acrotère	31
III.2.2.Schéma statique	31
III.2.3. Combinaisons de charges	32
III.2.4. Ferrailage de l'acrotère	32
III.2.5.1.Vérification à l'ELU	35
III.2.52.Vérification à l'ELS	37
III.2.6 Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)	39
III.3 Etudes des planchers	39
III.3.1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression	39
III.3.2. Etude des poutrelles	42
III.3.3. Choix de la méthode de calcul	44
III.3.4. Calcul des armatures	58
III.3.5. Ferrailage des poutrelles	58
III.3.6.Vérification à l'ELU	60

III.3.7. Vérification à l'ELS	62
III.4. Calcul de la dalle pleine (les balcons)	67
III.4.1. Pré dimensionnement du balcon	67
III.4.2. Détermination des charges et surcharges	68
III.4.3. Calcul du ferrailage de la dalle	68
III.4.4. Vérification à l'ELU	70
III.4.5. Vérification à l'ELS	71
III.5. Les escaliers	73
III.5.1. Pré dimensionnement des escaliers	75
III.5.2. Détermination des charges et des surcharges	77
III.5.3 Diagramme des efforts	81
III.5.4. ferrailage des escaliers	83
III.5.5. Vérification à l'ELU	84
III.5.6. Vérification à l'ELS	87
III.6. Calculs de la poutre palière	90
III.6.1. introduction	90
III.6.2. Pré dimensionnement de la poutre palière	90
III.6.3. Détermination des charges et des surcharges	91
III.6.4. Calcul des efforts internes à l'ELU	92
III.6.5. ferrailage de la poutre palière	93
III.6.6. Vérification à l'ELU	94
III.6.7. Calcul des efforts internes à l'ELS	97
III.6.8. Vérification des contraintes à l'ELS	98
III.7. Calcul de la salle machine	100
III.7.1. introduction	100
III.7.2 Dimensionnement de la dalle pleine de la salle machine	100

Chapitre IV: étude du Contreventement	112
IV.1. Introduction	113
IV.2. Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres	113
IV.2.1. Identification des paramètres	113
IV.3 Calcul des coefficients K^- (rigidités moyennes)	114
IV.4 Calcul des coefficients de correction a_j^i des rigidités des poteaux	115
IV.5. Calcul des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j »	115
IV.6 Caractéristique géométrique des voiles	118
IV.6.1 Rigidités des refends (voiles)	118
IV.6.1.1 Calcul des inerties des voiles	118
IV.7 Inertie fictive des portiques et des refends	121
IV.7.1 Calcul de l'inertie fictive	121
IV.7.2 Calcul des flèches du refend	121
IV.8 Diagramme des moments des aires	122
IV.9 Calcul des déplacements des portiques	123
IV.10 Conclusion	128
Chapitre V: Modélisation	129
V.1. Introduction	130
V.2. Concept de base de la M.E.F	130
V.3. Description de logiciel ETABS	131
V.4. Etapes de modélisation	131
V.4.1 La modélisation	132
V.4.2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton	134
V.4.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments	135
V.4.4 Dessin des éléments de la structure	141
V.4.5 Définition des charges et surcharges (G et Q)	143
V.4.6 .Introduction des combinaisons d'actions	149

V.4.7 Diaphragmes	150
V.4.8. Appuis	151
V.4.9. Analyse de la structure	152
Chapitre VI : Vérification aux exigences du RPA	154
VI.1 Introduction	155
VI.2 Vérification de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA99/2003]	155
VI.3. Vérification de pourcentage de la participation de la masse modale	156
VI.4 Vérification de l'excentricité	157
VI.5. Vérification des déplacements relatifs	158
VI.6. Vérification de déplacement maximal (ART B.6.5,3 /BAEL91)	159
VI.7. Vérification de l'effort tranchant à la base	159
VI.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta	162
VI.9. Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)	163
VI.10 Conclusion	164
Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux	165
VII.1 Ferrailage des poteaux	166
VII.1.1 Introduction	166
VII.1.2 Recommandations et exigences du RPA	166
VII.1.2.1 Les armatures longitudinales : [Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003]	166
VII.1.2.2 Armatures transversales : [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003]	167
VII.1.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU	169
VII.1.3.1 Étapes de calcul en flexion composée	169
VII.1.4 Vérification à l'ELU	173
VII.1.5. Vérification à l'ELS	178
VII.2 Ferrailage des poutres	181
VII.2.1 Introduction	181
VII.2.2 Recommandations du RPA99/ version 2003	181

VII.2.2.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003)	181
VII.2.2.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)	182
VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales VII.2.4. Vérification à l'ELU	182
VII.2.5. Vérification à L'ELU	184
VII.3 Ferrailage des Voiles	190
VII.3.1 Introduction	190
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	199
VIII.1 Introduction	200
VIII.2 Étude géotechnique du sol	200
VIII.3 Choix du type de fondation	200
VIII.3.1 Semelles filantes	201
VII.3.1.1 Semelles filantes sous voiles	201
VIII.3.1.2 Semelles filantes sous poteaux	202
VIII.4 Etude du radier général	203
VII.4.1 Pré dimensionnement du radier	203
VIII.4.2 détermination des sollicitations	205
VIII.4.3 Détermination de la surface du radier	205
VIII.4.4 Détermination des efforts à la base du radier	206
VIII.4.5 Vérifications	207
VIII.5 Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis)	210
VIII.6 Ferrailage des débords	216
VIII.7 Vérification à l'ELU	223
VIII.8 Armatures transversales	224
VIII.9 Vérification de la contrainte de cisaillement	224
VIII.10 Vérification à l'ELS	225
VIII.11 Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99)	225

Chapitre IX : Etude du mur plaque	226
IX.1 Introduction	227
IX.2 Pré dimensionnement du mur plaque	227
IX.3 Détermination des sollicitations	228
IX.4 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol	228
IX.5 Ferrailage du mur plaque	230
IX.5.1 Ferrailage à l'ELU	232
IX.5.2 vérifications à l'ELU	233
IX.5.3 Vérifications à l'ELS	234

Liste Des Figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Coupe de la structure.....	4
Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformation du béton à l'ELU.....	9
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformation de béton à l'ELS.....	9
Figure I.4 : Diagramme contraintes –déformation d'Acier.....	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Plancher en corps creux.....	17
Figure II.2 : Coupe d'un plancher en corps creux.....	17
Figure II.3 : Coupe d'un voile en plan.....	20
Figure II.4 : Coupe transversale au niveau de planchers étage courant.....	22
Figure II .5 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	23
Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur.....	23
Figure II.7 : Coupe verticale d'un balcon.....	24
Figure II.8 : La surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité C5.....	25

Chapitre III : Calcul des éléments

Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.....	30
Figure III.2 : Représentation des diagrammes des efforts.....	31
Figure III.3 : section de l'acrotère soumise à la flexion composée.....	33
Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	38
Figure III.5 : Ferrailage de la dalle de compression.....	40
Figure III.6 : Dimensions de la section en T.....	42
Figure III.7 : Schéma statique de la poutrelle.....	43
Figure III.8 : Diagramme des moments.....	45
Figure III.9 : Schéma statique de la poutrelle.....	46

Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	49
Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	50
Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	52
Figure III.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	53
Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	55
Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	55
Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	57
Figure III.17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	58
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de plancher.....	66
Figure III.19 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	67
Figure III.20 : Section de calcul de la dalle pleine.....	69
Figure III.21 : Ferrailage du balcon.....	73
Figure III.22 : Schéma de l'escalier.....	74
Figure III.23 : Coupe verticale de la volée.	75
Figure III.24 : Schéma de chargement de l'ELU.....	79
Figure III.25 : Diagramme des efforts tranchants	81
Figure III.26 : Diagramme des efforts tranchants.....	81
Figure III.27 : Diagramme des moments.....	82
Figure III.28 : Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de l'encastrement partiel.	82
Figure III.29 : Section de la console.....	83
Figure III.30 : Schéma de la poutre palière.....	90
Figure III.31 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.....	92
Figure III.32 : Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de l'encastrement partiel...	93
Figure III.33 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.....	97
Figure III.34 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.....	98
Figure III.35 : L'ascenseur.....	100
Figure III.36 : Caractéristique de la dalle pleine de la salle machine.....	102

Figure III.37 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x	111
Figure III.38 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.....	111

Chapitre IV : Etude de contreventement

Figure IV.1: Coupe verticale d'un niveau	114
Figure IV.2: trapèze de calcul.....	122
Figure IV.3: Diagramme des moments des aires.....	123

Chapitre VI : Vérification des exigences du RBA

Figure VI.1 : Résultats d'analyse dynamique ETABS.....	156
Figure VI.2 : le déplacement tiré d'ETABS.....	157
Figure VI.3 : Efforts tranchants donnés par ETABS.....	161

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VII.1: Caractéristique et sollicitation de la section avec Socotec.....	172
Figure VII.2: Affichage des résultats de Socotec.....	173
Figure VII.3 : Zones Nodales.....	174
Figure VII.4 : Section simplement armée.....	183
Figure VII.5 : Section doublement armée.....	184
Figure VII.6: Zone Nodale.....	188
Figure VII.7: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	193

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : Diagramme des contraintes sous le radier.....	208
Figure VIII.2 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.....	221
Figure VIII.3 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.....	221
Figure VIII.4 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x	221
Figure VIII.5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.....	222
Figure VIII.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.....	222
Figure VIII.7 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.....	222

Chapitre IX : Etude de mur plaque

Figure IX.1 : Schéma du mur plaque (Vue en élévation).....	227
Figure IX.2 : Diagramme des contraintes à l'ELU.....	229

Figure IX.3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.....	229
Figure IX.4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.....	230
Figure IX.5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.....	230
Figure IX.6 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.....	231
Figure IX.7 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.....	231
Figure IX.8 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.....	231
Figure IX.9 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.....	231

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : caractéristiques mécaniques des aciers.....	11
---	----

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Vérification de dimensions des poutres Art 7.5.1 RPA.....	19
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse.....	22
Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher d'étage courant.....	22
Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs.....	23
Tableau II.5 : Charge permanentes des murs intérieurs.....	23
Tableau II.6 : Charge permanentes du balcon.....	24

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III.1 : Les charges permanentes de balcon.....	68
Tableau III.2 : Garde-corps.....	68
Tableau III.3 : Charge permanente de la volée.....	77
Tableau III.4 : Charge permanente du palier.....	78
Tableau III.5 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.....	105

Chapitre IV : Etude de contreventement

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.....	115
Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.....	116
Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.....	116
Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.....	116
Tableau IV.5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.....	117
Tableau IV.6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.....	118
Tableau IV.7 : Rigidités des voiles longitudinaux X-X.....	119
Tableau IV.8 : Rigidités des voiles transversaux Y-Y.....	120
Tableau IV.9 : Rigidités de l'ensemble « portiques+ voiles».....	120
Tableau IV.10 : Section des aires et position du CDG.....	122
Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales Y-Y.....	125
Tableau IV.12 : Inerties des portiques dans le sens transversales Y-Y.....	127
Tableau IV.13 : Inerties des portiques.....	128
Tableau IV.14 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens X-X.....	128
Tableau IV.15 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens Y-Y.....	128

Chapitre V : Modélisation

Tableau V.1 : Facteur de qualité Q.....	146
---	-----

Chapitre VI : Vérification aux exigences du RPA

Tableau VI.1 : Vérification de l'excentricité.....	158
Tableau VI.2 : Vérification de déplacements inter-étages.....	158
Tableau VI.3 : Facteur de qualités Q	160
Tableau VI.4 : Facteur de qualité Q.....	160
Tableau VI.5 : l'effort tranchant à la base	161
Tableau VI.6 : l'effort tranchant à la base.....	162
Tableau VI.7 : Vérification l'effet P-Delta.....	163
Tableau VI.8 : L'effort normal réduit dans les poteaux.....	163

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VII.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle.....	166
Tableau VII.2 : section minimale dans les poteaux.....	167
Tableau VII.3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU.....	173
Tableau VII.4 : Délimitation des zones nodales.....	174
Tableau VII.5 : Section minimale d'armatures transversales.....	177
Tableau VII.6 : Quantité minimale d'armatures transversales.....	177
Tableau VII.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.....	178
Tableau VII.8 : vérification de la condition de non fragilité.....	180
Tableau VII.9 : Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.....	180
Tableau VII.10 : Résultats de ferrailage des poteaux.....	181
Tableau VII.11 : Les efforts internes dans les poutres.....	184
Tableau VII.12 : Ferrailage des poutres a l'ELU.....	184
Tableau VII.13 : les vérifications de la contraint dans le béton.....	189
Tableau VII.14 : Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire.....	189
Tableau VII.15 : Voiles 1,5 m.....	197
Tableau VII.16 : Voiles 2,00 m	197
Tableau VII.17 : Voiles 3,8 m	198
Tableau VII.18 : Voiles 4,20m	198

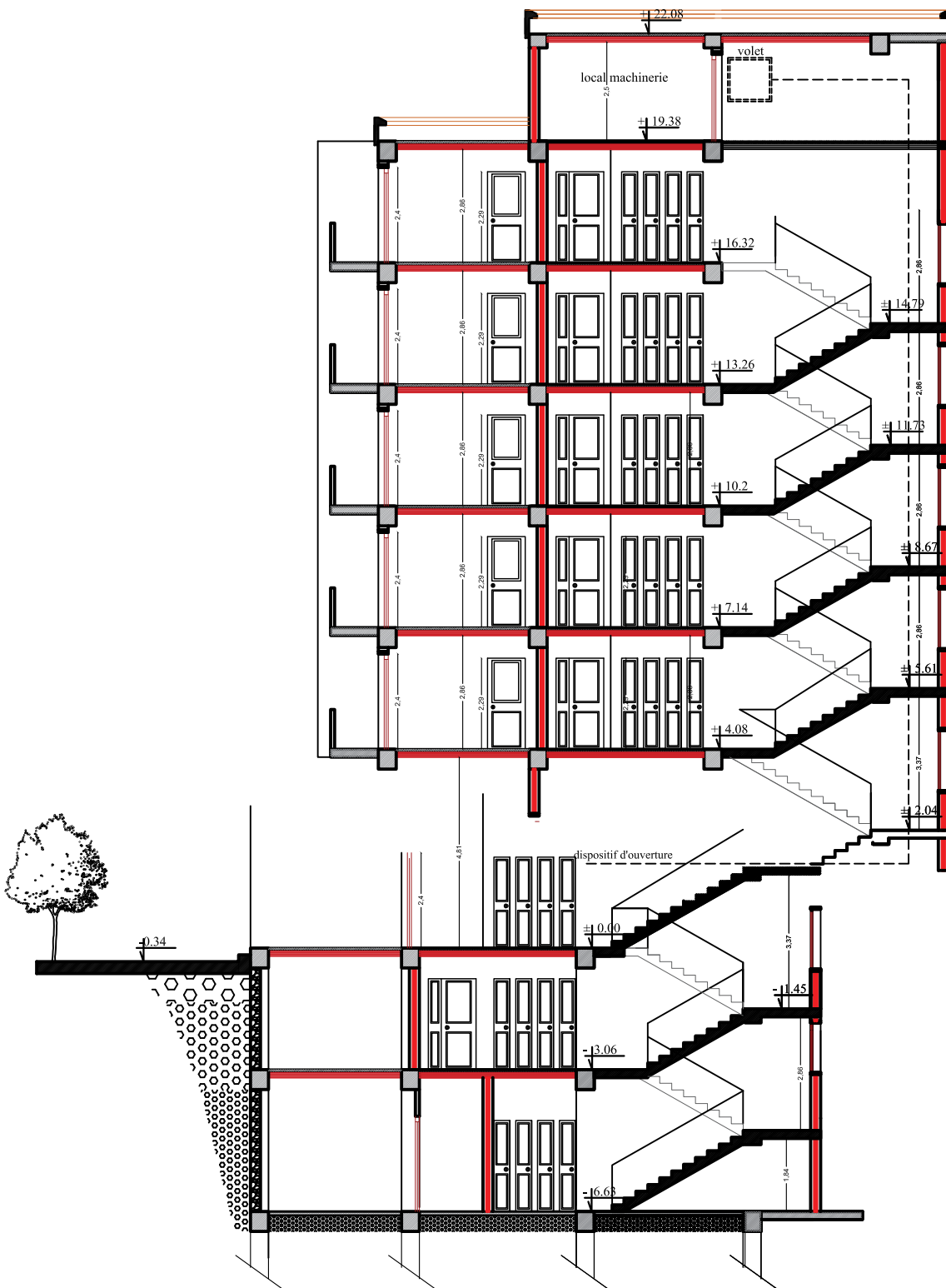
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII .1 : Surface des semelles filantes sous voiles	
Tableau VIII.2 : Surface de semelles filantes sous poteaux	
Tableau VIII.3 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.	
Tableau VIII.4 : Vérification de la section minimale.	
Tableau VIII.5 : Vérification des contraintes dans l'acier et le béton.	
Tableau VIII.6 : Répartitions simplifiée des chargements	
Tableau VIII.7 : Calcul des charges de la nervure sens (X-X)	
Tableau VIII.8 : Calcul des charges de la nervure sens (Y-Y)	
Tableau VIII.9 : Efforts maximale.	
Tableau VIII.10 : Calcul du ferrailage	
Tableau VIII.11 : Vérification de condition de non fragilité	
Tableau VIII.12 : Vérification à l'ELS	

Chapitre IX : Etude du mur plaque

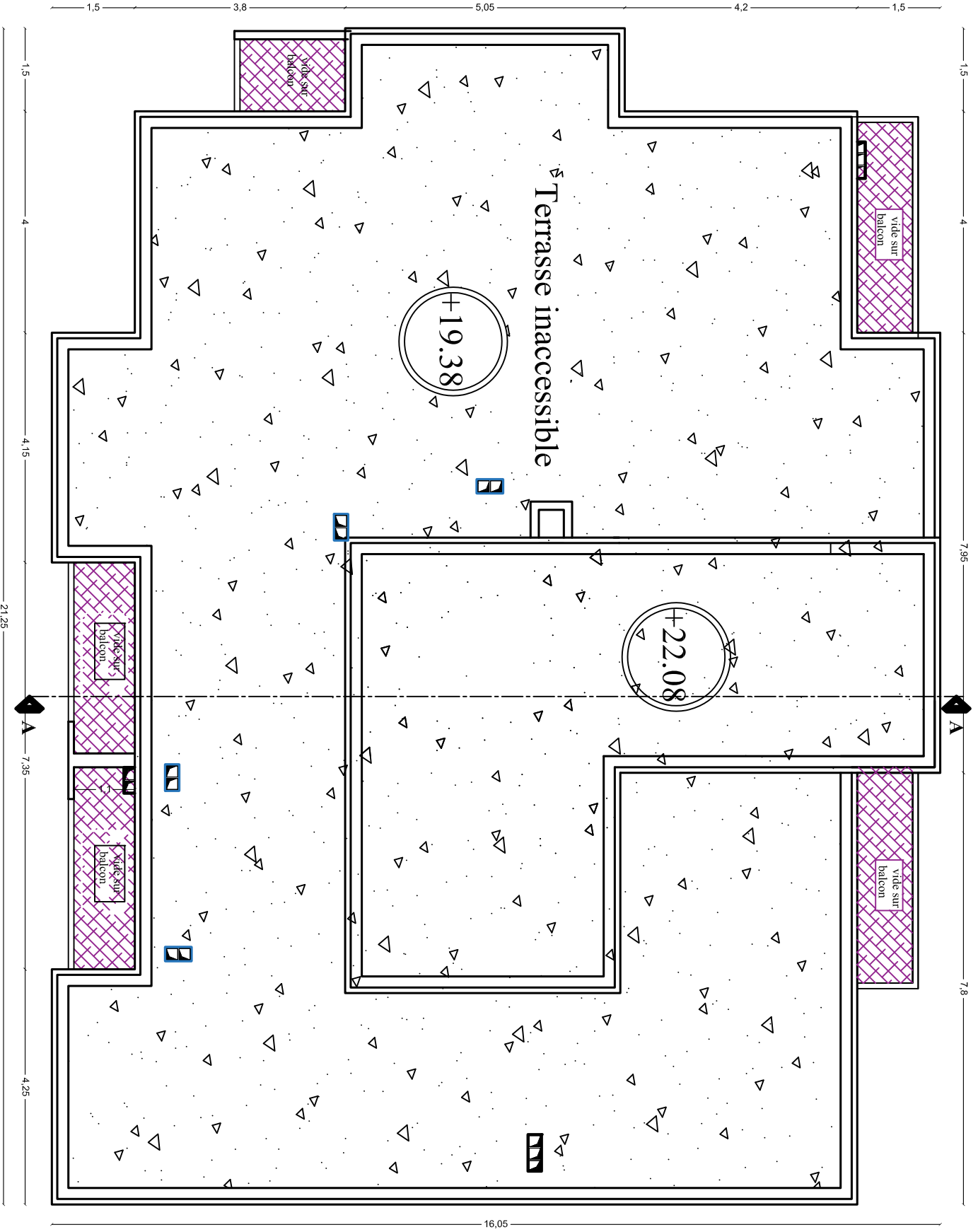
Tableau IX.1 : Ferrailage du mur.....	232
Tableau IX.2 : vérifications de la condition de non fragilité.....	233
Tableau IX.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	235

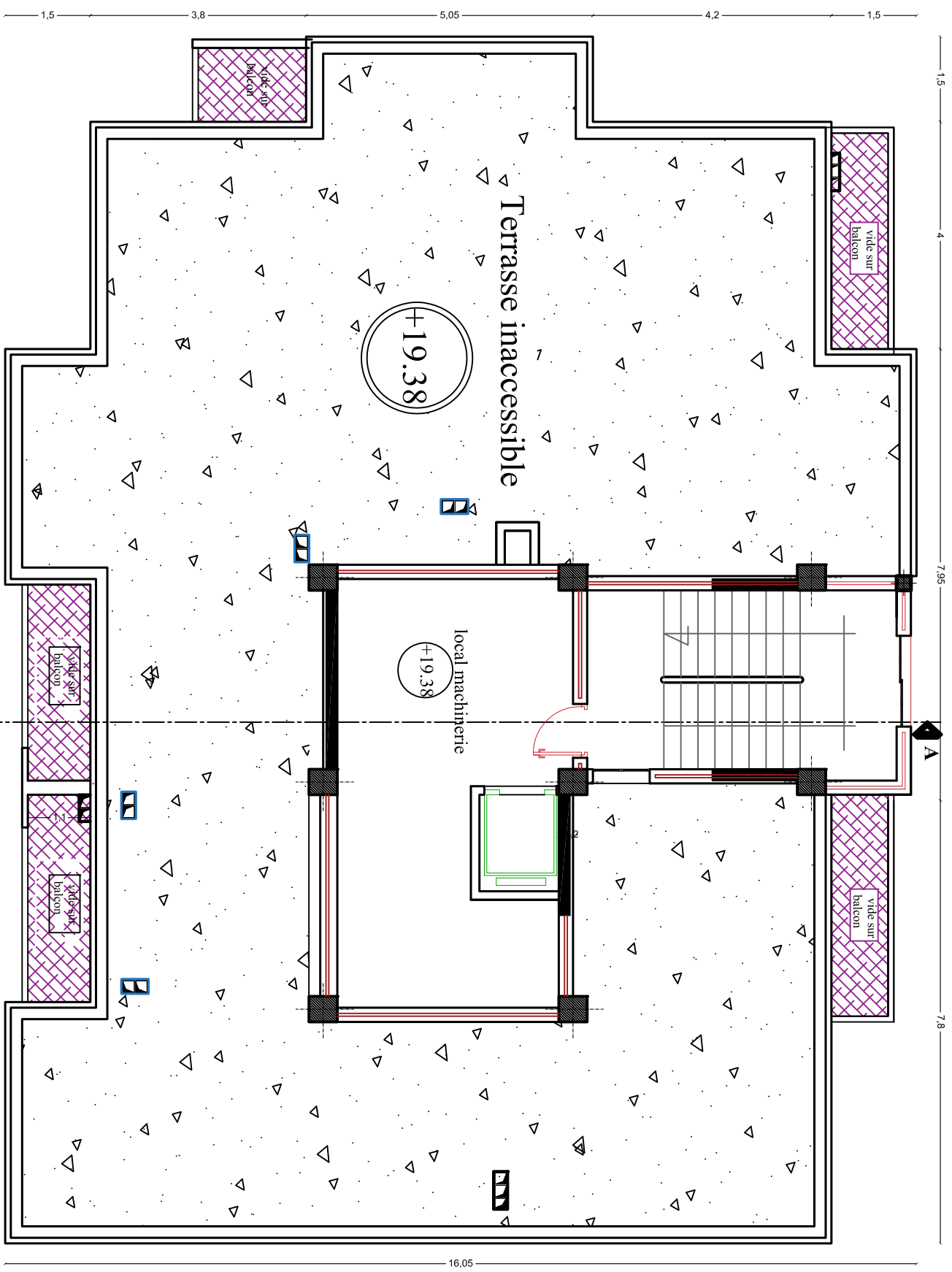
Plan d'architecture



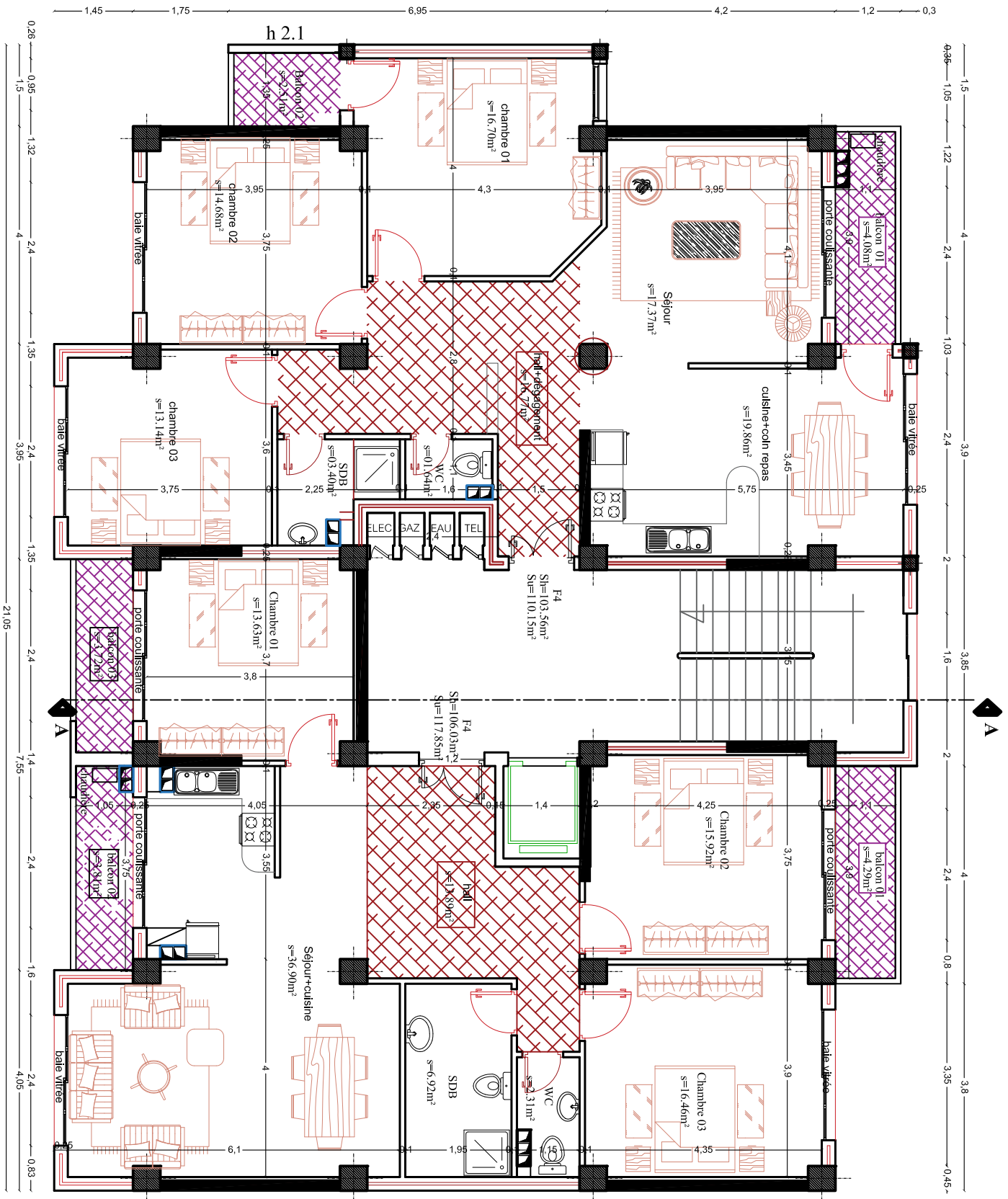
Coupe A-A

plan de toiture

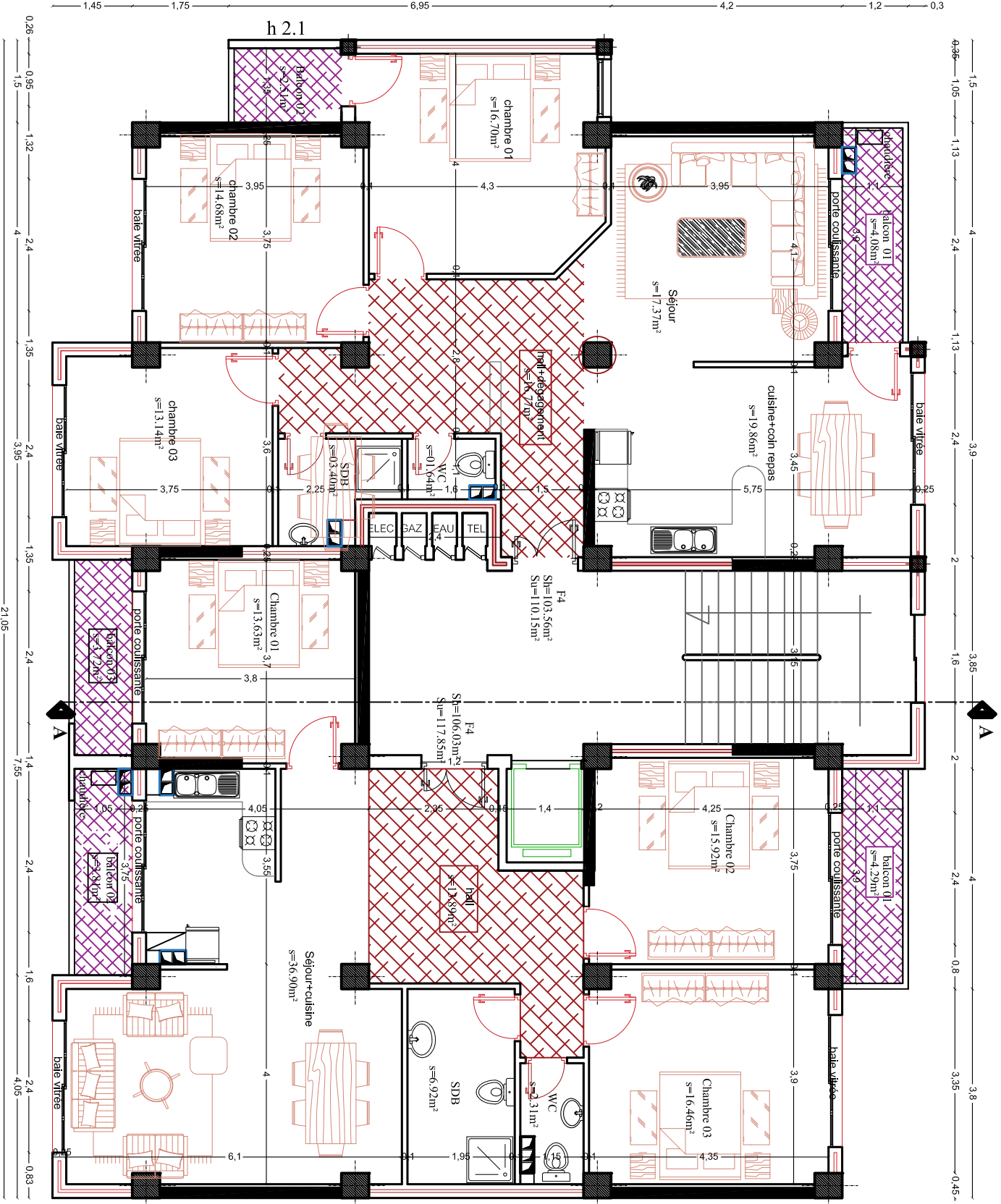




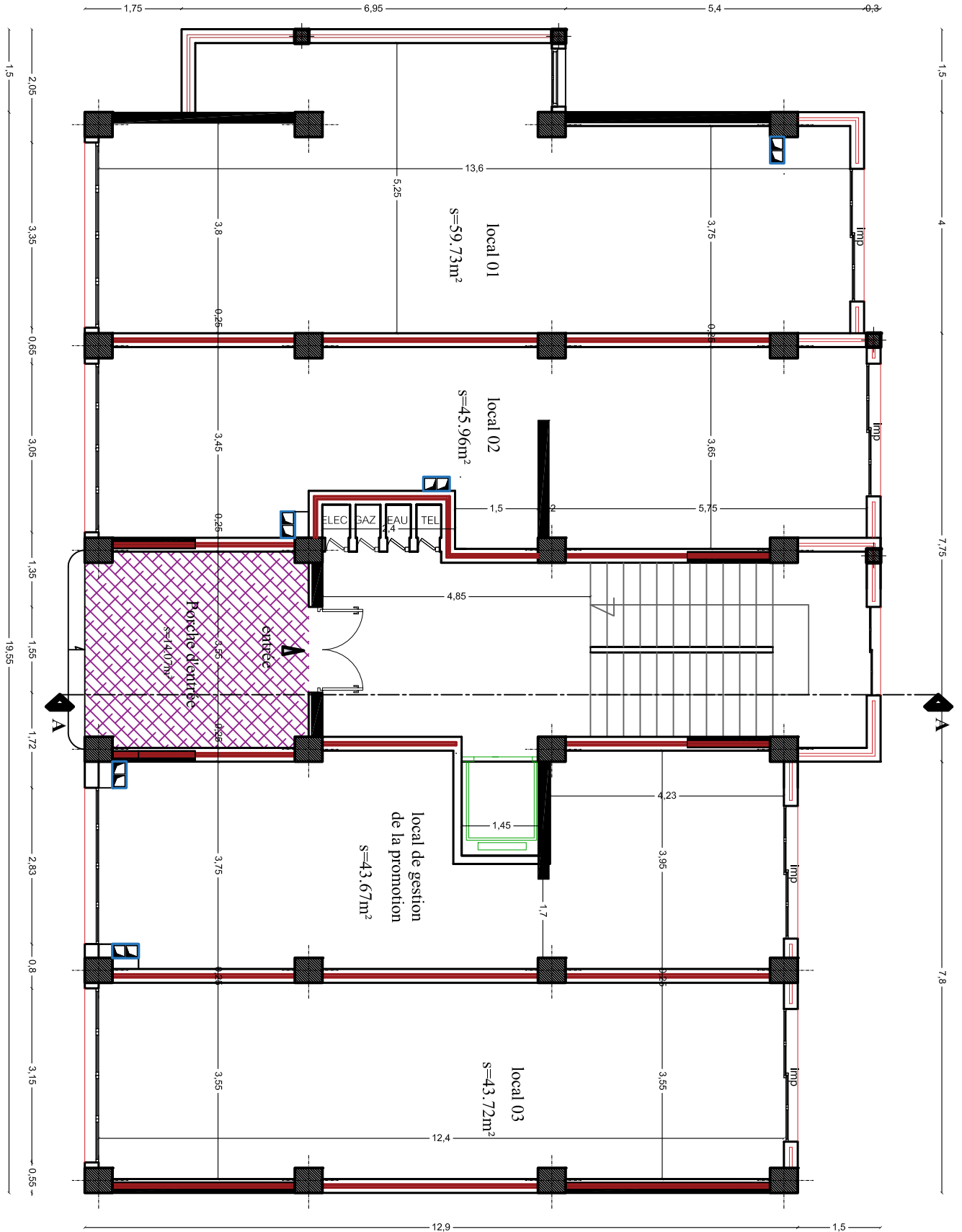
plan de TERRASSE



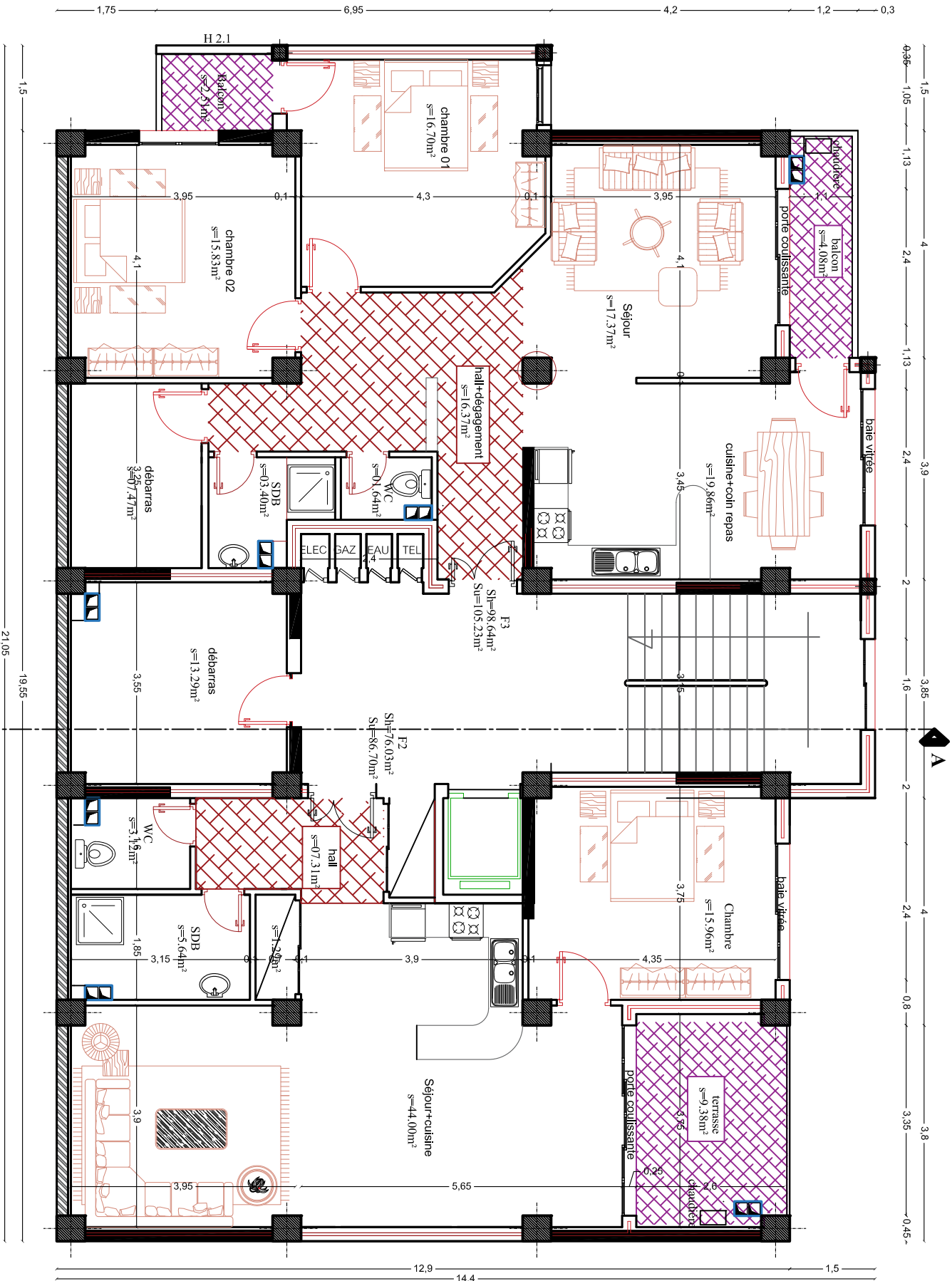
plan étage -3-4-5-



plan étage -1-2-

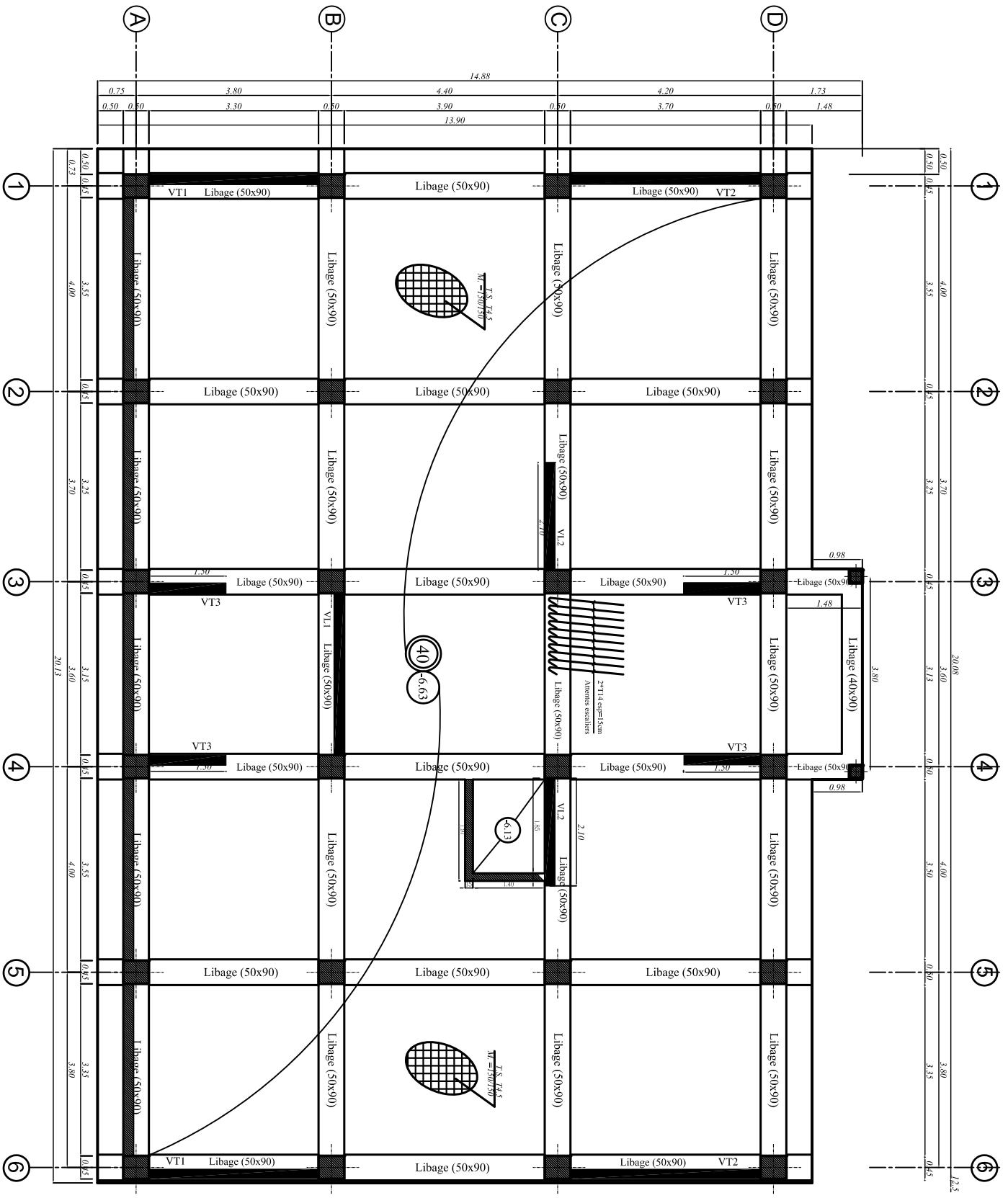


plan RDC



plan de l'entree sol 01

plan fondation



La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes, l'une des conséquences immédiates de ce Boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction. En effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étages (le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace) c'est-à-dire permettre de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace. Cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction mixte (acier et béton).

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol. Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Notre projet de fin d'étude concerne le calcul d'un bâtiment (R+5+2S.Sol), en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS. Un ferrailage de tous les éléments structuraux et non structuraux est proposé, par la suite toutes les vérifications sur la stabilité de la structure sont réalisées étape par étape. En effet l'ensemble de l'ouvrage (fondation-sol) doit être en équilibre stable, et il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.

Chapitre I

P *présentation de l'ouvrage*

I.1 Introduction

Ce chapitre consiste en l'étude d'un bâtiment implanté à Tizi-Ouzou. Une présentation globale de l'ouvrage, les différentes caractéristiques géométriques de la structure de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés sont présentés.

Les règles BAEL91 /modifié99 et le règlement parasismique algérien (RPA/version2003) sont utilisés pour tous les calculs.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre mémoire est un bâtiment (R+5+2S.SOL), implanté dans wilaya de TIZI OUZOU de zone sismique moyenne (Zone IIa).

La structure comporte:

- Deux entres sol à usage service
- RDC est constituée de trois locaux et un local de gestion de la promotion.
- Une cage d'ascenseur
- Cinq étages à usage d'habitation
- Une cage d'escaliers
- Une terrasse inaccessible

I.3 Description architecturale

✓ En plan

Longueur totale : $L=21,05\text{m}$

Largeur totale : $l=14,4\text{m}$

✓ En élévation

Hauteur totale : $H_t = 28,71\text{m}$

Hauteur des étages : $H_e = 3,06\text{ m}$

Hauteur du RDC : $H_{rdc} = 4,08\text{m}$

Hauteur d'entre sol : $H_{es1} = 3,06\text{m}$

Hauteur de l'entre sol 2 : $H_{es2} = 3,57\text{m}$

Hauteur de la locale machinerie : $H_{S,machine} = 2,7\text{m}$

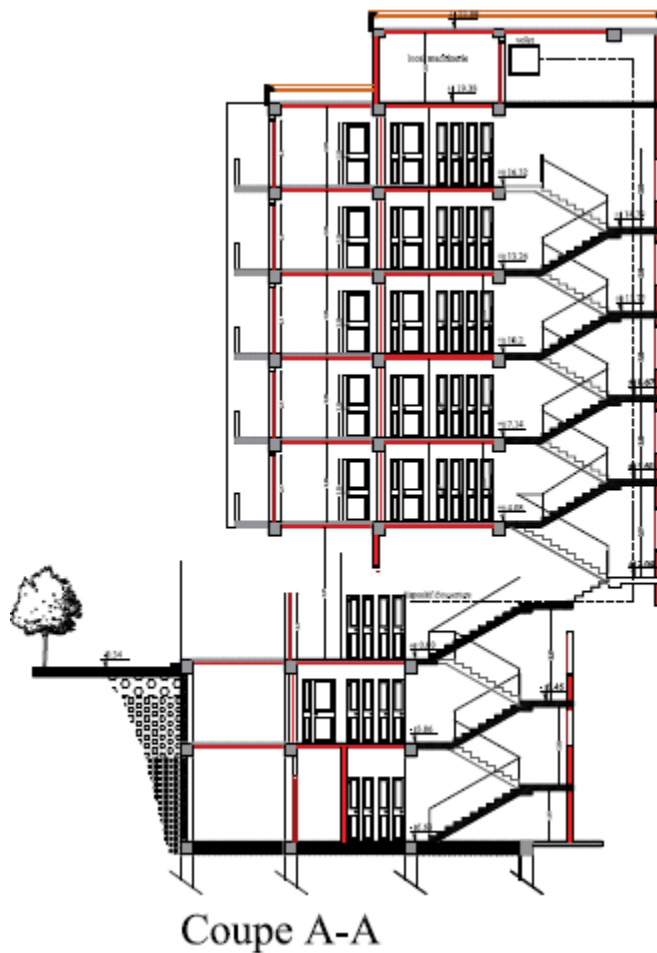


Figure I.1: Coupe de la structure

I.4 Éléments de l'ouvrage

La structure est composée des éléments ci-dessous :

a) L'ossature (éléments principaux)

Le bâtiment a une ossature constituée de :

- **Portiques** : ossature constituée de poutres et poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.
- **Voiles** : les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

b) Les planchers

Le plancher et une partie horizontale de la construction, il a pour rôle de séparer deux niveaux successifs de bâtiment.

Il est capable de supporter en plus de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles assurant la transmission des charges aux éléments verticaux (poteaux)
- Plancher en dalle pleine coulée sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poteaux.

c) Maçonnerie

La maçonnerie utilisée est en briques creuses. Deux types de murs sont considérés:

1- Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en maçonnerie brique creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air dans son d'épaisseur.

2- Murs intérieurs

Cloison de séparation de 10 cm de maçonnerie en brique creux.

d) Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier de repos. Ce dernier est constitué d'une suite horizontale (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

e) balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher.

f) voiles

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dû à l'action du séisme.

g) Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

h) Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur, réalisée en voiles en béton armé.

i) Terrasses

La terrasse est une surface plane non accessible du bâtiment, servant à supporter le poids propre et les surcharges.

j) revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines
- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs, cage d'escaliers et locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit pour les plafonds salles d'eaux et cuisines

k) Le coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour le portique, un coffrage portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

l) Les fondations

Elles sont situées à la base de la structure. Elles assurent la transmission des charges et des surcharges au sol, le choix de type de fondation dépend de la nature du sol d'assise du bâtiment.

I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux**• Béton**

Le béton est un mélange hydraulique (ciment), de granulats (sable, gravier), d'eau de gâchage et d'adjuvants dans des proportions bien déterminées.

Les composants du béton :

1. Ciment

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

2. Granulats

Les granulats comprennent le sable et les graviers, leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et les techniques de production. Ils représentent le squelette du béton.

3. L'eau de gâchage

L'eau employée pour la confection du béton doit être de l'eau potable car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton.

4. Adjuvants

Ce sont des produits chimiques qu'on introduit dans le béton frais en faible quantité (1% à 5%) du poids du ciment pour améliorer sa propriété selon le besoin.

I-6 Résistance mécaniques caractéristiques du béton

a) Résistance mécaniques caractéristiques en compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, à l'âge de 28 jours notés f_{c28} . Cette valeur est déterminée à la base d'écrasement d'éprouvettes ($d=16$ cm et $h=32$ cm) par compression axial à 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j \leq 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée par les formules données par le BAEL91 modifiée :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Pour l'étude de ce projet on prend :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

b) La résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à « j » jours notée f_{tj} est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Dans notre cas :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPA (BAEL, ARTA A.2.1, 12)}$$

➤ Les contraintes limites

a) La contrainte limite ultime à la compression (ELU) :

Elle correspond à la perte d'équilibre statique (basculement); à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} \text{ Mpa (BAEL91, Art A.4.3.41)}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\theta = 1 \text{ Si la durée d'application } t > 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0,9 \text{ Si la durée d'application } 1 \text{ h} < t < 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0,85 \text{ Si la durée d'application } t \leq 1 \text{ h}$$

h : heures

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situation courante}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle}$$

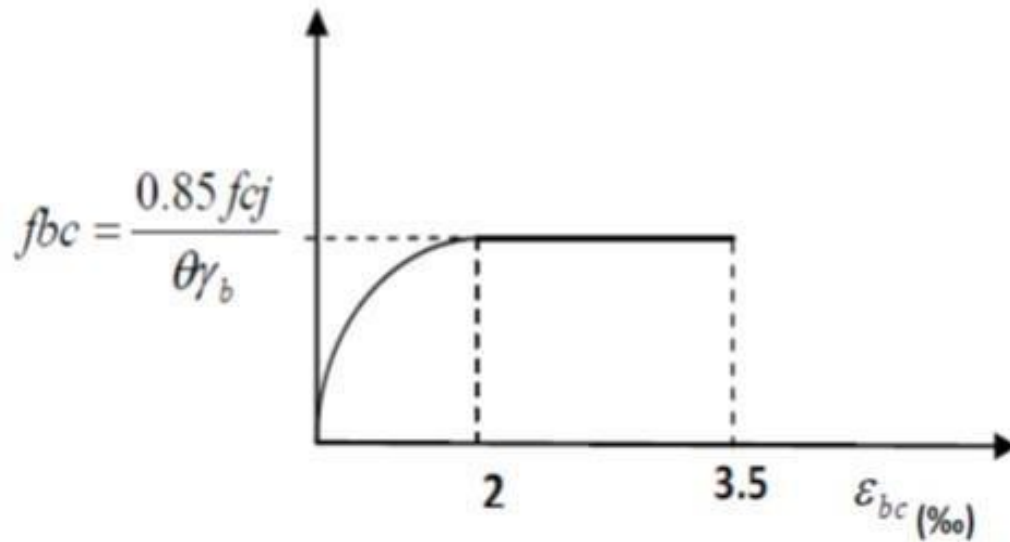


Figure I.2: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU.

b) La contrainte limite de service à la compression (E.L.S)

C'est l'état au- de la duquel ne sont plus satisfaites la condition normale d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{bc} \text{ en [MPa] (ART.A.4.5 .2/BAEL91 modifié 99)}$$

AVEC : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

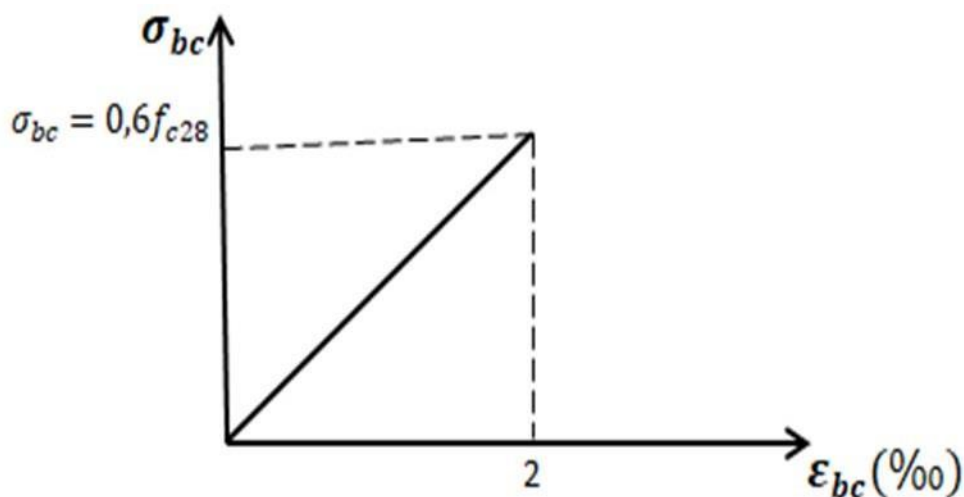


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformation de béton à l'ELS.

c) Contrainte limite de cisaillement

La contrainte de cisaillement à l'ELU est définie par :

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d} \text{ Mpa (ART .A.5 .1.2 .1 /BAEL 91 modifier 99)}$$

T_u : L'effort tranchant à ELU

b_0 : Largeur de la section cisailée

d : hauteur utile (0,9 h position d'aciers tendus)

La contrainte doit respecter les conditions limites suivant :

$$\tau = \min \{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} \text{ fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau = \min \{0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} \text{ fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

➤ Le module d'élasticité

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation enregistrée par celle-ci. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules de déformations :

a) Module de déformation instantanée

Sous les contraintes d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton âge de (j) jours noté E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ Mpa (Art.A2.1.21/BAEL91modifies99)}$$

Pour $j=28$ on a $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$

b) Module de déformation longitudinal différé du béton

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage du béton

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ Mpa (Art .A.2.1.22/ BAEL91 modifies 99)}$$

Pour $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $E_{vj} = 10818,87 \text{ Mpa}$

c) Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale est donné:

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

E : module de Young (module d'élasticité)

ν : Coefficient de Poisson

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

Le coefficient de Poisson sera pris égal à :

$\nu=0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations

$\nu=0,2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations

I-6 Acier

Caractéristiques sont regroupées le tableau suivant :

Types d'acier	normalisation	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé T L 520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS TL	520	550	8	1,3	1

Tableau I.1 : caractéristiques mécaniques des aciers.

a) Modulé d'élasticité longitudinale à l'ELS

On suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Le module d'élasticité longitudinale E_s et pris égale à $E_s=2 \times 10^5$ (art : A .2.2.1 /BAEL 91 modifies 99)

b) Coefficient de Poisson

Il est pris égal à $\nu = 0,3$

c) Contrainte limite

À l'ELU, la contrainte limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{ART: A.4.3.2/BAEL 91 modifie99})$$

f_e : Limite d'élasticité

γ_s : Coefficient de sécurité tel que

$\gamma_s=1,15$ pour les situations durables (S.D)

$\gamma_s=1$ pour les situations accidentelles (S.A)

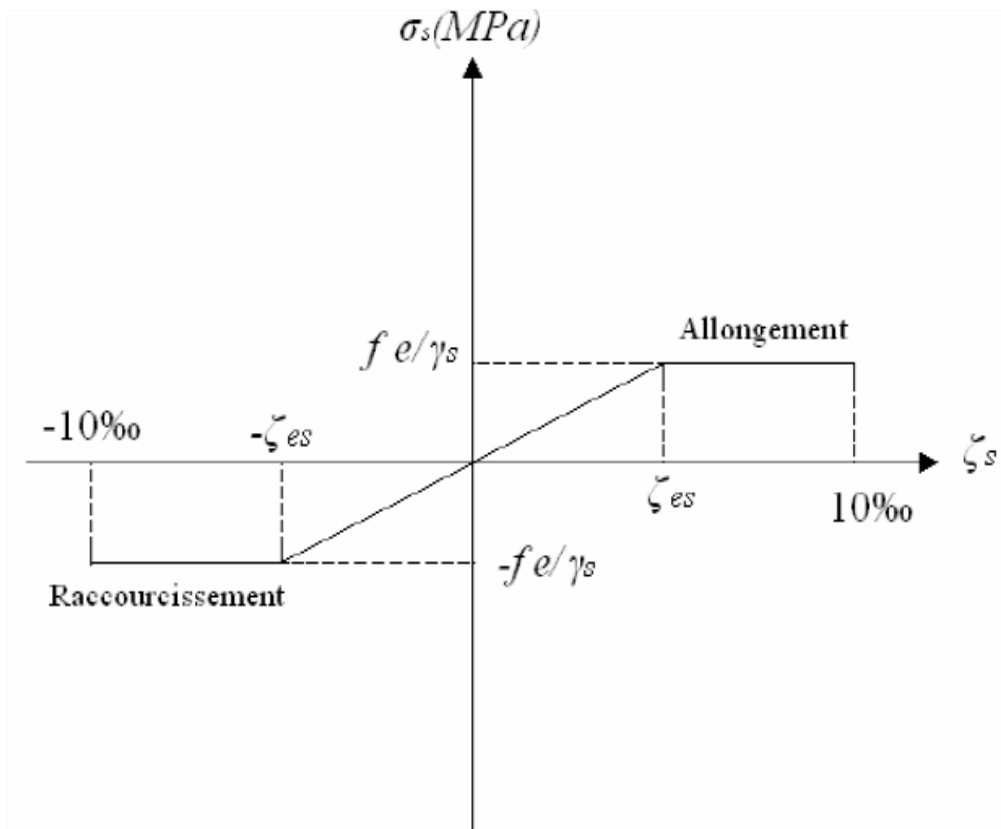


Figure I-4 : Diagramme Contrainte-Déformation d'Acier

➤ **État limite de service (ELS)**

Afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la rupture des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

• **Fissuration peu nuisible ART. (A.4.5, 32 BAEL91)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas il n'y a pas de vérification à effectuer.

• **Fissuration préjudiciable : Art. (A.4.5, 33 BAEL 91).**

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries dû à des condensations au peuvent être alternativement noyés et émergées en eau douce, il faut vérifier que

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable (BAEL 91, ART A.4.5.34)**

Lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine à aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité, la contrainte limitée comme suit :

$$\bar{\sigma} = \min \{ (0,5 f_e; 90 \sqrt{n f_{tj}}) \}$$

n: Coefficient de fissuration qui vaut :

$$\eta = 1,3 \text{ pour les HA de diamètre } \leq 6 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les HA de diamètre } \geq 6 \text{ mm}$$

f_e: Limite d'élasticité de l'acier

f_{tj}: Résistance caractéristique à la traction du béton au

- **Protection des armateurs (Art A7.1 BAEL 91)**

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

- ✓ $c \geq 1$ cm : pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.
- ✓ $c \geq 3$ cm pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensation et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux canalisations).
- ✓ $c \geq 5$ cm pour les éléments exposés à la mer, aux embruns aux brailards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **réglementations utilisées**
- ✓ **BAEL 91** (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- ✓ **RPA 99 version 2003** : (règles parasismiques algériennes).
- ✓ **CBA 93** (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- ✓ **DTR-BC-22** (document technique réglementaire charges permanents et surcharges d'exploitation).
- ✓ **RNV 99** (règlement neige et vent).

I.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés lors de la construction en respectant les règles du (BAEL91 modifié 99) et le règlement parasismique algérien (RPA99/Version 2003).

Chapitre II

*P*ré- dimensionnement des
éléments

II.1 Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant le bâtiment. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

a) Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation du plancher, poutrelle, poutres et finalement transmises au sol par fondations.

b) Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont reprises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et les voiles. Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles (B.A.E.L 91 modifiée 99) et (R.P.A 99 versions 2003).

II.2 pré-dimensionnements des éléments.

II.2.1 Les planchers

Les planchers sont des éléments plans horizontaux de la structure limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils assurent deux fonctions : fonction de résistance mécanique et fonction d'isolation acoustique et thermique et d'étanchéité.

Dans notre projet on distingue deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux**

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression en béton coulée sur place et tenaillée de treilles soudés, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées suivant le sens de la plus petite portée. La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

Avec :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91.modifié, Art B.6.8.424}).$$

h_t : Hauteur totale du plancher en (cm).

l_{max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles en (cm).

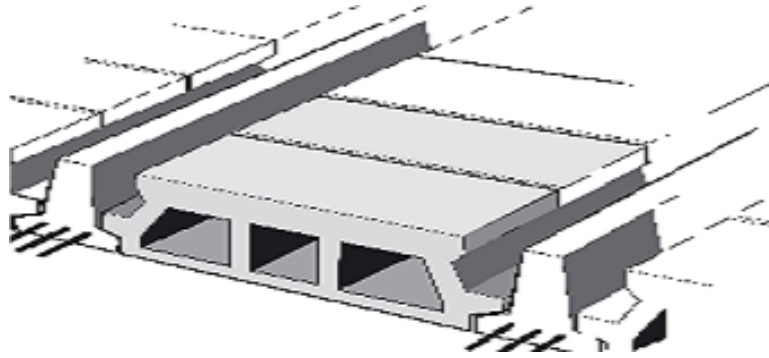


Figure II.1 Plancher en corps creux.

Remarque : pour le pré-dimensionnement des planchers, on se référera dans un premier temps au RPA 99 version 2003. En zone sismique IIa, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

$$l_{max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{415}{22,5} = 18,44 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur de $(16+4)$ $h_t = 20 \text{ cm}$

Soit : Épaisseur de corps creux 16 cm et épaisseur de la dalle de compression 4 cm

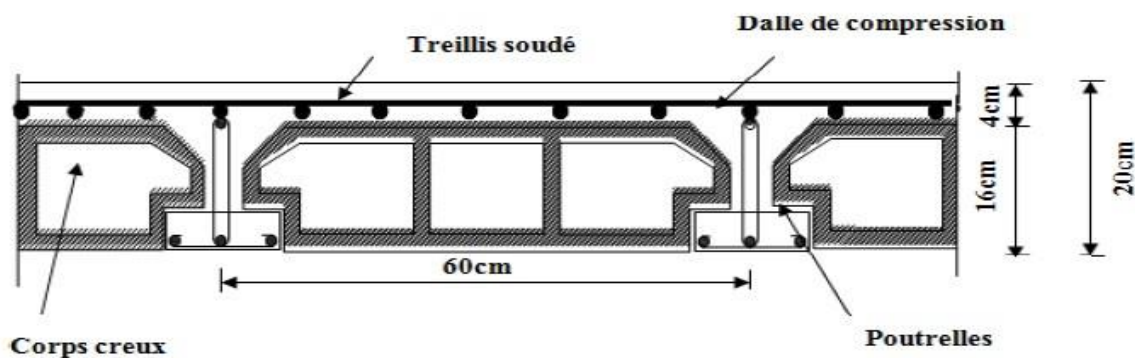


Figure II.2 : Coupe d'un plancher en corps creux.

- **Plancher en dalle pleine**

La dalle est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends, sa réalisation nécessite la mise en place d'un coffrage sur toutes la surface concernée.

- **Balcons :**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Nos balcons sont en dalle pleine. L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion, dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastrée

$$e_p \geq \frac{l}{10}$$

L : largeur de la console.

e_p : Épaisseur de la dalle.

L= 1 ,10m

$$e_p \geq \frac{110}{10} \quad \text{D'ou } e_p \geq 11 \text{ cm.}$$

Donc on prend une épaisseur de $e_p = 15 \text{ cm}$ pour les balcons.

- **Résistance au feu**

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis - à - vis du feu pour une durée moyenne

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe –feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heure de coupe – feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$ pour un coupe de feu de quatre heures.

II.2.2 les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la poutre doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad ; \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h \quad (\text{BAEL 91 modifié 99, Art 4.14}).$$

h : hauteur de la poutre.

b : longueur de la poutre.

L : portée maximale entre nus d'appuis.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

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

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm (RPA 99 version 2003 Art 7.5.1).}$$

• **Poutres principales (PP)**

Disposées perpendiculairement aux poutrelles suivant le sens transversal. La hauteur est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} < h_{pp} < \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{440}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{440}{10} \quad \Rightarrow \quad 29,33 \leq h_{pp} \leq 44$$

On prend: $h_{pp} = 40$

La largeur est donnée par la formule suivante :

$$0,4h < b_{pp} < 0,7h$$

$$0,4 \times 40 \leq b_{pp} \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b_{pp} \leq 28$$

On prend : $b_{pp} = 25$

• **Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,67 < h < 40$$

Nous optons pour $h_t = 35$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

Nous optons pour $b=20$

• **Vérification relative aux exigences du RPA : (RPA .Art 7.5.1)**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30cm$	40	35	vérifiée
$b \geq 20cm$	25	20	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4cm$	1,6	1,75	Vérifiée
$b_{max} = 1,5h + b_1$	85	72,5	Vérifiée

Tableau II.1: vérification des dimensions des poutres Art 7.5.1 RPA.

II.2.3. Voile

Les voiles sont des éléments en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition $L \geq 4e_p$.

e_p : Épaisseur des voiles.

L : longueur minimale des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonctions de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

$$e_p \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}\right).$$

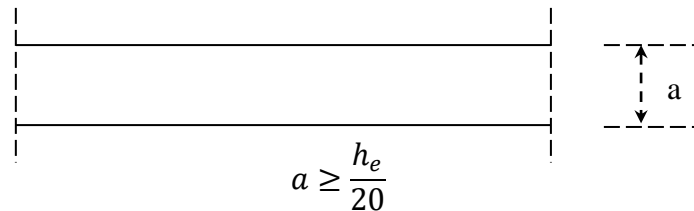


Figure II.3 : Coupe de voile en plan.

Épaisseur « e_p » des voiles est déterminés suivant l'article 7.7.1 de RPA version 2003 :

- Notre calcul se fera selon le cas :

$$e_p \geq \frac{h_e}{20}$$

- Cas de voile porte sur un seul axe

$$h_e = h_{e \max} - h_p = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$h_{e \max}$: La plus grande hauteur d'étage.

h_p : L'épaisseur de la dalle.

$$e_p \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e_p \geq \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm}$$

Enfin on a adopté une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

II.2.4 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure.

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple; en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante:

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

N_s : Effort de compression repris par les poteaux ; avec $N_s = G + Q$

G : charge permanente.

Q : charge exploitation.

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : Contrainte limite du service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPA]}.$$

Les conditions :

$$\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$\frac{1}{4} < (b_1 / h_1) < 4$$

II.3 Détermination des charges et surcharges

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur la structure et en particulier sur l'un de ses éléments (plancher) tenant compte du document technique réglementaire en l'occurrence le DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation.

- **Charges permanentes**

On calculera les charges revenantes aux planchers terrasses, étages courantes, murs extérieurs, murs intérieurs et l'acrotère.

On a : $G = p \times e$

P : le poids volumique.

e : épaisseur de l'élément.

• Plancher terrasse (inaccessible) :

Éléments	Épaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
Couche de gravillon	1,5	1
Étanchéité multicouches	5	0,12
Béton en forme de pente	7	1,55
Feuille de polyane	/	0,01
Isolation thermique en liège	5	0,16
Plancher en corps creux	(16+4)	2,80
Enduit sous plafond en plâtre	2	0,2
		G_t = 5,84

Tableau II.2: valeur de charge permanente du plancher terrasse.

• Plancher étage courant :

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge
1	Cloison interne	0,10	10	1,00
2	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Couche de sable	0,02	18	0,36
5	Dalle en corps creux	0,20	/	2,80
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				G=5,16

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher d'étage courant.

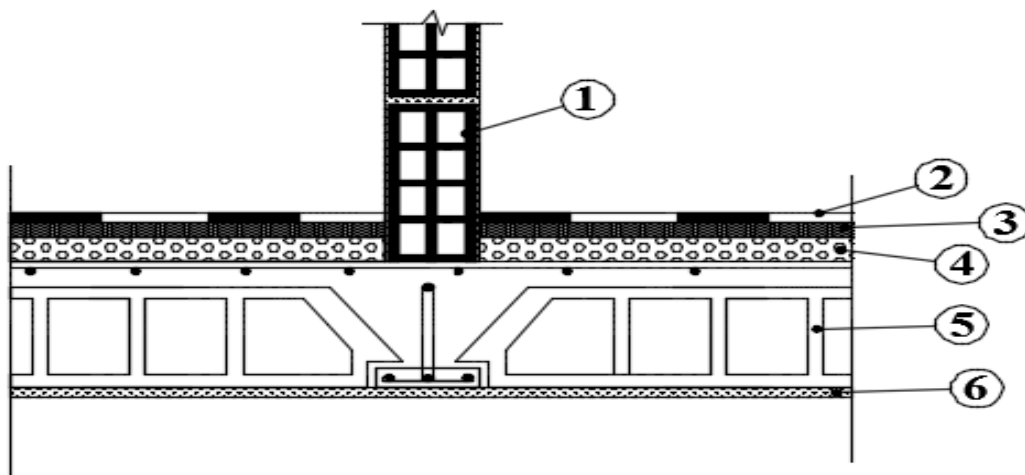


Figure II.4: Coupe transversale au niveau de plancher étage courant.

• Maçonnerie

1. Mur extérieur :

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	20	0,40
2	Brique creuse Extérieure	0,01	9	0,90
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse Intérieure	0,1	9	0,90
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
				G =2,40

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs.

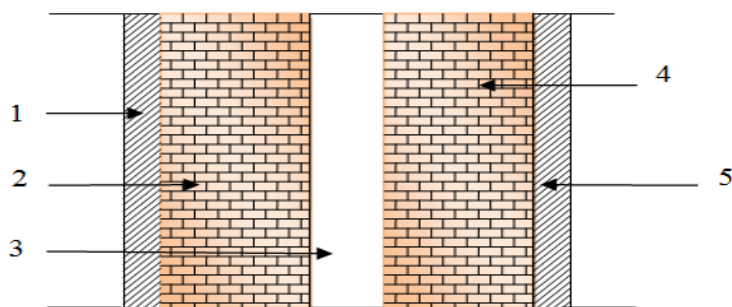


Figure II.5: Coupe verticale d'un mur extérieur.

2. Mur intérieur :

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre intérieur	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en plâtre extérieur	0,02	10	0,20
				G =1,30

Tableau II.5: Charges permanentes des murs intérieurs.

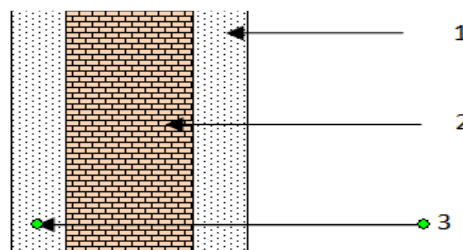


Figure II. 6: Coupe verticale d'un mur intérieur.

3. Balcon :

Éléments	Épaisseur (cm)	Charge (KN/m ²)
1-revêtement en carrelage	2	0,40
2-mortier de pose	3	0,40
3-couche de sable	3	0,36
4-dalle pleine en BA	24	6
5-enduit de ciment	2	0,36
		$G_t = 7,52$

Tableau II.6 : Charges permanentes du balcon.

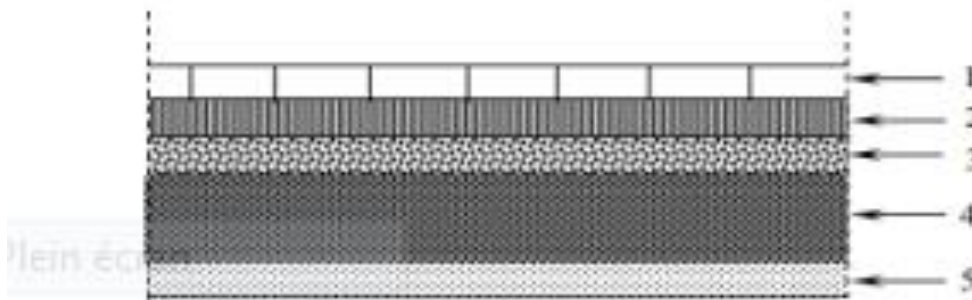


Figure II. 7: Coupe verticale d'un balcon

• Les Surcharges d'exploitation :

N°	Éléments	Surcharges (KN/m ²)
1	Plancher terrasse inaccessible	1
2	Plancher de RDC	5
3	Plancher étage courant	1,5
4	Escalier	2,5
5	Acrotère	1
6	Balcon	3,5
7	Plancher entre sol	1,5

II.4 Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité:

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge est le poteau: C5

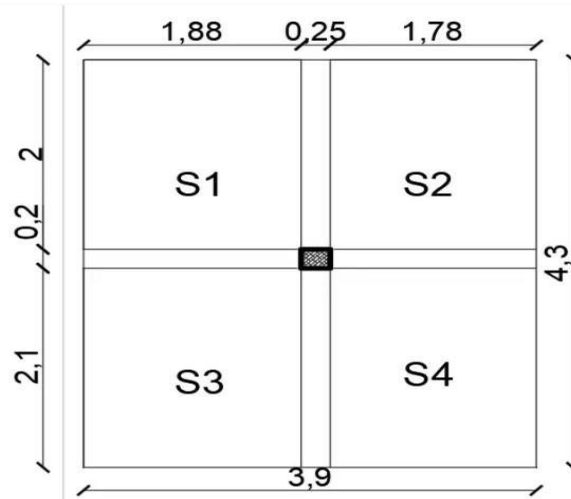


Figure. II.8: La surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité C5.

- Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

a) section nette :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1,88 \times 2 = 3,76m^2$$

$$S_2 = 1,7 \times 2 = 3,56m^2$$

$$S_3 = 1,88 \times 2,1 = 3,95m^2$$

$$S_4 = 1,78 \times 2,1 = 3,74m^2$$

$$S_n = 3,76 + 3,56 + 3,95 + 3,74$$

$$S_n = 15,01m^2$$

b) Section brute :

$$S_b = 3,9 \times 4,3$$

$$S_b = 16,77m^2$$

II.5 Poids propre des éléments

➤ Poids de plancher :

$$P = G \times S$$

- Plancher terrasse :

$$P = G_t \times S_b = 5,83 \times 16,77$$

$$P = 97,77kN$$

- Plancher étage courant :

$$P = G_s \times S_b = 5,16 \times 16,77$$

$$P = 86,53kN$$

➤ Les poutres :

- Poutres principales :

$$G_{pp} = S_{pp} \times P_b = 0,4 \times 0,25 \times (2 + 2,1) \times 25$$

$$G_{pp} = 10,25kN$$

- Poutre secondaire :

$$G_{ps} = S_{ps} \times P_b = 0,35 \times 0,2(1,88 + 1,78) \times 25$$

$$G_{ps} = 6,4kN$$

➤ Les poteaux :

$$P_{pot} = h_e \times S \times P$$

S : section de poteau en zone II. $A \geq 25 \text{ cm}$ (RPA 99 /version 2003)

P : poids volumique du béton $25 \frac{kN}{m^3}$

h_e : La hauteur des étages.

- Poteau de sol 01 :

$$P_{ss1} = 0,2 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781kN$$

Poteau sol 02 :

$$P_{ss2} = 0,25 \times 0,25 \times 3,57 \times 25 = 5,578kN$$

- Poteau de RDC :

$$P_{RDC} = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 8 = 6,375kN$$

- Poteau d'étages :

$$P_{étage} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781kN$$

- Poteau de local machine :

$$P_{s.m} = 0,25 \times 0,25 \times 2,7 \times 25 = 4,218kN$$

II.6 Vérification des règles du RPA 99/2003 :

D'après l'Article 7.4.1 du RPA (vérification relative au coffrage), les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{Cm}$$

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

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$$

Avec : b_1 et h_1 sont les dimensions des poteaux.

Niveaux	Condition de RPA	Poteaux	Valeurs calculés	vérification
Sous- Sol 1		(50x50)	Min (50;50)=50 ≥ 25Cm	Vérifiée
			$h_e/20 = 306/20 = 15,3$	Vérifiée
			$50/50=1 \leq 4$	Vérifiée
Sous- Sol 2		(50x50)	Min (50;50)=50 ≥ 25Cm	Vérifiée
			$h_e/20 = 357/20 = 17,85$	Vérifiée
			$50/50=1 \leq 4$	Vérifiée
RDC	Min(b_1, h_1) ≥ 25Cm	(45x45)	Min (45;45)=45 ≥ 25Cm	Vérifiée
			$h_e / 20 = 408/20 = 20,4$	Vérifiée
			$45/45=1 \leq 4$	Vérifiée
Du 1 ^{eme} au 3 ^{eme} niveau	Min(b_1, h_1) ≥ $h_e / 20$	(40x40)	Min (40;40)=40 ≥ 25Cm	Vérifiée
			$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Vérifiée
			$40/40=1 \leq 4$	Vérifiée
Du 4 ^{eme} au 5 ^{eme} niveau	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	(35x35)	Min (35;35)=35 ≥ 25Cm	Vérifiée
			$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Vérifiée
			$35/35=1 \leq 4$	Vérifiée
locale machinerie		(30x30)	Min (30;30)=30 ≥ 25Cm	Vérifiée
			$h_e / 20 = 270/20 = 13,5$	Vérifiée
			$30/30=1 \leq 4$	Vérifiée

II.7 Conclusion :

On a pré-dimensionné tous les éléments structuraux ainsi que tous les calculs et vérifications nécessaires, les résultats sont représentés ci-dessous:

- ❖ Épaisseur plancher en corps creux : $16 + 4 = 20 \text{ cm}$
- ❖ Épaisseur des balcons : $e_p = 15 \text{ cm}$
- ❖ Poutres principales : $(25 \times 40) \text{ cm}^2$
- ❖ Poutres secondaires : $(20 \times 35) \text{ cm}^2$
- ❖ Épaisseur des voiles : $e_p = 20 \text{ cm}$
- ❖ Sections adoptées pour les poteaux :
 - S-sol1 et s-sol2 $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
 - RDC $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
 - Du 1^{eme} ou 3^{eme} étages $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
 - Du 4^{eme} ou 5^{eme} étages $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
 - locale machinerie $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Chapitre III

Calcul des éléments

II.1 Introduction

Après avoir défini les caractéristiques de l'ouvrage et effectuée le pré dimensionnement des éléments, ce chapitre concerne le calcul des éléments de la structure suivants :

- L'acrotère
- Les planchers.
- Balcon.
- Les escaliers.
- La dalle pleine.

III.2 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un petit muret qui s'étend verticalement sur une façade jusqu'au-dessus du niveau de la toiture, qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à un effort « G » dû à son poids propre et à un effort latéral « P » dû à la main courante provoquant un moment de renversement « M » dans la section d'encastrement.

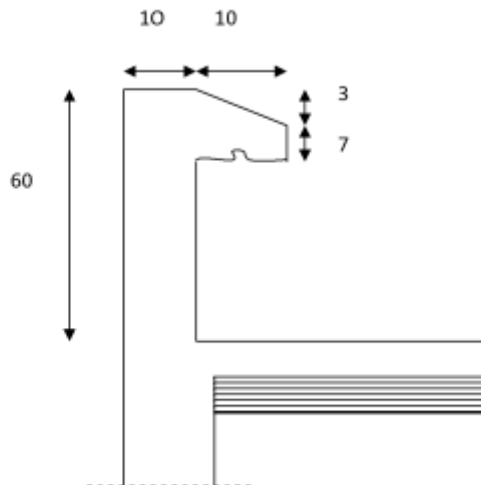


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.2.1 Calcul des sollicitations de l'acrotère

➤ Poids propre

$$G = p_{\text{béton}} \times s_{\text{acr}} \times 1 \text{ m}$$

Avec :

p : poids volumique du béton ($p = 25 \text{ kN/m}^3$).

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25 \times 1$$

$$G = 1,7125 \text{ kN/ml.}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

➤ Effort normal dû au poids propre :

$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1,7125 \text{ kN}$$

➤ Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$$

➤ Moment de renversement « M » dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H \times 1$$

$$M = 0,6 \text{ kN.m}$$

- H : hauteur de l'acrotère.

III.2.2 Schéma statique

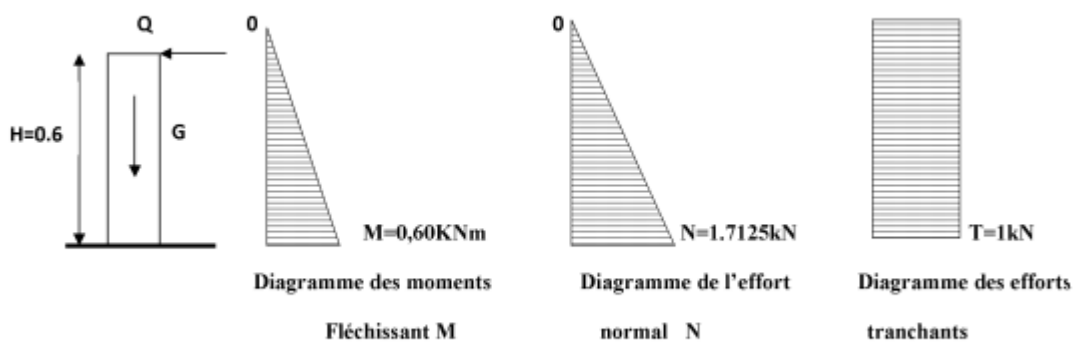


Figure III-2 : Représentation des diagrammes des efforts.

III.2.3 Combinaisons de charges**a) A'ELU**

➤ *La combinaison de charge est : $1.35G + 1.5Q$*

Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,3118 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

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

Moment de renversement M dû à Q :

$$M_u = 1,5 M_q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

b) A'ELS

➤ *La combinaison de charge est : $G + Q$*

Effort normal dû à G :

$$N_s = 1,7125 \text{ kN}$$

Effort tranchant :

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

Moment de renversement M dû à Q :

$$M_s = M = 0,6 \text{ KN.m}$$

III.2.4 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul on considère une section (b x h) cm^2 soumise à la flexion composée.

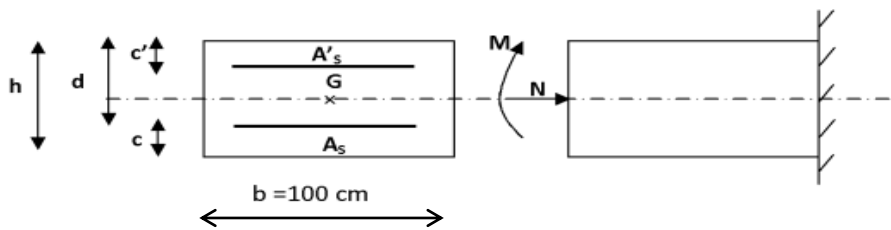


Figure. III.3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

h: épaisseur de la section = 10 cm

b: largeur de la section = 100 cm

c et c': enrobage = 2 cm

d = h - c : hauteur utile 8 cm

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **C.D.G** des armatures tendues.

➤ **Calcul des armatures à l'ELU :**

- *Position de centre de pression à l'ELU :*

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,3118} = 0,3893 \text{ m}$$

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

- **C** : Centre de pression ; (Position de point d'application de l'effort normal).
- **e** : Excentricité

$$\frac{h}{2} - c < e_u$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée. L'acrotère sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «*M_f*», puis en flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

- Le moment fictif « M_f »

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 2,3118 \times \left(0,3893 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,9693 \text{ KN.m}$$

- Le moment réduit « u_u »

$$u_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

avec: $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$

$$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$u_u = \frac{0,9693 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,01066$$

$$u_u = 0,01066 < u_l = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA), donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $ASC=0$.

$$u_u = 0,01066 \rightarrow \beta = 0,995 \text{ (Tableau)}$$

- Les armatures fictives : (Flexion simple)

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \text{ et } \beta = 0,995$$

Donc :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,9693 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348}$$

$$A_f = 0,350 \text{ cm}^2$$

- La section des armatures réelles : (Flexion composée)

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,3118 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,2835 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,2835 \text{ cm}^2$$

III.2.5.1 Les Vérifications à (L'ELU)

➤ Condition de non fragilité (Art : A.4.2. 1/ BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_u - 0,455d}{e_u - 0,185d}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{38,9 - 3,64}{38,9 - 1,48}$$

$$A_{\min} = 0,910 \text{ cm}^2$$

$$\text{on a } A_{\min} > A_{st}$$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc on adoptera une section de $A = 0,910 \text{ cm}^2$

Soit :

$$A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml avec un espacement } s_t = 25 \text{ cm}$$

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5052 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

➤ Vérification au cisaillement (Art : 5.1.211/ BAEL 91)

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

$$T_u = V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \text{ KN}$$

T_u : Valeur de l'effort tranchant.

b : Largeur de la bande considérée.

d : Hauteur utile de la section.

Nous avons une fissuration préjudiciable

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{80 \times 10^3} = 0.01875MPa \leq \min(2,5MPa, 4MPa)$$

Avec :

$\gamma_b = 1.5$ situation courante

$\tau_u = 0,01875 < \tau = 2,5 MPa$

Condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91, Art 6.1.3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$\Psi_s = 1$ pour les ronds lisses.

$\Psi_s = 1.5$ pour les H.A.

Ψ : Coefficient cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$: Sommes des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = 4\pi \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 10,048} = 2,073$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Condition vérifiée, donc il n'y a pas du risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement droit (Art A.6.2.21/BAEL91)

Dans notre cas : $FeE400 \rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

III.2.5.2 Les Vérifications à (L'ELS)

L'acrotère est exposé aux intempéries c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (acier HA) $\Phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Calcul de $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$ avec : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,25125$$

$$\beta_1 = 0,920 \quad k_1 = 47,50 \quad k = \frac{1}{k_1}$$

AN :

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,558$$

$$\sigma_{st} = 40,558 \text{ MPa} \leq 201,63 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,021 \times 40,558 = 0,852 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

III. 2.6 Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)

L'action des forces horizontales F_p doit être inférieure ou égale à l'action de la maincourante Q , elle est calculée sous l'action horizontale suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA 99 Version 2003/ Art 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas Zone IIa, groupe 2 $A = 0,15$ [Tableau 4-1 RPA99]

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 On prend : 0,8 [élément en console] [Tableau 6-1 RPA99]

W_p : Poids de l'acrotère est égale à $G=1,7125$ KN/m.

AN :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \frac{KN}{ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

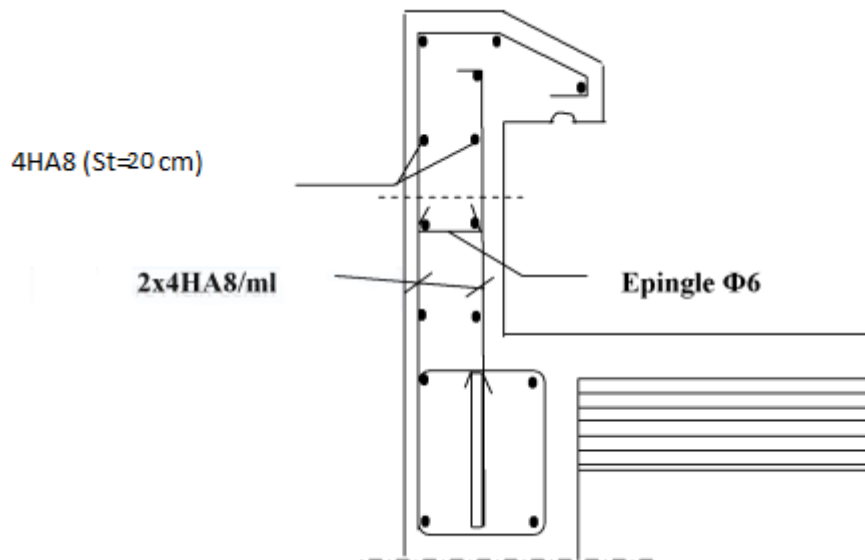
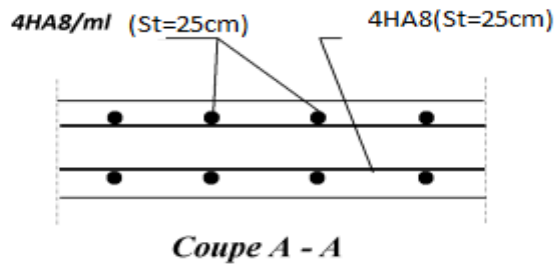


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.



III.3 Etudes des planchers

Le bâtiment dispose d'un seul type du plancher ; à savoir le plancher à corps creux associé à des poutrelles préfabriquées, avec une dalle de compression. Les poutrelles sont disposées dans le sens de la petite portée. Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier.

Les armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges,

Notamment celles correspondantes aux cloisons.

III.3.1. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm, elle est armée d'un quadrillage d'armatures de nuance (TS520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes donnée par le (Art.6.8 BAEL91/99)

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles A_{\perp}**

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

$L = 65 \text{ cm}$; distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$)

$f_e = 520 \text{ MPA}$.

AN :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement du 20 cm.

➤ **Les armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 20 cm

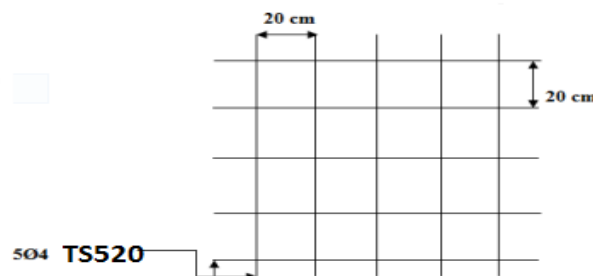


Figure III.5 : Ferrailage de la dalle de compression.

- **Conclusion**

On adoptera donc pour un treillis soudé (TS 520) de $(4 \times 4 \times 200 \times 200) \text{ mm}^4$.

➤ Dimensionnement de la section en T :

b_1 : La largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous:

L : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

L_1 : Longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

Hauteur de la section..... $h = 16 + 4 = 20$ cm.

L'épaisseur de la table de compression..... $h_0 = 4$ cm.

L'enrobage $c = 2$ cm.

La hauteur utile $d = 18$ cm.

Largeur de la poutrelle..... $b_0 = 12$ cm

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_1 = 415 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_1}{10}; \frac{L}{2}; 8h_0 \right\}$$

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{415}{10}; \frac{53}{2}; 8 \times 4 \right\}$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

b : largeur de la table de compression.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

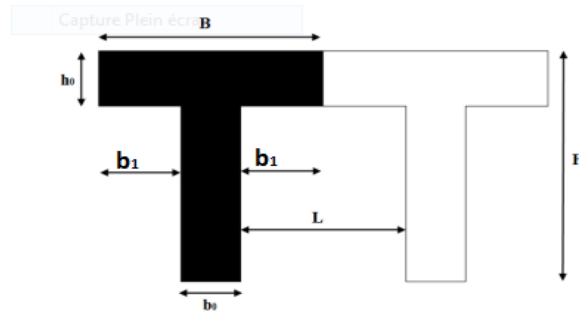


Figure III.6 : Dimensions de la section en T.

III.3.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes: avant et après le coulage de la dalle de compression.

a) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle doit supporter en plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux.

➤ Charges permanentes :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$
- Poids propre de corps creux: $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/m}$
- Poids propre totale : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ kN/ml}$
- La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/m}$

➤ Combinaison de charges à l'ELU :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(0,74) + 1,5 (1) = 2,5 \text{ kN/ml}$$

- Calcul du moment en travée :

$$M = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,15^2}{8} = 5,382 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,15}{2} = 5,1875 \text{ KN}$$

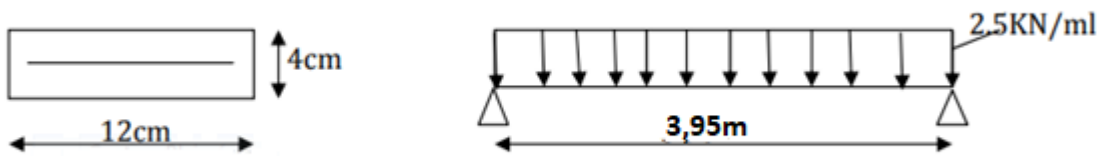


Figure III.7 : Schéma statique de la poutrelle.

- **Calcul des Armatures :**

Avec :

$$b = 12 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; h = 4 \text{ cm}; d = h - c = 2 \text{ cm}; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

AN :

$$\mu_b = \frac{5,382 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 7,896$$

$\mu_b = 7,896 > \mu = 0,392$ Donc notre section est doublement armée (SDA).

- **Conclusion :**

Les armatures de compression sont nécessaires. Comme la section des poutrelles est très réduite, il est impossible de les placer, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle aura une section en T est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

➤ **Chargement :**

Plancher étage courant :

Poids propre de plancher : $G = 5.16 \times 0.65 = 3.354 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

➤ **Les combinaisons de charge :**

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.354 + 1.5 \times 0.975 = 5.9904 \text{ kN/ml}$

ELS: $q_s = G + Q = 3.354 + 0.975 = 4.329 \text{ kN/ml}$

III.3.3 Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher; à l'aide des méthodes suivants :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

a) Méthode forfaitaire:

Il s'agit d'une méthode simplifier de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées; tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, d'enseignement...

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, suivant le BAEL91, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées.

Vérification des conditions d'application de la méthode (Art B.6.2.210 BAEL 91/99) :

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être inférieure ou égale au max de : deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 soit : $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

On :

$$2G = 2 \times 3.354 = 6,708 \text{ KN/m}^2$$

- $Q = 0.975 \text{ KN/ml} \leq \max (6.708/; 5 \text{ KN/m}^2)$ **condition vérifiée.**
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....**condition vérifiée.**
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable**condition vérifiée.**
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_i + 1} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,35}{3,35} = 1 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{3,35}{3,95} = 0,85 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{3,95}{3,75} = 1,05 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Conclusion :**

La méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.

• **Principe de la méthode forfaitaire :**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

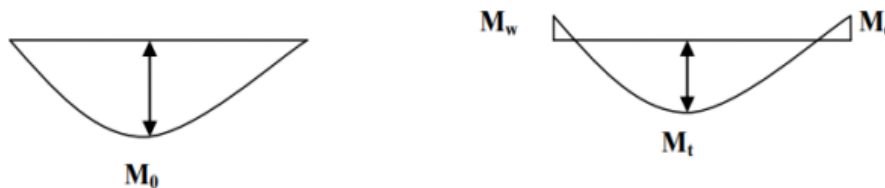


Figure III.8 : Diagramme des moments

➤ **Exposé de la méthode :**

Le rapport α des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Ce coefficient varie entre 0 et $\frac{2}{3}$ pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q = 0 \rightarrow \alpha = 0$; $Q = 2G \rightarrow \alpha = \frac{2}{3}$

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Avec :

L: longueur de la travée entre nus d'appuis

q: charge uniformément répartie

M_w Et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.

M_t : Moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

➤ **Premier cas :**

Dans notre cas nous avons une poutre sur 4 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :

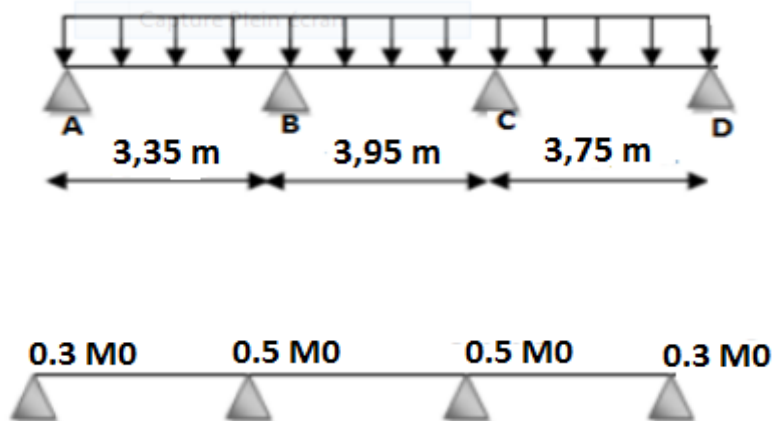


Figure III.9: Schéma statique de la poutre

• **Calcul des coefficients :**

A: rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,975}{0,975 + 3,354} = 0,225$$

$$0 \leq 0,225 \leq \frac{2}{3}$$

On aura après calcul : $\alpha = 0,225$

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3(0,225) = 1,0675$$

$$\frac{1 + (0,3 \times 0,225)}{2} = 0,534$$

$$\frac{1,2 + (0,3 \times 0,225)}{2} = 0,634$$

- **Calcul des moments isostatique l'ELU :**

$$\text{Travée AB : } M_1 = \frac{5,9904 \times (3,35^2)}{8} = 8,403 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_2 = \frac{5,9904 \times (3,95^2)}{8} = 11,683 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_3 = \frac{5,9904 \times (3,75^2)}{8} = 10,53 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

- **Les moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_1 = 0,3 \times 8,403 = 2,521 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_C = 0,5 \max(M_1, M_2) = 0,5 \times 11,683 = 5,8415 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,3M_3 = 0,3 \times 10,53 = 3,159 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées :**

- **Travée de rive :**

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}; M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

- **Travée de rive AB :**

$$M_{AB}^t \geq 1,0675M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,0675 \times 8,403 - \frac{2,521 + 5,8415}{2} = 4,789 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_1 = 0,634 \times 8,403 = 5,327 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{AB}^t = 5,327KN.m$

➤ Travée de rive CD:

$$M_{CD}^t \geq 1,0675M_3 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,0675 \times 10,53 - \frac{5,8415 + 3,159}{2}$$

$$= 6,741KN.m$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_3 = 0,634 \times 10,53 = 6,676KN.m$$

On prend : $M_{CD}^t = 6,741KN.m$

➤ Travées intermédiaires :

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}; M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

➤ Travées intermédiaires BC :

$$M_{BC}^t \geq 1,0675M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,0675 \times 11,683 - \frac{5,8415 + 5,8415}{2}$$

$$= 6,630KN.m$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_2 = 0,534 \times 11,683 = 6,239KN.m$$

On prend : $M_{BC}^t = 6,630KN.m$

• Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(x) = \pm \frac{q_u \times l_i}{2}$$

- Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{5,9904 \times 3,35}{2} + \frac{(-5,8415) - (-2,521)}{3,35}$$

$$= 9,043KN$$

$$T_B = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{5,9904 \times 3,35}{2} + \frac{(-5,8415) - (-2,521)}{3,35}$$

$$= -11,025KN$$

- Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{5,9904 \times 3,95}{2} + \frac{(-5,8415) - (-5,8415)}{3,95} = 11,831 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -11,831 \text{ KN}$$

- Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = \frac{5,9904 \times 3,75}{2} + \frac{(-5,8415) - (-3,159)}{3,75} = 10,517 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -\frac{5,9904 \times 3,75}{2} + \frac{(-5,8415) - (-3,159)}{3,95} = -11,947 \text{ KN}$$

➤ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

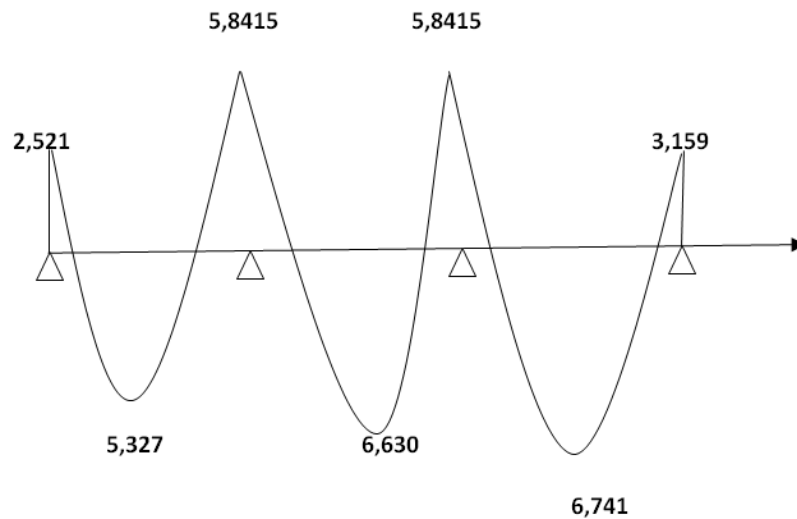


Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

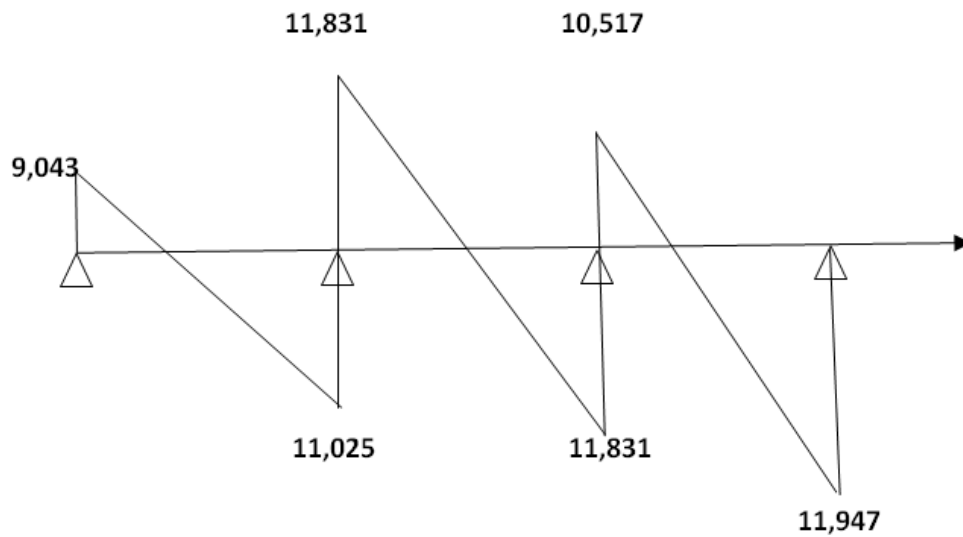


Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

- Calcul des moments isostatique l'ELS

$$\text{Travée AB : } M_1 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4,329 \times (3,35^2)}{8} = 6,073 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_2 = \frac{4,329 \times (3,95)^2}{8} = 8,443 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_3 = \frac{4,329 \times (3,75^2)}{8} = 7,609 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant

- Les moments aux appuis

$$M_A = 0,3M_1 = 0,3 \times 6,073 = 1,822 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_C = 0,5 \max(M_1; M_2) = 0,5 \times 8,443 = 4,222 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,3M_3 = 0,3 \times 7,609 = 2,283 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées

- Travée de rive :

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}; M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}M_0$$

➤ Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq 1,0675M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,0675 \times 6,073 - \frac{1,822 + 4,222}{2} = 3,461 \text{KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 0,634M_1 = 0,634 \times 6,073 = 3,850 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{AB}^t = 3,850 \text{KN.m}$

➤ Travée de rive CD

$$M_{CD}^t \geq 1,0675M_3 - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,0675 \times 7,609 - \frac{4,222 + 2,283}{2} = 4,870 \text{KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq 0,634M_3 = 0,634 \times 7,609 = 4,824 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{CD}^t = 4,870 \text{KN.m}$

➤ Travées intermédiaires

➤ Travées intermédiaires BC

$$M_{BC}^t \geq 1,067M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,0675 \times 8,443 - \frac{4,222 + 4,222}{2} = 4,791 \text{KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_2 = 0,534 \times 8,443 = 4,508 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{BC}^t = 4,791 \text{KN.m}$

• Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec } \theta(x) = \pm \frac{q_s \times l_i}{2}$$

- Travée AB :

$$T_A = \frac{q_s \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{4,329 \times 3,35}{2} + \frac{(-4,222) - (-1,822)}{3,35} = 6,535 \text{KN}$$

$$T_B = -\frac{q_s \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{4,329 \times 3,35}{2} + \frac{(-4,222) - (-1,822)}{3,35} = 7,967 \text{KN}$$

- Travée BC

$$T_B = \frac{q_s \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{4,329 \times 3,95}{2} + \frac{(-4,222) - (-4,222)}{3,95} = 8,550 \text{KN}$$

$$T_C = -\frac{q_s \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{4,329 \times 3,95}{2} + \frac{(-4,222) - (-4,222)}{3,95} = -8,550 \text{KN}$$

- Travée CD :

$$T_C = \frac{q_s \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{4,329 \times 3,75}{2} + \frac{(-2,283) - (-4,222)}{3,75} = 8,634 \text{KN}$$

$$T_D = -\frac{q_s \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{4,329 \times 3,75}{2} + \frac{(-2,283) - (-4,222)}{3,75} = -7,600 \text{KN}$$

➤ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

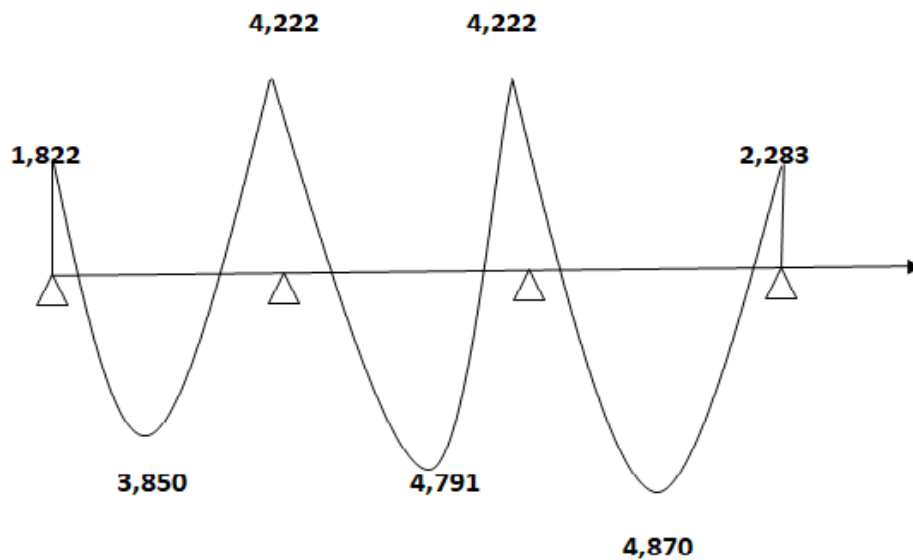


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

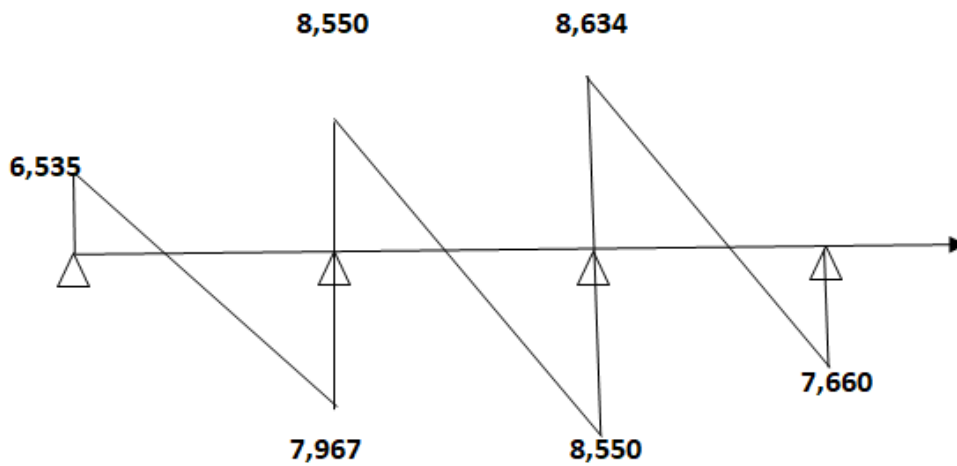
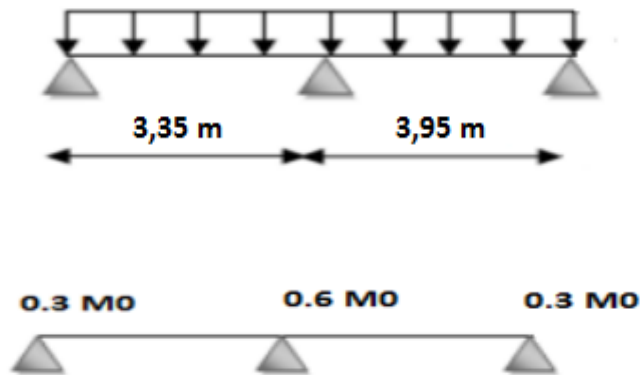


Figure III.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

➤ Deuxième cas :



➤ Calcul des moments isostatique l'ELU :

$$\text{Travée AB : } M_1 = \frac{5,9904 \times (3,35^2)}{8} = 8,403 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_2 = \frac{5,9904 \times (3,95^2)}{8} = 11,683 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant:

• Les moments aux appuis:

$$M_A = 0,3 M_1 = 0,3 \times 8,403 = 2,521 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \times \max(M_1; M_2) = 0,6 \times 11,683 = 7,01 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3M_2 = 0,3 \times 11,683 = 3,505 \text{KN.m}$$

○ Les moments en travées :

➤ Travée de rive :

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}; M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

➤ Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq 1,0675M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,0675 \times 8,403 - \frac{2,521 + 7,01}{2} = 4,205 \text{KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_1 = 0,634 \times 8,403 = 5,327 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{AB}^t = 5,327 \text{KN.m}$

➤ Travée de rive BC :

$$M_{BC}^t \geq 1,0675M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,0675 \times 11,683 - \frac{7,01 + 3,505}{2} = 7,214 \text{KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_2 = 0,634 \times 11,683 = 7,407 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{BC}^t = 7,407 \text{KN.m}$

• Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(x) = \pm \frac{q_u \times l_i}{2}$$

- Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{5,9904 \times 3,35}{2} + \frac{(-7,01) - (-2,521)}{3,35} = 8,694 \text{KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{5,9904 \times 3,35}{2} + \frac{(-7,01) - (-2,521)}{3,35} = -11,374 \text{KN}$$

- Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{5,9904 \times 3,95}{2} + \frac{(-3,505) - (-7,01)}{3,95} = 12,718 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -10,944 \text{ KN}$$

➤ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant:

- Diagramme des moments fléchissant:

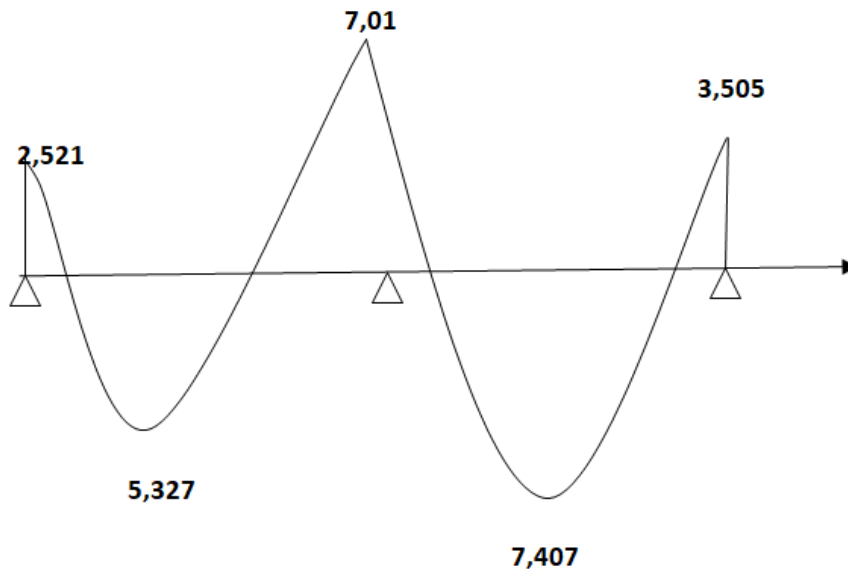


Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

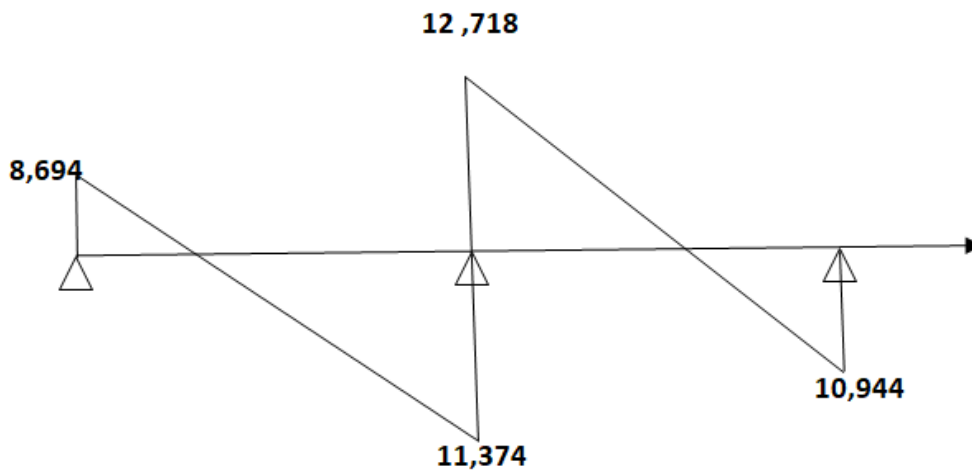


Figure III.15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

- Calcul des moments isostatique l'ELS:

$$\text{Travée AB : } M_1 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4,329 \times (3,35^2)}{8} = 6,073 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_2 = \frac{4,329 \times (3,95)^2}{8} = 8,443 \text{KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant:

- Les moments aux appuis:

$$M_A = 0,3M_1 = 0,3 \times 6,073 = 1,822 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max(M_1; M_2) = 0,6 \times 8,443 = 5,066 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0,3M_2 = 0,3 \times 8,443 = 2,533 \text{KN.m}$$

- Les moments en travées :

- Travée de rive :

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}; M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}M_0$$

- Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq 1,0675M_1 - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,0675 \times 6,073 - \frac{1,822 + 5,066}{2} = 3,039 \text{KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq 0,634M_1 = 0,634 \times 6,073 = 3,850 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{AB}^t = 3,850 \text{KN.m}$

- Travée de rive BC :

$$M_{BC}^t \geq 1,0675M_2 - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,0675 \times 8,443 - \frac{5,066 + 2,533}{2} = 5,213 \text{KN.m}$$

$$M_{BCD}^t \geq 0,634M_2 = 0,634 \times 8,443 = 5,353 \text{KN.m}$$

On prend : $M_{BC}^t = 5,353 \text{KN.m}$

- Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(x) = \pm \frac{q_s \times l_i}{2}$$

- Travée AB :

$$T_A = \frac{q_s \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{4,329 \times 3,35}{2} + \frac{(-5,066) - (-1,822)}{3,35} = 6,283 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_s \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{4,329 \times 3,35}{2} + \frac{(-5,066) - (-1,822)}{3,35} = -8,219 \text{ KN}$$

- Travée BC :

$$T_B = \frac{q_s \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{4,329 \times 3,95}{2} + \frac{(-2,533) - (-5,066)}{3,95} = 9,191 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -7,909 \text{ KN}$$

➤ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

- Diagramme des moments fléchissant

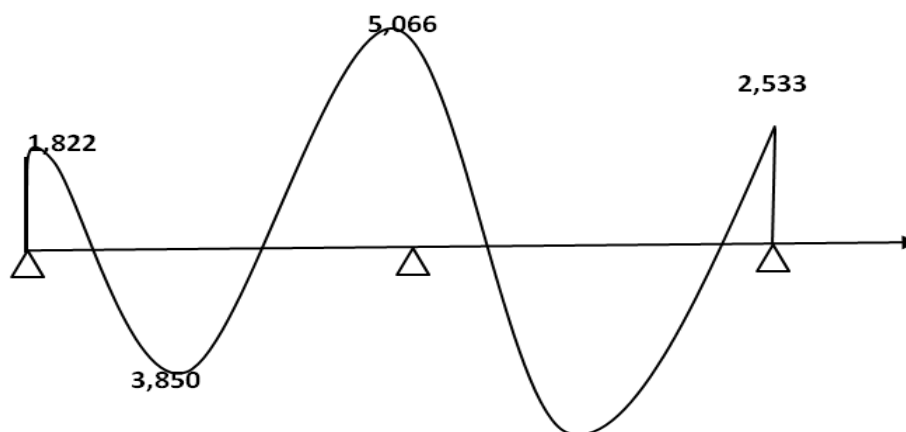


Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

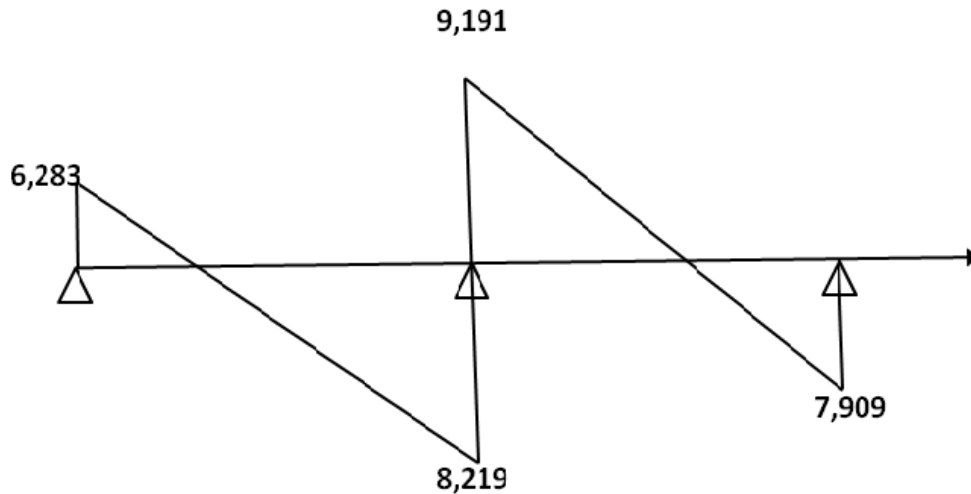


Figure III.17: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

III.3.4. Calcul des armatures

➤ A l'ELU

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 103 (0,18 - 0,042) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 7,407 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h = 20 \text{ cm}$).

III.3.5. Ferrailage des poutrelles

➤ Calcul des armatures longitudinales

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,407 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \rightarrow (SSA) \dots A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

➤ **Les armatures nécessaires (traction) :**

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,407 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,196 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{a \max} = 7,01 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,01 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,126 < 0,392 \rightarrow (SSA)$$

$$\mu = 0,126 \rightarrow \beta = 0,932$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,01 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 348} = 1,2 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$

▪ **Conclusion**

On adopte le ferrailage suivant :

- ✓ *En travée : 3HA10*
- ✓ *Aux appuis : 3HA8*

➤ **Armatures transversales**

D'après l'article A.7.2.12. BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10}\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend :

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

Espacement des armatures.....(Art A.5.1.22/BAEL 91/99)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

III-3.6 Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ Aux appuis :

$A_a = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement ...(Art A.5.211/BAEL91 modifiée99)

$$T_{max} = 12,718 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{12,718}{12 \times 18} = 0.58 \text{ MPa}$$

✓ La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

Avec :

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres(Art A.5.211/BAEL91 modifiée99).

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures.

V_u : Effort tranchant maximal.

➤ **En travée :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,718 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94.2} = 0.833 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.833 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

➤ **Aux appuis :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 8 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,718 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,041 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,041 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

d) **Longueur de scellement**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}} ; \text{ avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.33 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \times L_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4 \times 35.27 = 14.13 \text{ cm.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left\{ V_{u \max} - \frac{M_{a \max}}{0.9 \times d} \right\}$$

$$A \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left\{ 12.718 - \frac{7.01}{0.9 \times 0.18} \right\} = -0.87 < 0$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.1.313/BAEL91 modifiée99).

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \times a \times b_0 \text{ avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$0.4 \times \left(\frac{25}{1.5} \right) \times 16.2 \times 12 \times 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 12.718 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.3.7. Vérification à L'ELS

a. Vérification de la résistance à la compression du béton :

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.69$$

$$\beta_1 = 0.879$$

$$K_1 = 26.32$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{a \max}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{7.01 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 1.51 \times 10^2} = 276.73 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{276,73}{26,32} = 10,514 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,514 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• En travées :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,08$$

$$\beta_1 = 0,856$$

$$K_1 = 19,72$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{t \max}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{7,407 \times 10^6}{0,988 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 177,23 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{177,23}{19,72} = 8,987 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,987 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu nuisible → Aucune vérification n'est nécessaire

c. Etat limite de déformation :

Lorsqu'on prévoit des étais, on peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- $\frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M₀ : Moment isostatique.

L : Portée libre.

M_t: Moment de flexion.

b₀: Largeur de la nervure.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{395} = 0,051 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,051 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{5,353}{15 \times 8,44} = 0,042 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4,329 \times 3,95^2}{8} = 8,44 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 > \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc :

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée alors le calcul de la flèche est nécessaire.

d. Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f = \frac{L}{500}$$

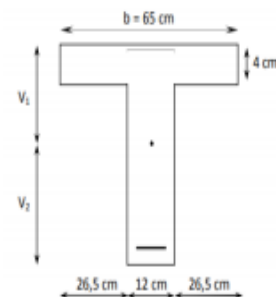
f : La flèche admissible

E_v: Module de déformation différée (*E_v* = 10818,865 MPa)

I_{fv}:Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 10}{1 + \mu \times \lambda}$$

I₀: Moment d'inertie totale de la section homogène



$$\mu = \max\left(\frac{1 - 1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \gamma_s + f_{t28}}; 0\right)$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Avec :

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01$$

Calcul des paramètres :

$$S_{XX} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{XX} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18) = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times \left(\frac{h_0^3}{12}\right) + (b - b_0) \times h_0 \times \left(V_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = 123 \times (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) \times \left(\frac{4^3}{12}\right) + (65 - 12) \times 4 \times (7.09 - 2)^2 + 15 \times 2.35 \times (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.26 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.69$$

$$\beta_1 = 0,879$$

$$K_1 = 26,32$$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7,01 \times 10^{-3}}{0,932 \times 0,18 \times 1,51 \times 10^{-4}} = 276,72$$

Calcul des coefficients :

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,69 \times 1,15 + 2,1} ; 0 \right) = 0,44$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,69} = 0,024$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20003,26}{1 + 0,44 \times 0,024} = 21773,65 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{7,401 \times 10^6 \times 3950^2}{10 \times 10818,865 \times 21773,65 \times 10^4} = 4,9 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{3950}{500} = 7,9 \text{ mm}$$

$f = 4,9 \text{ mm} < \bar{f} = 7,9 \text{ mm}$ **Condition vérifiée.**

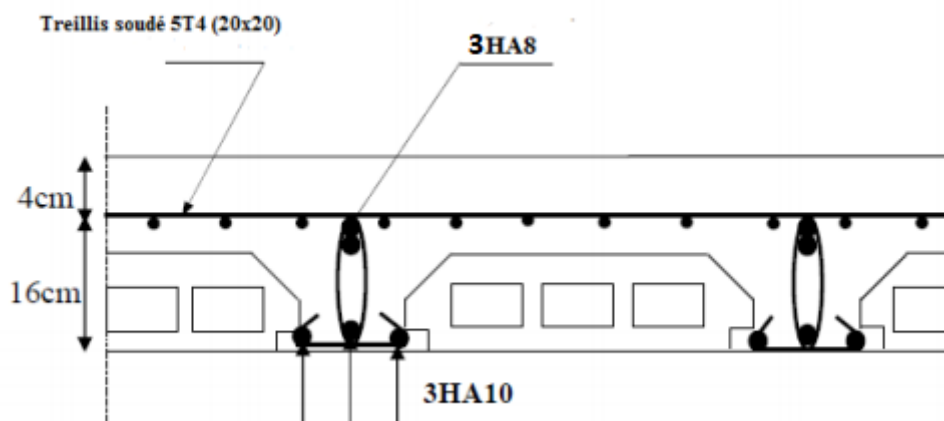


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de plancher

III.4 La dalle pleine (Les balcons)

Le balcon est en dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. Il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, et libre de l'autre extrémité. Il est soumis à son poids propre, au poids du revêtement et au poids du garde-corps (en brique creuse de 10cm d'épaisseur). Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes :

Q: charges et surcharges verticales revenant au balcon.

G: charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde corps en briques creuses, d'une hauteur de 1m, et d'une épaisseur de 10 cm.

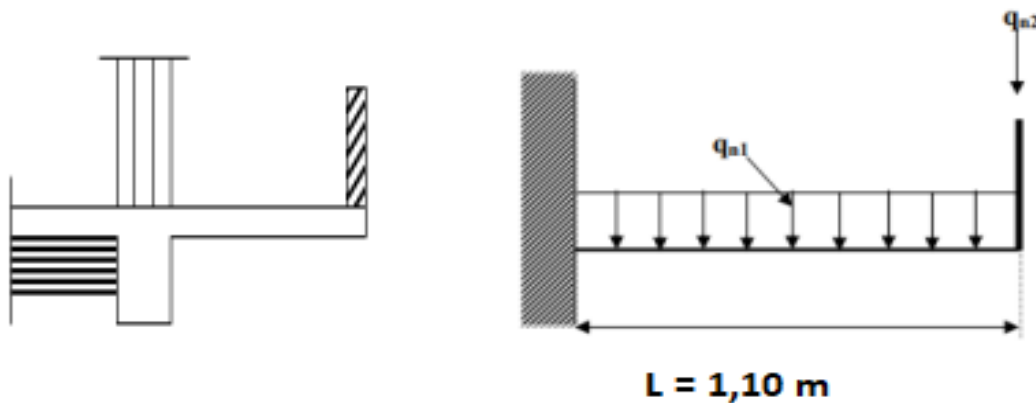


Figure III19 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Remarque: parmet les balcons qui existent, on a prit seulement un exemple (balcon 1).

III.4.1. Pré dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{1,10}{10} = 11 \text{ cm}$$

Donc :

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

III.4.2. Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,02	0,36
la dalle plein	25	0,20	5
Enduit en mortier de ciment	18	0,02	0,36
			$G = 6,56 KN/ml$

Tableau III.1: Les charges permanentes de balcon.

➤ Garde-corps :

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique(KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuse	9	0,10	0,90
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
			$g=1,62 (KN/ml)$

Tableau III.2:Garde-corps

➤ Surcharge d'exploitation :

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

- **Remarque :** Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde-corps est en maçonnerie.

III.4.3. Calcul du ferrailage de la dalle

a. Calcul à l'ELU

Le balcon est calculé en flexion simple.

- **Combinaison des charges**

- **Dalle pleine :**

$$q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = [(1,35 \times 6,56) + (1,5 \times 3,5)] \times 1 = 14,106 \text{ KN/ml}$$

- **Garde de corps :**

$$q_{u2} = 1,35 \times g = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN/ml}$$

- **Le moment provoquer par la charge q_{u1} est :**

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \times L^2}{8} = \frac{14,106 \times 1,10^2}{8} = 2,13 \text{ KN.m}$$

- **Le moment provoquer par la charge q_{u2} est :**

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times L = 2,187 \times 1,10 = 2,405 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 2,13 + 2,405 = 4,535 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; \quad c = 3 \text{ cm} ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

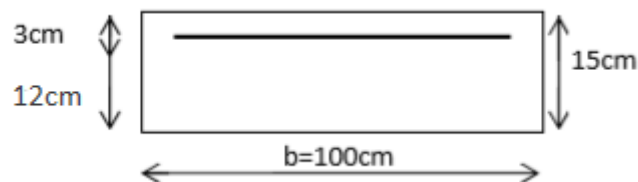


Figure III.20: Section de calcul de la dalle pleine.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,535 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,022 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,989$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,535 \times 10^6}{0,989 \times 120 \times 348} = 109,8 \text{ mm}^2 = 1,098 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } s_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2$ avec $s_t = 25 \text{ cm}$

III.4.4 Vérifications à L'ELU:

- a) **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}$$

$A = 3,14 > A_{\min} = 1,449 \text{ cm}$ → **condition vérifiée**

- b) **Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art. A.6.13 / BAEL91)**

$$V_u = q_u \times L + G_1 = 14,106 \times 1,10 + 1,62 = 17,136 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \\ \sum u_i = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,136 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 12,56 \times 10} = 1,263 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- c) **Vérification au cisaillement:**

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

$$\tau_u = \frac{17,136 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,143 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,143MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'écartement des barres

➤ Armatures principales

$$s_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Armature de répartition:

$$s_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Ancrage rectiligne des barres :

La longueur de scellement est donnée par la loi

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 40 \text{ cm}$

Soit la longueur de crochet égale à : $L_{cr} = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

III.4.5 Vérification à l'ELS :

➤ Combinaison des charges :

✓ Dalle pleine :

$$q_s = G + Q = 6,56 + 3,5 = 10,06 \text{ KN/ml}$$

✓ **Garde-corps :**

$$g_s = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ KN/ml}$$

✓ **Moment fléchissant :**

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + g_s \times L = \frac{10,06 \times 1,10^2}{2} + 1,62 \times 1,10 = 7,868 \text{ KN/ml}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

a) **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,262$$

Avec :

$$\beta_1 = 0,246$$

$$k_1 = 45,98$$

$$\sigma_s = \frac{7,868 \times 10^3}{0,246 \times 12 \times 3,14} = 848,82$$

b) **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{848,82}{45,98} = 18,46 < 348 \text{ MPa}$$

c) **Vérification de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{15}{110} = 0,136 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$$

$$\frac{15}{110} = 0,136 > \frac{7,868}{10 \times 7,868} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{3,14}{100 \times 12} = 0,002 < 0,010 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

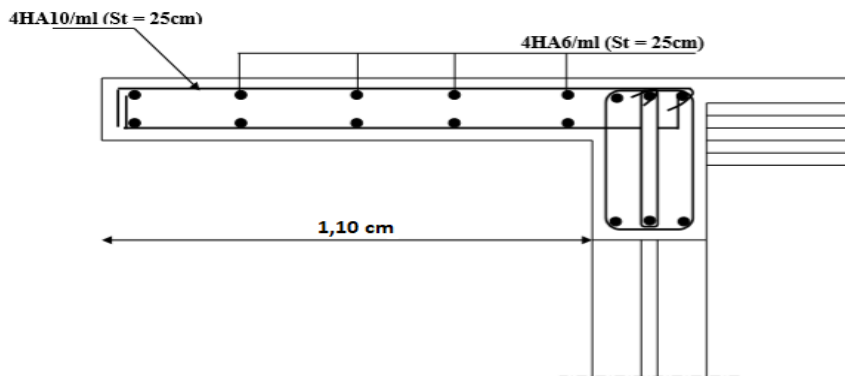


Figure III.21: Ferrailage du balcon.

III.5 Les escaliers

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

Notre bâtiment comporte une cage d'escaliers et qui est constituée de 2 volées. Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Dans ce cas là, on a pris seulement un cas parmet les autres qui existent.

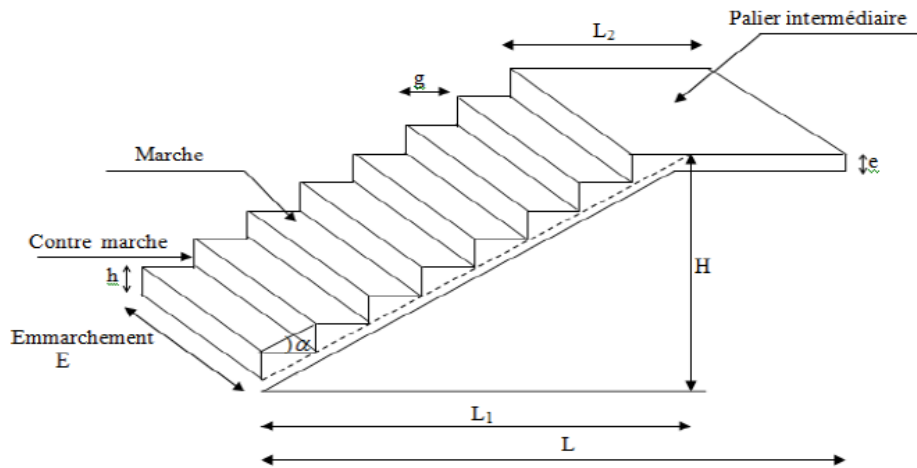


Figure III. 22:Schéma de l'escalier

➤ **La marche :**

Est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie...etc.

➤ **Le contre marche :**

Est la partie verticale entre deux marches.

➤ **Le giron g :**

Est la distance en plan séparant deux contremarches successives.

➤ **La volée :**

Est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

➤ **La paillasse d'épaisseur e :**

Est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.

➤ **L'emmarchement E :**

Représente la largeur de la marche.

➤ **Le palier :**

Est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires.

➤ **La montée H :**

Représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.

Notation utilisées :

g : Largeur des marches.

h : Hauteur des contre marches.

H : Hauteur de la volée

L_1 : Longueur de la paillasse projetée.

L_2 : Largeur du palier.

e : Epaisseur de la paillasse et du palier.

III.5.1 Pré dimensionnement des escaliers :

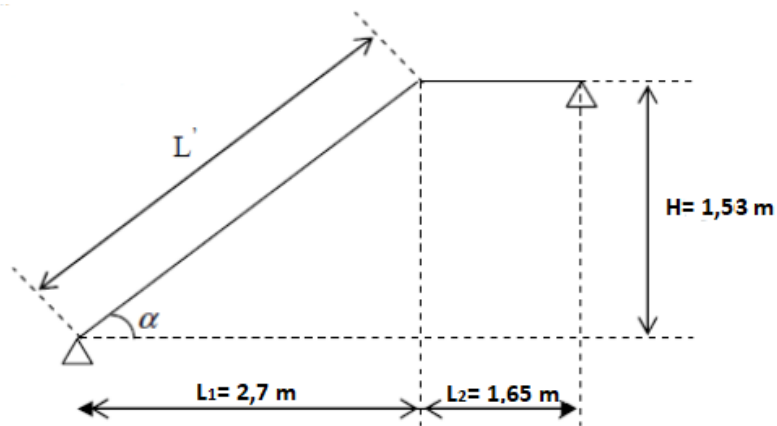


Figure III. 23 : Coupe verticale de la volée

- ✓ Les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur les plans.

Pour avoir un escalier confortable, on réalise ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \\ 14 \leq h \leq 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- ✓ Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$
- ✓ Le nombre de marches : $m = n - 1$

➤ Application :

On adopte :

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$14 \leq h \leq 20 \rightarrow 14 \leq 17 \leq 18 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$n = \frac{153}{17} = 9$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm et } 27 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L_1}{m} = \frac{270}{8} = 33,75 \text{ cm}$$

On adopte : $g = 30 \text{ cm}$

a. le giron g :

$$27 \leq g \leq 34 \text{ cm} \Rightarrow 27 \leq 30 \leq 34 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. L’emmarchement

Est de 152cm.

c. La paillasse D’après le (BAEL91, modifiée99)

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et seront déterminées par la formule suivante :

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

L : longueur projetée du palier et de la paillasse

$$L = L_1 + L_2$$

$$\frac{435}{30} \leq e_p \leq \frac{435}{20} \rightarrow 14,5 \leq e_p \leq 21,75$$

Soit : $e_p = 20 \text{ cm}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{270} = 0,57 \quad \alpha = 29,68^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = 310,772 \text{ cm}$$

III.5.2 Détermination des charges et des surcharges :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et pour un emmarchement de 1m, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ **Charges permanentes :**

La volée :

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids KN/m^2
Poids propre des marches	17	$25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125$
Poids propre de la paillasse	20	$\frac{\rho \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,2}{\cos 29,68} = 5,755$
Revêtement en carrelage	2	$22 \times 0,02 = 0,44$
Mortier de pose	2	$20 \times 0,02 = 0,40$
Couche de sable	2	$18 \times 0,02 = 0,36$
Garde-corps	/	0,30
Enduit de ciment	1,5	$18 \times 0,015 = 0,27$
		G = 9,65

Tableau III.3 : charge permanente de la volée.

2. Le palier :

Eléments	Epaisseur en (cm)	Poids propre KN/m^2
Palier	20	$25 \times 0,2 = 5$
Mortier de pose	2	$22 \times 0,02 = 0,44$
Carrelage	2	$22 \times 0,02 = 0,44$

Couche de sable	2	$18 \times 0.02 = 0.36$
		$G = 6,24$

Tableau III.4 : charge permanente du palier.

➤ **Les surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR est : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Combinaison des charges :**

a) A l'ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m}$$

▪ **Volée :**

$$q_{u1} = (1.35 \times 9,65 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16,778 \text{ KN/m}$$

▪ **Palier :**

$$q_{u2} = 1.35 \times 6,24 + 1.5 \times 2.5 \times 1 = 12,174 \text{ KN/m}$$

b) A l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$$

▪ **Volée :**

$$q_{s1} = (9,65 + 2.5) \times 1 = 12,15 \text{ KN/m}$$

▪ **Palier :**

$$q_{s2} = (6,24 + 2.5) \times 1 = 8,74 \text{ KN/m}$$

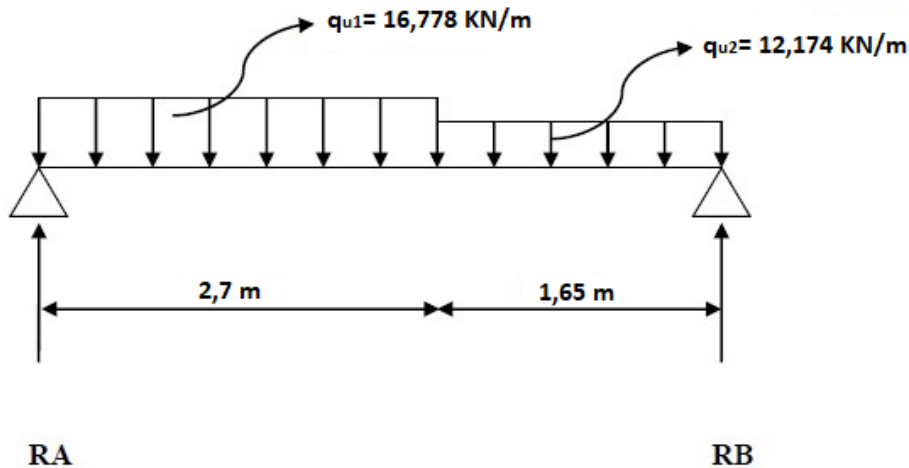


Figure III.24: schéma de chargement à l'ELU

➤ Calcul des efforts internes :

➤ Réactions d'appuis :

• $\Sigma F/y = 0$

$$R_A + R_B = q_{u1} \times 2.7 + q_{u2} \times 1.65 = 16,778 \times 2.7 + 12,174 \times 1.65 = 65,387 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 65,387 \text{ KN}$$

• $\Sigma M/A = 0$

$$\begin{aligned} & q_{u1} \times 2.7 \times \frac{2.7}{2} + q_{u2} \times 1.65 \times 3.525 - R_B \times 4.35 \\ &= 16,778 \times 2.7 \times 1.35 + 12,174 \times 1.65 \times 3.525 - R_B \times 4.35 \\ &= 131,999 - R_B \times 4.35 \end{aligned}$$

$$R_B \times 4.35 = 131,999$$

$$R_B = \frac{131,99}{4.35} = 30,344 \text{ KN}$$

$$R_A = 65,387 - R_B = 65,387 - 30,344 = 35,043 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

- *Tronçon 1: $0 \leq x \leq 2.7 \text{ m}$*

$$T_Y = R_A - q_{u1} \times x = 35,043 - 16,778 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T_Y(0) = 35,043 \text{ KN} \\ x = 2,7 & \rightarrow T_Y(2,7) = -10,257 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_Z = R_A \times x - q_{u1} \times \frac{x^2}{2} = 35,043x - 16,778 \times \frac{x^2}{2} = 35,043x - 8,389x^2$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow M_Z(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,7 & \rightarrow M_Z(2,7) = 33,460 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Tronçon 2: $2,7 \leq x \leq 4,35$**

$$T_Y = R_A - q_{u1} \times 2,7 - q_{u2} (x - 2,7)$$

$$T_Y = 35,043 - 16,778 \times 2,7 - 12,174 (x - 2,7)$$

$$T_Y = -10,285 - 12,174x + 32,869$$

$$T_Y = 22,585 - 12,174x$$

$$\begin{cases} x = 2,7 & \rightarrow T_Y(2,7) = -10,285 \text{ KN} \\ x = 4,35 & \rightarrow T_Y(4,35) = -30,372 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_Z = R_A \times x - q_{u1} \times 2,7 \times \left(x - \frac{2,7}{2}\right) - q_{u2} \times \frac{(x - 2,7)^2}{2}$$

$$M_Z = 35,043 \times x - 16,778 \times 2,7 \times \left(x - \frac{2,7}{2}\right) - 12,174 \times \frac{(x - 2,7)^2}{2}$$

$$M_Z = 35,043 \times x - 45,3 \times (x - 1,35) - 6,087 \times (x - 2,7)^2$$

$$M_Z = 35,043 \times x - 45,3x + 61,155 - 6,087 \times (x^2 + 7,29 - 5,4x)$$

$$M_Z = -6,08x^2 + 22,612x + 16,781$$

$$\begin{cases} x = 2,7 & \rightarrow M_Z(2,7) = 33,510 \text{ KN.m} \\ x = 4,35 & \rightarrow M_Z(4,35) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul de M_{max}**

$$\frac{d M_Z(x)}{dx} = T_Y$$

Donc :

$$T_Y = 0 \rightarrow M_Z = M_Z^{\max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow T_Y = 35,043 - 16,778 x$$

$$X = 2,088 \text{ m}$$

$$M_Z = 35,043x - 8,389x^2$$

$$M_Z = 35,043(2,088) - 8,389(2,088)^2$$

$$M_Z^{\max} = 36,595 \text{ KN.m}$$

III.5.3 Diagramme des efforts

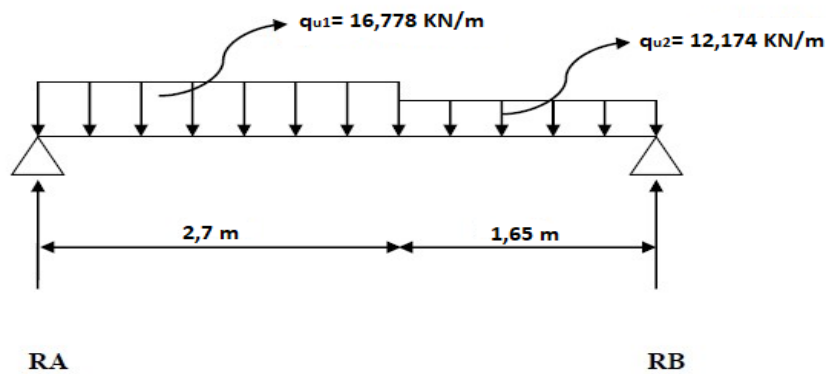


Figure III.25: Diagramme des efforts tranchants

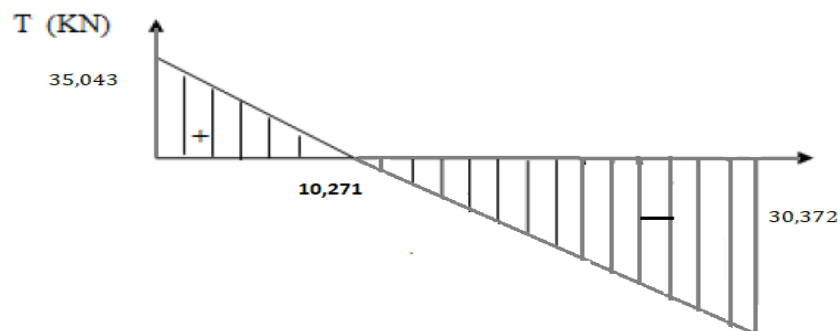


Figure III.26: Diagramme des efforts tranchants

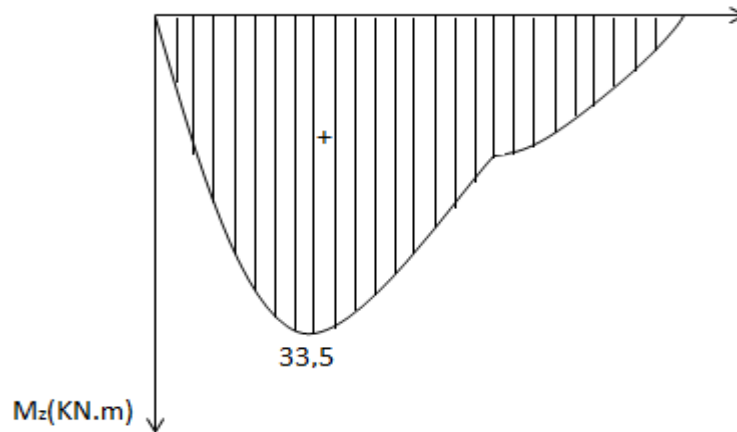


Figure III.27: Diagramme des moments

✓ Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastresments aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_u max au niveau des appuis et en travée.

1) Aux appuis :

$$M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3(36,595) = -10,978 \text{ KN.m}$$

2) En travée :

$$M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85(36,595) = 31,106 \text{ KN.m}$$

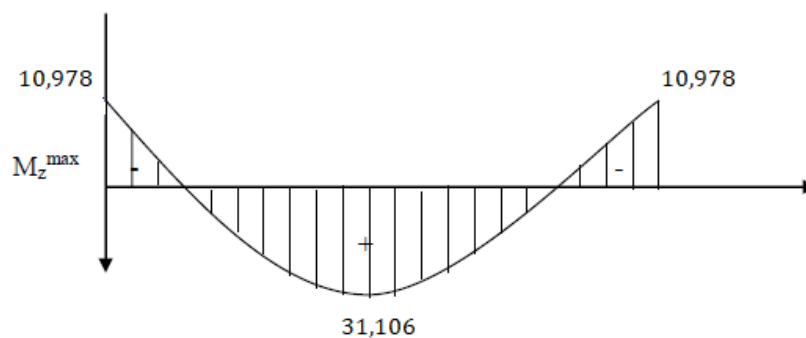


Figure III.28 : Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de l'encastrement partiel.

III.5.4 Ferrailages des escaliers :

➤ Calcul des armatures :

Les calculs se feront en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, pour une bande de 1m de largeur.

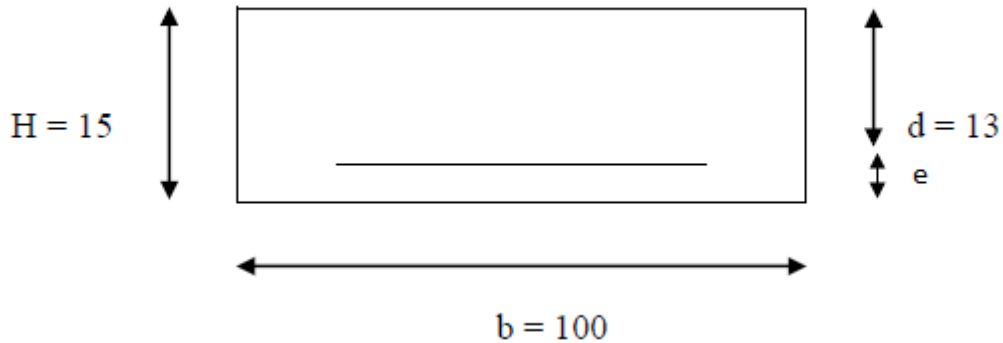


Figure III.29 section de la console

a) Armatures principales :

➤ Sur appuis

$$M_u = 10,978 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,978 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,0457 < \mu_r = 0,392$$

La section est simplement armée (**S.S.A**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{SC} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

$$\mu_a = 0,0457 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

AN :

$$A_a = \frac{10,978 \times 10^2}{0,976 \times 13 \times 34,8} = 2,486 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement de $s_t = 25$ cm

➤ En travées :

$$M_u^t = 31,106 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31,106 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,129 < \mu_r = 0,392 \rightarrow (S.S.A)$$

$$\mu_t = 0,129 \rightarrow \beta = 0,9305$$

AN :

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{31,106 \times 10^2}{0,9305 \times 13 \times 34,8} = 7,389 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA16 = 10,05 cm² avec un espacement de $s_t = 20$ cm

b) Armatures de répartition :

➤ Aux appuis

$$A_{ra} = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA6 (Ara = 1,13 cm²), avec $s_t = 25$ cm

➤ En travées :

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA9 (Ara = 2,54 cm²), avec : $s_t = 25$ cm

III.5.5. Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,569 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

➤ En travées :

$$A_t = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,569 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

B. Espacement des barres [BAEL91, Art.8.2.4]

L'écartement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

✓ Armatures principales :

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \{3 \times 15; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

✓ Armatures de répartition :

$$S_t \leq \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = \{4 \times 15; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

C. Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_{u \max} = 35,043 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{35,043 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0,269 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = \{3.25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.269 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

D. Vérification de la contrainte d'adhérence des barres..... ..(BAEL 91, Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_S \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

➤ Aux appuis : 4HA10

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35,043 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 2,384 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,184 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ En travée : 4HA16

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 16 = 200,96 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35,043 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 200,96} = 1,490 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,490 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

✓ Pas de risque d'entraînement des barres

E. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis ... (BAEL91; Art A 5.132) :

➤ Influence sur le béton :

On doit vérifier :

$$T_{\max} \leq V_u = 0,4 \times \frac{f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 130 = 117$$

$$V_u = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3 \times 117 \times 10^{-3}}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 35,043 \leq V_u = 780 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée}$$

➤ Influence sur Les armatures :

On doit vérifier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \times \left(35,043 \times 10^3 + \frac{(-10,978 \times 10^6)}{0,9 \times 130} \right) = -1,690 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq -1,690 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée}$$

F. Ancrage des armatures aux appuis :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm} = 35,273 \text{ cm}$$

L_s est supérieur à la largeur de la poutre palière ($b = 20$) dans lequel il sera ancré, on optera donc pour un crochet dont la longueur d'ancrage est fixé à $0,4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 35,273 \times 0,4 = 14,109 \text{ cm}$$

Après avoir fait tous les calculs à l'ELU on obtient les résultats suivants :

$$R_A = 35,043 \text{ KN}$$

$$R_B = 30,344 \text{ KN}$$

$$M_z^{max} = 36,595 \text{ KN.m}$$

$$T_s^{max} = 35,043 \text{ KN}$$

$$M_s^t = 31,106 \text{ KN.m}$$

$$M_a^t = -10,978 \text{ KN.m}$$

III.5.6 Vérification à l'ELS

a. Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier :

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

➤ Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,241 \rightarrow \beta = 0,921 \rightarrow \alpha_1 = 0,237 \rightarrow k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$K = 0,021$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_t \times \beta \times d} = \frac{10,978 \times 10^3}{3,14 \times 0,921 \times 13} = 292 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,021 \times 292 = 6,132 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,132 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ En travées : $A_t = 8,04 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 8,04}{100 \times 13} = 0,618 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,618 \rightarrow \beta = 0,884 \rightarrow \alpha_1 = 0,348 \rightarrow k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} =$$

$$K = 0,035$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta \times d} = \frac{31,106 \times 10^3}{8,04 \times 0,884 \times 13} = 336,660 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,035 \times 336,660 = 11,7831 \text{ MPa} =$$

$$\sigma_{bc} = 11,7831 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{435} = 0,039 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

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

$$3. \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E_v \times i_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

E_v : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ N/mm}^2$$

$$q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) = \max\{12,15 \text{ KN/m}, 8,74 \text{ KN/m}\} = 12,15 \text{ KN/m}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(v_2 - c)$$

$$v_1 = \frac{s_{xx}}{b_0}$$

s_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$s_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 10,05 \times 17$$

$$s_{xx} = 22562,75 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 20) + (15 \times 10,05) = 2150,75 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{s_{xx}}{B_0} = \frac{22562,75}{2150,75} = 10,49 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 10,49 = 9,51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3}(10,49^3 + 9,51^3) + (15 \times 10,05)(9,51 - 3)^2$$

$$I = 75649 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12,15 \times 4,35^4 \times 10^{12}}{384 \times 10818,86 \times 75649 \times 10^4} = 7,12 \text{ mm} > \bar{f} = \frac{4350}{500} = 8,7 \text{ mm} \rightarrow \text{CV}$$

III.6 Calculs de la poutre palière

III.6.1 Introduction

Les paliers intermédiaires à mi-étage de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux et sa portée est de 3,15 m (entre nus d'appuis).

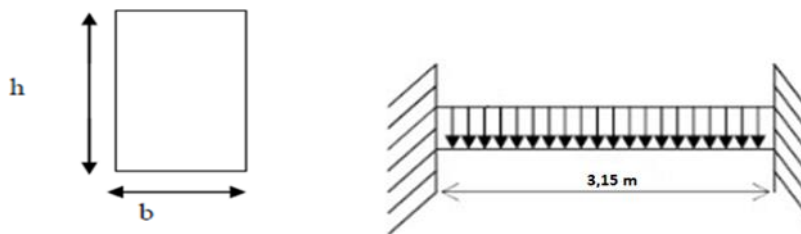


Figure III.30 : Schéma de la poutre palière

III.6.2 Pré dimensionnement de la poutre palière

a. La Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- ✓ h_t : hauteur de la poutre
- ✓ L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.
- ✓ $L_{max} = 315$ cm

$$\frac{315}{15} = 21 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{315}{10} = 31,5 \text{ cm}$$

- ✓ Selon le **RPA 99 (modifiée en 2003)** h_t doit être inférieur ou égale à 31,5 cm.

On prend: $h_t = 25$ cm

b. La Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par: $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$$0,4 \times 25 = 10 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 25 = 17,5 \text{ cm}$$

Soit : $b = 20 \text{ cm}$

➤ Selon le RPA 99 version 2003

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

$h_t \geq 30 \text{ cm}$; Mais h peut-être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voile :

$h_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

$\frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{25}{20} = 1,25 < 4 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (20 \times 25) \text{ cm}^2$

III.6.3. Détermination des charges et surcharges

➤ Poids propre :

$$G = 0,20 \times 0,25 \times 25 = 1,25 \text{ KN/ml}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

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

➤ L'effort tranchant à l'appui A :

$$ELU: T_u = 35,043 \text{ KN}$$

$$ELS : T_s = 30,372 \text{ KN}$$

➤ Combinaison de charges :

- ELU : $q_u = 1,35G + T_u = 1,35 \times 1,25 + 35,043 = 36,73 \text{ KN/m}$
- ELS : $q_s = G + T_s = 1,25 + 30,372 = 31,622 \text{ KN/m}$

III.6.4. Calcul des efforts internes à L'ELU :

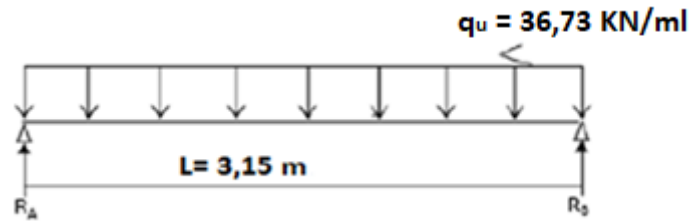


Fig.III.31 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.

➤ Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{36,73 \times 3,15}{2} = 57,85 \text{ KN}$$

➤ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{36,73 \times 3,15^2}{8} = 45,56 \text{ KN.m}$$

➤ Moment corrigé :

• Aux appuis

$$M_a = -0,3M_0 = -13,67 \text{ KN.m}$$

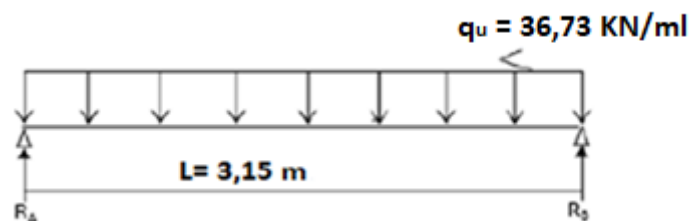
• En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 38,73 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

$$T_{\max} = R_A = R_B = 57,85 \text{ KN}$$

➤ Diagramme des efforts interne



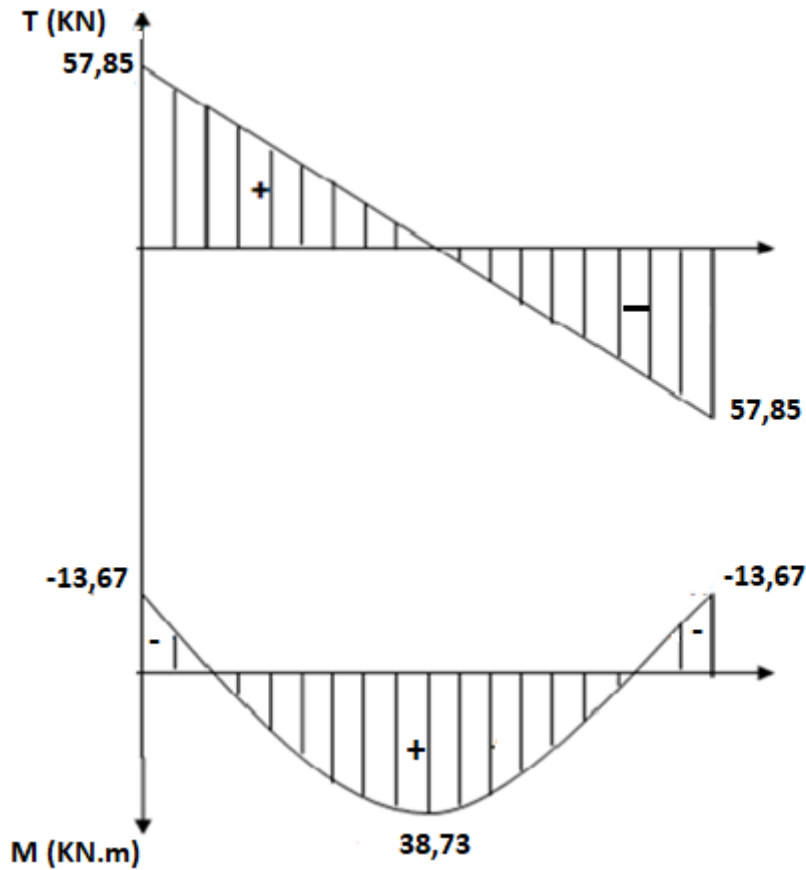


Fig.III.32 : Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de l'encastrement partiel.

III.6.5 Ferrailage de la poutre palière :

➤ Aux appuis

$$M_a = 13,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,67 \times 10^6}{200 \times 230^2 \times 14,2} = 0,091 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,091 \rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,67 \times 10^6}{0,952 \times 230^2 \times 348} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2$

➤ En travée :

$$M_t = 38,73 \text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{38,73 \times 10^6}{200 \times 230^2 \times 14,2} = 0,257 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,257 \rightarrow \beta = 0,848$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{38,73 \times 10^6}{0,848 \times 230^2 \times 348} = 2,48 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

III.6.6 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité.....(A.4.2.1/ BAEL 91 modifier 99)

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 23 \frac{2,1}{400} = 0,555 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,555 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

➤ Entravée:

$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,555 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant.....(ArtA.5.1.211/BAEL91/modifiée99)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{35,043 \times 10^3}{200 \times 230} = 0,762 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,762 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL 91/modifiée 99)

➤ Influence sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec : $a = 0,9 \times d = 20,7 \text{ cm}$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,15} \times 20,7 \times 200 = 276000 \text{ N} = 276 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 35,043 \text{ KN} \leq 276 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

➤ Influence de l'acier :

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec : $T_{\max} = 35,043 \text{ KN}$; $M_{\max} = 13,67 \text{ KN.m}$

$$\left(35,043 - \frac{13,67 \times 10^2}{0,9 \times 23} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,891 \text{ cm}^2 < A_a$$

$= 1,13 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

d) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$

Ψ_s : Coefficient de scellement, $\Psi = 1,5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{35,043}{0,9 \times 23 \times 12,56} \times 10 = 1,348 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = 1,348 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art A.7.2.1BAEL91**).

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversal.

ϕ_l :Diamètre des armatures longitudinal

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{25}{35}; 0,6; \frac{20}{10} \right\} = 0,6 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

f) Espacement des armatures transversales.....(Art : A.5-22. BAEL91)

$$s_{t \max} \leq \min \{ 0,9 \times d; 40 \text{ cm} \} = 20,7 \text{ cm}$$

On prend : $s_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2) :**

Selon le RPA 99 l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ **Aux appuis :**

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{25}{4}; 12 \times 0,6; 30 \right\} = 6,25 \text{ cm}$$

Soit : $s_t = 6 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

Soit : $s_t = 12 \text{ cm}$

III.6.7. Calcul des efforts internes à l'ELS:

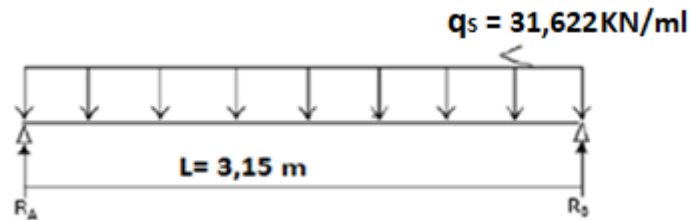


Fig.III.33 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

➤ Réaction aux appuis:

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{31,622 \times 3,15}{2} = 49,805 \text{ kN}$$

➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = 39,22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

➤ Correction des moments :

➤ Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times M_0 = -11,766 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

➤ En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 33,337 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

➤ L'effort tranchant :

$$T_{\max} = R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{31,622 \times 3,15}{2} = 49,805 \text{ kN}$$

➤ Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

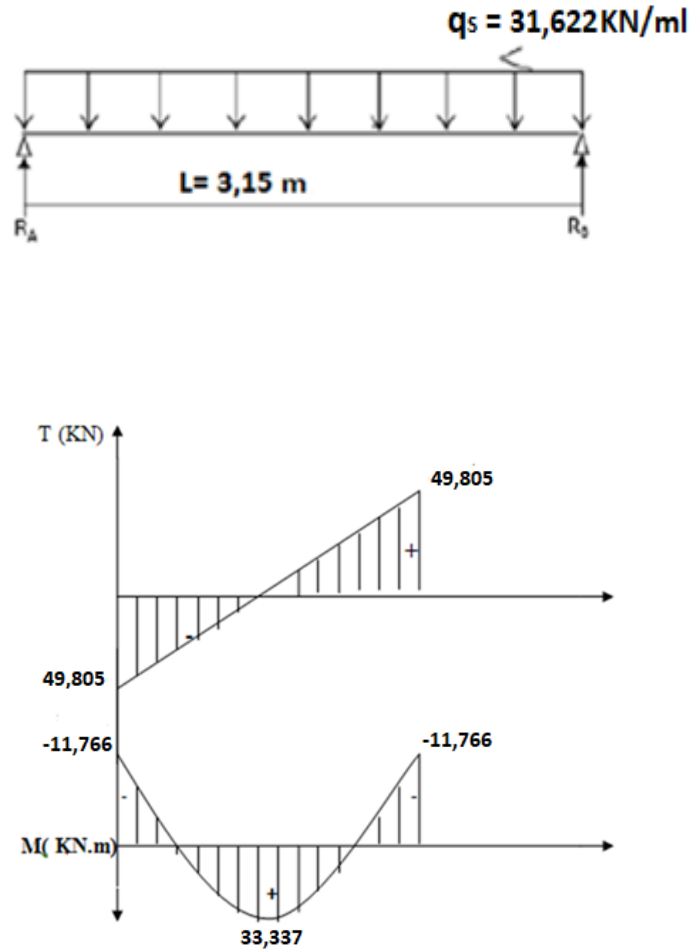


Figure.III.34 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.

III.6.8 Vérification des contraintes à l'ELS

a) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :

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

➤ Aux appuis

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1,13}{20 \times 23} = 0,245$$

$$\rho = 0,245 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,921 \quad \rightarrow \alpha_1 = 0,237 \quad \rightarrow k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$k = 0,020$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \times \beta \times d} = \frac{11,766 \times 10^3}{1,13 \times 0,921 \times 230} = 49,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0,983 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,983 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travées :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{20 \times 23} = 0,682$$

$$\rho = 0,682 \rightarrow \beta_1 = 0,879 \rightarrow \alpha_1 = 0,363 \rightarrow k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$k = 0,038$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_a \times \beta \times d} = \frac{33,337 \times 10^3}{3,14 \times 0,879 \times 230} = 52,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0,038 \times 52,51 = 1,995 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,995 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) État limite d'ouverture des fissures.....(BAEL91.Art B.6.3):

La fissuration est considérée comme peu nuisible alors aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées ; donc on ne calcule pas la flèche.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{31,5} = 0,79 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{25}{31,5} = 0,79 \geq 0,085 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{3,14}{20 \times 23} = 0,006 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a donc pas lieu vérifier la flèche.

III.7 Calcul de la salle machine

III.7.1.Introduction

Un ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les différents étages de l'immeuble. Les ascenseurs (ou monte-charges) sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein.
- La cabine.
- Le contre poids.

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure, un ascenseur a été prévu. La surface de sa cabine est ($1,75 \times 2,00 = 3,5 \text{ m}^2$); la charge totale que le système de levage transmet est estimé à 10 tonnes ($P=9T=90 \text{ KN}$) répartie sur une surface de $(80 \times 80) \text{ cm}^2$.

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/m^2

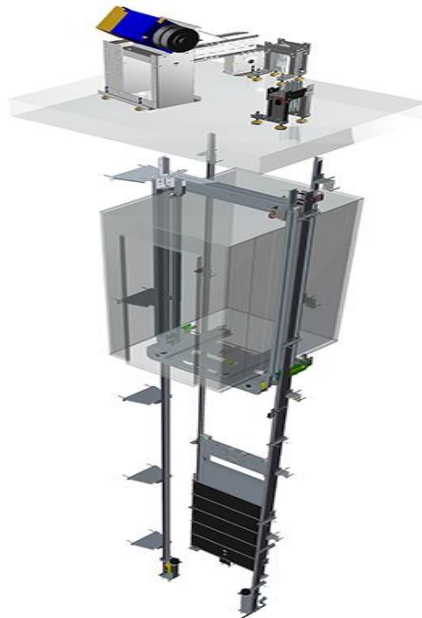


Figure.III.35 : L'ascenseur

III.7.2.Dimensionnement de la dalle pleine de la salle machine :

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

$$l_x = 1,75 \text{ m}$$

$$l_y = 2 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{30} \leq h_t \leq \frac{l_x}{15} \rightarrow \frac{1,75}{30} \leq h_t \leq \frac{1,75}{15} \rightarrow 5,83 \text{ cm} \leq h_t \leq 11,66 \text{ cm}$$

Le **RPA99 version 2003** exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$, on adopte une épaisseur pour le panneau qui est : $h_t = 15 \text{ cm}$

A. Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{2} = 0,875$$

$0,4 \leq \rho_x = 0,875 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

B. Moment dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée}$$

$$M_y = \mu_y M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

➤ Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 0,875 \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

- Poids de la dalle : $G = (25 \times 0,15) = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,5625 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ux1} = 0,0478 \times 6,5625 \times 1,75^2 = 0,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0,740 \times 0,96 = 0,71 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (ELS) : $v = 0,2$

$$\rho = 0,875 \begin{cases} \mu_x = 0,0549 \\ \mu_y = 0,818 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sx1} = 0,0549 \times 4,75 \times 1,75^2 = 0,798 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0,818 \times 0,798 = 0,653 \text{ KN.m}$$

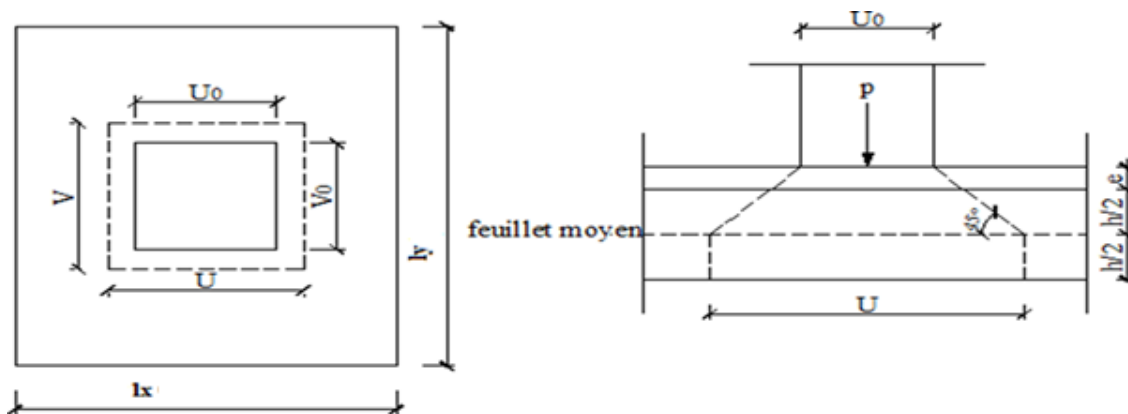
C. Moment dus à la charge localisée :

$$\begin{cases} M_x = p(M1 + vM2) \\ M_y = p(vM1 + M2) \end{cases}$$

M1, M2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

v: Coefficient de poisson à $\begin{cases} \text{E. L. U} & v = 0 \\ \text{E. L. S} & v = 0.2 \end{cases}$

U et V côtés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.



FigureIII.36 : Caractéristique de la dalle pleine de la salle machine.

Calcul de U et V :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 \end{cases}$$

Avec : Hauteur de la dalle : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Epaisseur du revêtement : $e=5\text{cm}$

$$U_0 = V_0 = 80\text{cm} (U_0 \times V_0 : \text{zone dans la quelle } q \text{ est concentrée}).$$

A.N :

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,75} = 0,6 \quad \text{ET} \quad \frac{V}{L_v} = \frac{1,05}{2} = 0,525$$

Pour déterminer M1 et M2 on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD).

Pour : $\rho=0,8$

$$\begin{cases} M1 = 0,095 \\ M2 = 0,067 \end{cases}$$

➤ **Etat limite ultime (ELU) : $v = 0$**

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{ux2} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,095 = 11,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,067 = 8,14 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) : $v = 0.2$**

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s (M_1 + v \cdot M_2) = 90 \times (0,095 + 0,2 \times 0,067) = 9,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s (v \cdot M_1 + M_2) = 90 \times (0,095 \times 0,2 + 0,067) = 7,74 \text{ KN.m}$$

D. Superposition des moments :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,96 + 11,54 = 12,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,71 + 8,14 = 8,85 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,798 + 9,75 = 10,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,653 + 7,74 = 8,39 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies d'un coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**a) **En travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 12,50 = 10,625 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,85 = 7,523 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) **En appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 12,50 = -3,75 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 8,85 = -2,655 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**a) **En travée**

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,55 = 8,97 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,39 = 7,13 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

b) **En appuis :**

$$\begin{aligned} M_x^a &= -0,3 \times M_x = -0,3 \times 10,55 = -3,165 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= -0,3 \times M_y = -0,3 \times 8,39 = -2,52 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

E. Ferrailage de la dalle :

Dans nos calculs, on considéré une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm}, h_0 = 15 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \qquad A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Résumé du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

zone	Sens	M_u (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	cm ²	S_t (cm)
En travée	x-x	10,625	0,044	0,978	2,18	3,14	4HA10	25
	y-y	7,523	0,031	0,984	1,53	3,14	4HA10	25
En appuis	x-x	-3,75	0,016	0,992	0,76	3,14	4HA10	25
	y-y	-2,655	0,011	0,994	0,535	3,14	4HA10	25

Tableau III.5 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

F. Vérification à L'ELU

➤ **Espacement des armatures**

La fissuration est non préjudiciable → L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Direction principale :**

$$St \leq \min (2h; 25cm) \rightarrow St=25cm < \min (30cm; 25cm) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Direction secondaire :**

$$St \leq \min (3h; 33cm) \rightarrow St=25cm < \min (45cm; 33cm) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Diamètre maximale des barres :**

$$\text{On doit vérifier que } \emptyset \leq \emptyset_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

\emptyset : Diamètre des armatures longitudinales.

\emptyset : 10 mm < \emptyset_{max} = 15 mm → **Condition vérifiée.**

➤ **Condition de non fragilité (ArtB.7.4 BAEL.91 modifié 99)**

➤ **Armatures inférieurs (suivant X-X) :**

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$$

Avec : $\rho_0 = 0,0008$ pour les HA, FeF400 et FeE500.

ρ_x : Taux Minimal d'acier en travée dans le sens x-x.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,75}{2} = 0,875$$

$$\rho = \frac{A_{min}}{S}$$

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

$$\rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2} = 0,0008 \times \frac{(3 - 0,875)}{2} = 0,00085$$

$$A_{min} = 0,00085 \times (15 \times 100) = 1,275 \text{ cm}^2$$

$$A^t_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures supérieures (suivant y-y)**

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux Minimal d'acier en travée dans le sens y-y.

$$A_{min} = 0,00085 \times (15 \times 100) = 1,275 \text{ cm}^2$$

$$A^t_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Conclusion**

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens

➤ **Poinçonnement : (Art A.5.2.42/BAEL91 modifié 99)**

A l'état limite, la force résistante au poinçonnement P_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$P_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

P_u : Charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$P_c = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$P_u = 121,5 \text{ KN} < P_c = 472,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas requises.

➤ Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 90 / Art. A.5.2.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

➤ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

➤ **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P_u}{2 \times (U+V)} = \frac{121,5}{2 \times (1,05+1,05)} = 28,93 \text{ KN}$$

Donc : $T_{u \text{ max}} = 38,57 \text{ KN}$

$$T_u = \frac{38,57 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,30 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

G. Vérification à L'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

Sens x-x :

a) **En travée**

$$M_s = 8,97 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242$$

$$\rho_1 = 0,242 \quad \rightarrow \quad k = 48,29 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{8,97 \times 10^6}{314 \times 0,921 \times 130} = 238,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{238,59}{48,29} = 4,94 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

b) En appuis :

$$M_s = 3,165 \text{ KN.m}$$

$$A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242$$

$$\rho_1 = 0,242 \quad \rightarrow \quad k = 48,29 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{3,165 \times 10^6}{314 \times 0,921 \times 130} = 84,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{84,19}{48,29} = 1,74 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Sens y-y:

a) En travée

$$M_s = 7,13 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242$$

$$\rho_1 = 0,242 \quad \rightarrow \quad k = 48,29 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{7,13 \times 10^6}{314 \times 0,921 \times 130} = 191,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{191,31}{48,29} = 3,962 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,962 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

b) En appuis :

$$M_s = 2,52 \text{ KN.m}$$

$$A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242$$

$$\rho_1 = 0,242 \quad \rightarrow \quad k = 48,29 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{2,52 \times 10^6}{314 \times 0,921 \times 130} = 67,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{67,03}{48,29} = 1,39 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : (Article A.4.5, 32 du BAEL 91)**

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL 91/Art.B.7.5)**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{I_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec

M_x^t : Moment en travée dans le sens x-x

M_{sx} : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1 m.

$$\frac{h}{I_x} = \frac{15}{175} = 0,086 \geq \frac{10,625}{20 \times 12,50} = 0,0425 \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée

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

▪ **Conclusion**

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

A. En travée

Sens x-x : 4 HA10 avec un $e = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : 4 HA10 avec un $e = 25 \text{ cm}$

B. En appuis

Sens x-x : 4 HA10 avec un $e = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : 4 HA 10 avec un $e = 25 \text{ cm}$

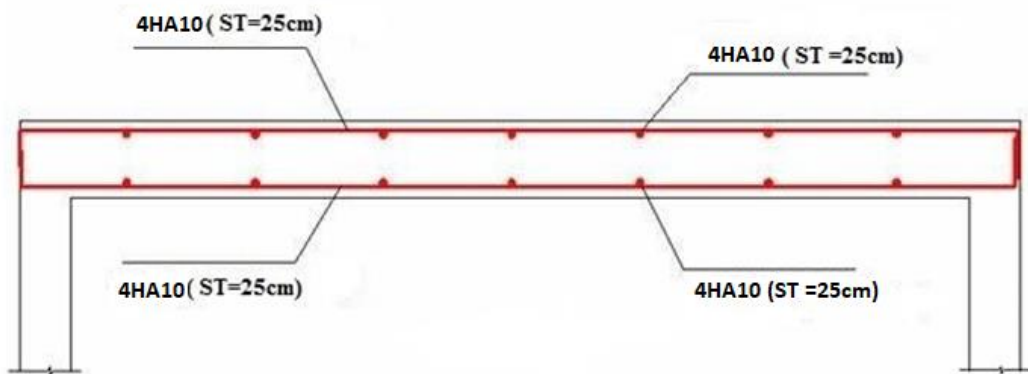


Figure III.37 : plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

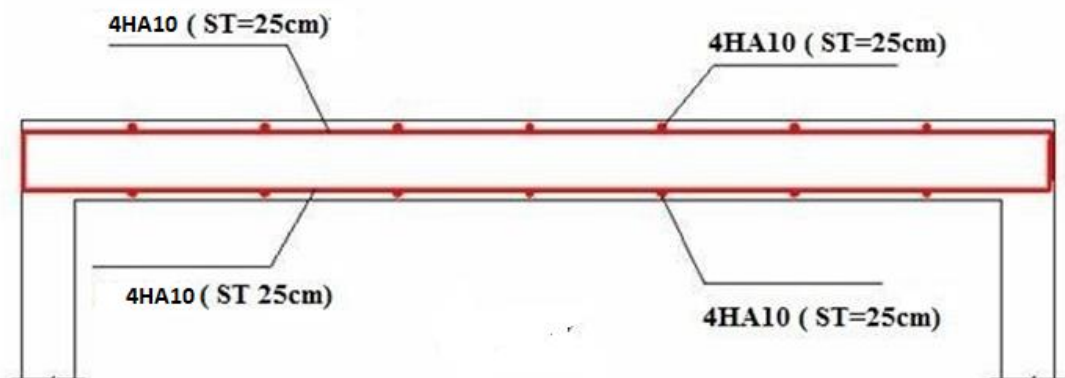


Figure III.38: plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

Chapitre IV

Etude de contreventement

IV.1 Introduction

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments structuraux assurant à la fois, la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales et verticales.

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens longitudinales et transversales. Cela nous amène alors à déterminer le pourcentage de l'effort sismique que reprend chaque élément (portiques et voiles), afin de définir le type de contreventement, on utilise la méthode des inerties équivalentes.

IV.2 Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres

- ❖ La rigidité linéaire d'un poteau est : $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$
- ❖ La rigidité linéaire d'une poutre est : $K_{poutre} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

IV.2.1. Identification des paramètres

I : Moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b h^3}{12}\right)$.

h_c : Hauteur du poteau $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_{pot}$

L_c : Longueur de la poutre $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{poutre}$

Avec :

\bar{h} : Hauteur entre nus des poteaux. $\bar{h} = h_e - h_{poutre}$.

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis $\bar{L} = L_c - e_{poteaux}$.

h_e : Hauteur entre nu d'appuis (poutres).

h_c : Hauteur des poteaux entre axe des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux

L_c : Longueur de la poutre entre axe des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

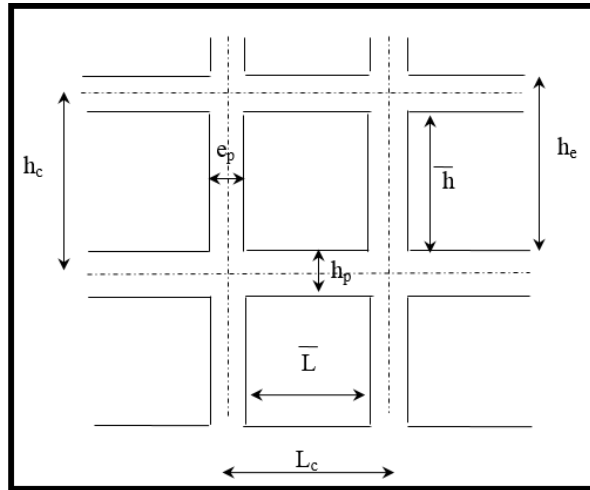
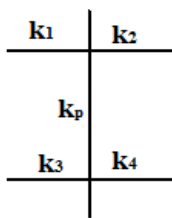


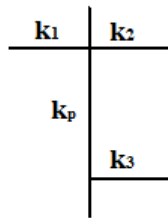
Figure IV-.1 : Coupe verticale d'un niveau.

IV.3 Calcul des coefficients \bar{K} (rigidités moyennes)

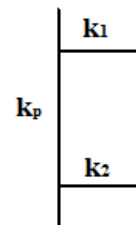
- **1^{er} Cas : étages courant** $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre} \times (poutre\ sup + poutre\ inf)}{2 K_{poteau}}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$

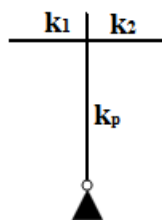
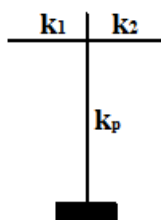


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$

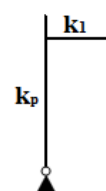
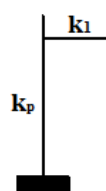


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

- **2^{ème} Cas : Premier niveau** : $\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} \times (poutres\ sup)}{K_{poteau}}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$

IV.4 Calcul des coefficients de correction a_j^i des rigidités des poteaux

- **1^{er} Cas** : Etage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- **2^{ème} Cas** : Premier niveau :
 - Poteau encastré à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
 - Poteau articulé à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{(1 + 2\bar{K})}$

IV.5. Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j »

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{c_j}^2} \times a_j^i \times k_{pot\ j}^i$$

Avec E_i , module de déformations instantanées du béton.

- **Calcul de la rigidité du portique « i » du niveau « j »**

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les résultats des rigidités linéaires, \bar{K} , a_j^i et r_j^i , sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	(cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K _{poteau}
5	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,46
4	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,46
3	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,10
2	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,10
1	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,10
RDC	45	45	341718,75	408	35	373	45	395,5	864,02
S-Sol 1	50	50	520833,33	306	35	271	50	296	1759,57
S-Sol 2	50	50	520833,33	357	35	322	50	347	1500,96

Tableau IV - 1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	\bar{h} (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K _{poteau}
5	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,46
4	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,46
3	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,10
2	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,10
1	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,10
RDC	45	45	341718,75	408	35	373	45	395,5	864,02
S-Sol 1	50	50	520833,33	306	35	271	50	296	1759,57
S-Sol 2	50	50	520833,33	357	35	322	50	347	1500,96

Tableau IV - 2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm)	L ₀	e _{pot} (cm)	\bar{L} (cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K _{poutre}
ET 4 → ET 5	1	25	35	8,93E+04	400	35	365	35	382,5	2,34E+02
	2	25	35	8,93E+04	370	35	335	35	352,5	2,53E+02
	3	25	35	8,93E+04	360	35	325	35	342,5	2,61E+02
	4	25	35	8,93E+04	400	35	365	35	382,5	2,34E+02
	5	25	35	8,93E+04	380	35	345	35	362,5	2,46E+02
ET 1 → ET 3	1	25	35	8,93E+04	400	40	360	35	377,5	2,37E+02
	2	25	35	8,93E+04	370	40	330	35	347,5	2,57E+02
	3	25	35	8,93E+04	360	40	320	35	337,5	2,65E+02
	4	25	35	8,93E+04	400	40	360	35	377,5	2,37E+02
	5	25	35	8,93E+04	380	40	340	35	357,5	2,50E+02
RDC	1	25	35	8,93E+04	400	45	355	35	372,5	2,40E+02
	2	25	35	8,93E+04	370	45	325	35	342,5	2,61E+02
	3	25	35	8,93E+04	360	45	315	35	332,5	2,69E+02
	4	25	35	8,93E+04	400	45	355	35	372,5	2,40E+02
	5	25	35	8,93E+04	380	45	335	35	352,5	2,53E+02
S-SOL 1 → S-SOL 2	1	25	35	8,93E+04	400	50	350	35	367,5	2,43E+02
	2	25	35	8,93E+04	370	50	320	35	337,5	2,65E+02
	3	25	35	8,93E+04	360	50	310	35	327,5	2,73E+02
	4	25	35	8,93E+04	400	50	350	35	367,5	2,43E+02
	5	25	35	8,93E+04	380	50	330	35	347,5	2,57E+02

Tableau IV - 3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm)	L ₀	e _{pot} (cm)	\bar{L} (cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K _{poutre}
ET 4 → ET 5	1	20	30	4,50E+04	380	35	345	30	360	1,25E+02
	2	20	30	4,50E+04	440	35	405	30	420	1,07E+02
	3	20	30	4,50E+04	420	35	385	30	400	1,13E+02
ET 1 → ET 3	1	20	30	4,50E+04	380	40	340	30	355	1,27E+02
	2	20	30	4,50E+04	440	40	400	30	415	1,08E+02
	3	20	30	4,50E+04	420	40	380	30	395	1,14E+02
RDC	1	20	30	4,50E+04	380	45	335	30	350	1,29E+02
	2	20	30	4,50E+04	440	45	395	30	410	1,10E+02
	3	20	30	4,50E+04	420	45	375	30	390	1,15E+02
S-SOL 1 → S-SOL 2	1	20	30	4,50E+04	380	50	330	30	345	1,30E+02
	2	20	30	4,50E+04	440	50	390	30	405	1,11E+02
	3	20	30	4,50E+04	420	50	370	30	385	1,17E+02

Tableau IV - 4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	K_{poutre} (cm^3)	Pot	K_{poteau} (cm^3)	\bar{K}	α_j^i	E (MPa)	h_c (cm^3)	r_j^i (N/m)	R_x^j (N/m)
ET4 → ET5	(1-1)	233,52	1	433,46	0,54	0,212	32164,2	288,5	4265,54	37889,21
	(2-2)	253,40	2	433,46	1,12	0,360	32164,2	288,5	7229,39	
	(3-3)	260,80	3	433,46	1,19	0,372	32164,2	288,5	7483,56	
	(4-4)	233,52	4	433,46	1,14	0,363	32164,2	288,5	7299,35	
	(5-5)	246,41	5	433,46	1,11	0,356	32164,2	288,5	7162,59	
				6	433,46	0,57	0,221	32164,2	288,5	
ET 1 → ET 3	(1-1)	236,62	1	733,10	0,32	0,139	32164,2	291	4643,12	43531,85
	(2-2)	257,04	2	733,10	0,67	0,252	32164,2	291	8416,58	
	(3-3)	264,66	3	733,10	0,71	0,262	32164,2	291	8769,22	
	(4-4)	236,62	4	733,10	0,68	0,255	32164,2	291	8513,35	
	(5-5)	249,85	5	733,10	0,66	0,249	32164,2	291	8324,53	
				6	733,10	0,34	0,146	32164,2	291	
RDC	(1-1)	239,79	1	864,02	0,28	0,123	32164,2	395,5	2613,47	22796,96
	(2-2)	260,80	2	864,02	0,61	0,233	32164,2	395,5	4971,24	
	(3-3)	268,64	3	864,02	0,63	0,239	32164,2	395,5	5085,96	
	(4-4)	239,79	4	864,02	0,56	0,218	32164,2	395,5	4656,17	
	(5-5)	253,40	5	864,02	0,29	0,128	32164,2	395,5	2726,51	
				6	864,02	0,30	0,129	32164,2	395,5	
S-SOL 1	(1-1)	243,06	1	1759,57	0,14	0,065	32164,2	296	5007,74	49879,47
	(2-2)	264,66	2	1759,57	0,29	0,126	32164,2	296	9773,09	
	(3-3)	272,74	3	1759,57	0,31	0,132	32164,2	296	10268,82	
	(4-4)	243,06	4	1759,57	0,29	0,128	32164,2	296	9908,76	
	(5-5)	257,04	5	1759,57	0,28	0,124	32164,2	296	9644,73	
				6	1759,57	0,15	0,068	32164,2	296	
S-SOL 2	(1-1)	243,06	1	1500,96	0,16	0,306	32164,2	347	14731,14	98862,10
	(2-2)	264,66	2	1500,96	0,34	0,358	32164,2	347	17248,47	
	(3-3)	272,74	3	1500,96	0,36	0,364	32164,2	347	17507,35	
	(4-4)	243,06	4	1500,96	0,34	0,360	32164,2	347	17319,37	
	(5-5)	257,04	5	1500,96	0,33	0,357	32164,2	347	17181,34	
				6	1500,96	0,17	0,309	32164,2	347	

Tableau IV - 5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	K_{poutre} (cm^3)	Poteaux	K_{poteau} (cm^3)	\bar{K}	a_j^i	E (MPa)	h_c (cm^3)	r_j^i (N/m)	R_x^j (N/m)
ET 4 → ET 5	(A-A)	125,00	1	433,46	0,29	0,127	32164,2	288,5	2548,63	14877,05
	(B-B)	107,14	2	433,46	0,50	0,199	32164,2	288,5	4003,00	
	(C-C)	112,50	3	433,46	0,52	0,207	32164,2	288,5	4162,71	
				4	433,46	0,52	0,207	32164,2	288,5	
ET 1 → ET 3	(A-A)	126,76	1	733,10	0,17	0,080	32164,2	291	2658,95	14087,27
	(B-B)	108,43	2	733,10	0,32	0,138	32164,2	291	4619,06	
	(C-C)	113,92	3	733,10	0,30	0,132	32164,2	291	4400,16	
				4	733,10	0,16	0,072	32164,2	291	
RDC	(A-A)	128,57	1	864,02	0,15	0,070	32164,2	395,5	1486,37	8954,71
	(B-B)	109,76	2	864,02	0,26	0,113	32164,2	395,5	2416,15	
	(C-C)	115,38	3	864,02	0,27	0,118	32164,2	395,5	2526,09	
				4	864,02	0,27	0,118	32164,2	395,5	
S-SOL 1	(A-A)	130,43	1	1759,57	0,07	0,036	32164,2	296	2770,31	14956,98
	(B-B)	111,11	2	1759,57	0,14	0,064	32164,2	296	4978,63	
	(C-C)	116,88	3	1759,57	0,13	0,061	32164,2	296	4716,30	
				4	1759,57	0,07	0,032	32164,2	296	
S-SOL 2	(A-A)	130,43	1	1500,96	0,09	0,281	32164,2	347	13530,92	56202,65
	(B-B)	111,11	2	1500,96	0,16	0,306	32164,2	347	14715,60	
	(C-C)	116,88	3	1500,96	0,15	0,303	32164,2	347	14575,48	
				4	1500,96	0,08	0,278	32164,2	347	

Tableau IV - 6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

IV.6 Caractéristique géométrique des voiles

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissant, elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultats de ses forces se trouvent excentrées de façons notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l’effort sismique d’une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d’autre part.

IV.6.1 Rigidités des refends (voiles)

IV.6.1.1 Calcul des inerties des voiles

- Les voiles longitudinaux (x-x)

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} ; I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$I_x \ll I_y$: I_x est négligeable devant I_y

- Les voiles transversaux (y-y) :

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y \ll I_x$: I_y est négligeable devant I_x

- Calcul des rigidités des voiles :

- Dans le sens longitudinal : $r_x^j = \frac{12E_i l_y}{h^3}$

- Dans le sens transversal : $r_y^j = \frac{12E_i l_x}{h^3}$

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_x (cm ⁴)	E (MPa)	h _e (cm)	r_x^j (N/m)	$R_x^j = \sum r_x^j$
ET1 → ET5	VL1	20	150	5625000	3,22E+04	306	7,59E+04	3,03E+05
	VL2	20	150	5625000	3,22E+04	306	7,59E+04	
	VL3	20	150	5625000	3,22E+04	306	7,59E+04	
	VL4	20	150	5625000	3,22E+04	306	7,59E+04	
RDC	VL1	20	150	5625000	3,22E+04	408	3,20E+04	1,28E+05
	VL2	20	150	5625000	3,22E+04	408	3,20E+04	
	VL3	20	150	5625000	3,22E+04	408	3,20E+04	
	VL4	20	150	5625000	3,22E+04	408	3,20E+04	
S-SOL1	VL1	20	150	5625000	3,22E+04	306	7,59E+04	3,03E+05
	VL2	20	150	5625000	3,22E+04	306	7,59E+04	
	VL3	20	150	5625000	3,22E+04	306	7,59E+04	
	VL4	20	150	5625000	3,22E+04	306	7,59E+04	
S-SOL2	VL1	20	150	5625000	3,22E+04	347	5,20E+04	2,08E+05
	VL2	20	150	5625000	3,22E+04	347	5,20E+04	
	VL3	20	150	5625000	3,22E+04	347	5,20E+04	
	VL4	20	150	5625000	3,22E+04	347	5,20E+04	

Tableau IV - 7 : Rigidités des voiles longitudinaux X-X.

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I _y (cm ⁴)	E (MPa)	h _e (cm)	r _y ^j (N/m)	R _x ^j = ∑ r _y ^j
ET1 → ET5	VT1	20	200	13333333,3	32164,2	306	1,80E+05	4,49E+06
	VT2	20	200	13333333,3	32164,2	306	1,80E+05	
	VT3	20	380	91453333,3	32164,2	306	1,23E+06	
	VT4	20	380	91453333,3	32164,2	306	1,23E+06	
	VT5	20	420	123480000	32164,2	306	1,66E+06	
	VT6	20	420	123480000	32164,2	306	1,66E+06	
RDC	VT1	20	200	13333333,3	32164,2	408	7,58E+04	1,89E+06
	VT2	20	200	13333333,3	32164,2	408	7,58E+04	
	VT3	20	380	91453333,3	32164,2	408	5,20E+05	
	VT4	20	380	91453333,3	32164,2	408	5,20E+05	
	VT5	20	420	123480000	32164,2	408	7,02E+05	
	VT6	20	420	123480000	32164,2	408	7,02E+05	
S-SOL 1	VT1	20	200	13333333,3	32164,2	306	1,80E+05	4,49E+06
	VT2	20	200	13333333,3	32164,2	306	1,80E+05	
	VT3	20	380	91453333,3	32164,2	306	1,23E+06	
	VT4	20	380	91453333,3	32164,2	306	1,23E+06	
	VT5	20	420	123480000	32164,2	306	1,66E+06	
	VT6	20	420	123480000	32164,2	306	1,66E+06	
S-SOL 2	VT1	20	200	13333333,3	32164,2	347	1,23E+05	3,08E+06
	VT2	20	200	13333333,3	32164,2	347	1,23E+05	
	VT3	20	380	91453333,3	32164,2	347	8,45E+05	
	VT4	20	380	91453333,3	32164,2	347	8,45E+05	
	VT5	20	420	123480000	32164,2	347	1,14E+06	
	VT6	20	420	123480000	32164,2	347	1,14E+06	

Tableau IV - 8 : Rigidités des voiles transversaux Y-Y.

IV.6.1.1 Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles »

Niveaux	Portiques		Voiles		Portiques + Voiles	
	R _x ^j	R _y ^j	R _x ^j	R _y ^j	R _x ^j	R _y ^j
ET4→ ET5	3,03E+05	4,49E+06	3,03E+05	4,49E+06	6,07E+05	8,97E+06
ET1→ ET3	1,28E+05	1,89E+06	1,28E+05	1,89E+06	2,56E+05	3,79E+06
RDC	3,03E+05	4,49E+06	3,03E+05	4,49E+06	6,07E+05	8,97E+06
S-SOL 1	2,08E+05	3,08E+06	2,08E+05	3,08E+06	4,16E+05	6,15E+06
S-SOL 2	3,03E+05	4,49E+06	3,03E+05	4,49E+06	6,07E+05	8,97E+06

Tableau IV - 9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».

IV.7 Inertie fictive des portiques et des refends

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « *calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé* », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

IV.7.1 Calcul de l'inertie fictive

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum \Delta_n$$

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n.

f_n : Flèche du refend au même niveau.

I : Inertie fictive du portique au niveau n.

IV.7.2 Calcul des flèches des refends

Le calcul des flèches des refends dont $I = 1 \text{ m}^4$, soumises au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

S_i : Surface de trapèze : $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$

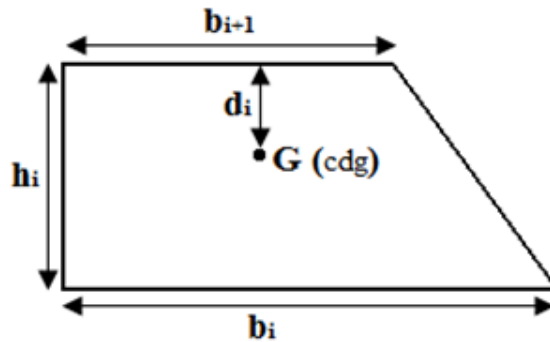


Figure IV.2 : trapèze de calcul.

IV.8 Diagramme des moments des aires

Le tableau suivant donne la section des aires « S_i » et la position de centre de gravité « d_i » à partir du diagramme des moments :

Niveaux	b_{i+1}	b_i	h_e	d_i	S_i	$EI \times f_S$
ET5	0	3,06	3,06	2,04	4,68	9,55
ET4	3,06	6,12	3,06	1,70	14,05	23,88
ET3	6,12	9,18	3,06	1,63	23,41	38,20
ET2	9,18	12,24	3,06	1,60	32,77	52,53
ET1	12,24	15,3	3,06	1,59	42,14	66,86
RDC	15,3	19,38	4,08	2,12	70,75	149,98
S-SOL1	19,38	22,44	3,06	1,57	63,98	100,28
S-SOL2	22,44	25,91	3,47	1,78	83,89	149,03

Tableau IV – 10 : section des aires et position du CDG.

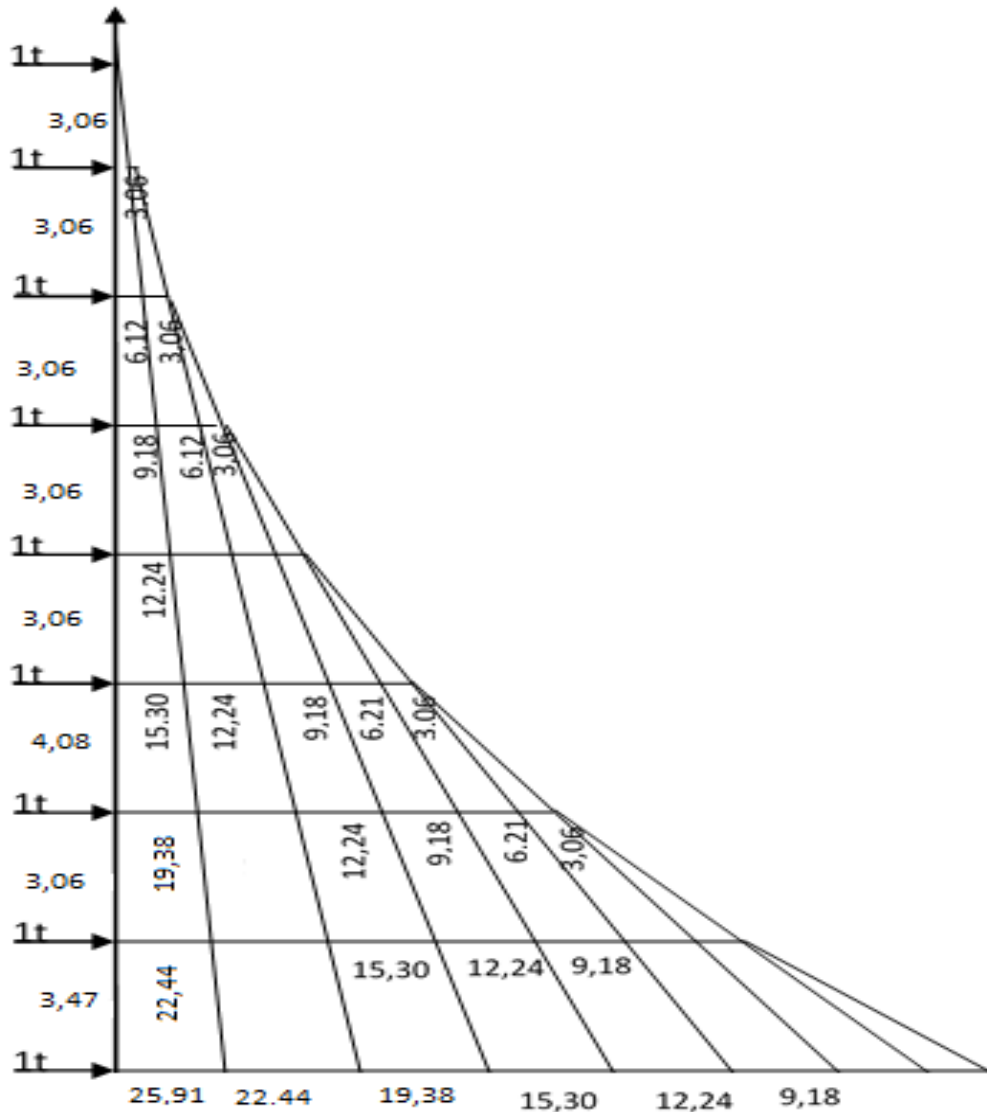


Figure IV.3 : Diagramme des moments des aires.

IV.9 Calcul des déplacements des portiques

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poteaux}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

h_e : Hauteur d'étage.

M_n : Moment d'étage : $M_n = T_n \times h_e$

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$: Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}^n}$
- Pour les poteaux encastrés à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1 + 2 \sum K_{poteaux}^1}$

Pour les poteaux articulés à la base : $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1}$

Les tableaux suivants nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

iveaux	Portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K_{pot}$ (m^3) 10^{-4}	$\sum K_{pout}$ (m^3) 10^{-4}	$E\theta_n$ (Kn/m ²)	$E\psi_n$ (Kn/m ²)	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	Elf (KN.m ³)	I (m ⁴)	$\sum I$ (m ⁴)
ET5	(A-A)	3,06	3,06	0	433,46	125,00	1020,00	1105,00	3381,30	14912,41	9,55	0,0006	0,030
	(B-B)	3,06	3,06	0	433,46	107,14	1190,00	1161,67	3554,70				
	(C-C)	3,06	3,06	0	433,46	112,50	1133,33	2606,67	7976,40				
ET4	(A-A)	3,06	9,18	3,06	433,46	125,00	4080,00	4420,00	13525,21	55271,27	23,88	0,0004	0,023
	(B-B)	3,06	9,18	3,06	433,46	107,14	4760,00	4646,67	14218,81				
	(C-C)	3,06	9,18	3,06	433,46	112,50	4533,33	8995,84	27527,26				
ET3	(A-A)	3,06	18,36	9,18	733,1	128,57	8925,00	8988,75	27505,58	101135,57	38,20	0,0004	0,019
	(B-B)	3,06	18,36	9,18	733,1	126,76	9052,50	9817,50	30041,56				
	(C-C)	3,06	18,36	9,18	733,1	108,43	10582,50	14244,59	43588,43				
ET2	(A-A)	3,06	30,6	18,36	733,1	113,92	17906,67	18133,34	55488,01	156782,98	52,53	0,0003	0,015
	(B-B)	3,06	30,6	18,36	733,1	111,11	18360,00	17906,67	54794,41				
	(C-C)	3,06	30,6	18,36	733,1	116,88	17453,33	15196,26	46500,56				
ET1	(A-A)	3,06	45,9	30,6	733,1	246,34	12939,18	12582,24	38501,66	149742,54	66,86	0,0004	0,012
	(B-B)	3,06	45,9	30,6	733,1	260,73	12225,29	12225,30	37409,42				
	(C-C)	3,06	45,9	30,6	733,1	260,73	12225,29	24127,93	73831,47				
RDC	(A-A)	4,08	65,28	45,9	864,02	128,57	36030,56	39118,90	159605,09	509218,08	149,98	0,0003	0,007
	(B-B)	4,08	65,28	45,9	864,02	109,76	42207,22	41177,78	168005,36				
	(C-C)	4,08	65,28	45,9	864,02	115,38	40148,33	44511,67	181607,63				
S-SOL1	(A-A)	3,06	87,72	65,28	1759,57	130,43	48875,00	53125,00	162562,51	515653,60	100,28	0,0002	0,004
	(B-B)	3,06	87,72	65,28	1759,57	111,11	57375,00	55958,34	171232,51				
	(C-C)	3,06	87,72	65,28	1759,57	116,88	54541,67	59430,91	181858,58				
S-SOL2	(A-A)	3,57	113,63	87,72	1500,96	130,43	64320,14	69913,20	249590,13	640614,67	149,03	0,0002	0,002
	(B-B)	3,57	113,63	87,72	1500,96	111,11	75506,25	73641,90	262901,60				
	(C-C)	3,57	113,63	87,72	1500,96	116,88	71777,55	35888,78	128122,94				

Tableau IV – 11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (Y-Y).

Niveaux	Portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K_{pot}$ (m^3) 10^{-4}	$\sum K_{pout}$ (m^3) 10^{-4}	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (KN/m)	D_n $= \sum \Delta_n$ (KN/m)	EIf (KN.m ³)	I (m ⁴)	$\sum I$ (m ⁴)
ET5	(1-1)	3,06	3,06	0	433,46	233,52	545,98	524,57	1605,19	3420,42	9,55	0,0028	0,0119
	(2-2)	3,06	3,06	0	433,46	253,40	503,16	496,02	1517,83				
	(3-3)	3,06	3,06	0	433,46	260,80	488,89	517,43	1583,35				
	(4-4)	3,06	3,06	0	433,46	233,52	545,98	531,71	1627,03				
	(5-5)	3,06	3,06	0	433,46	246,41	517,43	1350,68	4133,09				
ET4	(1-1)	3,06	9,18	3,06	433,46	233,52	2183,93	2098,29	6420,76	11738,63	23,88	0,0020	0,0091
	(2-2)	3,06	9,18	3,06	433,46	253,40	2012,64	1984,10	6071,33				
	(3-3)	3,06	9,18	3,06	433,46	260,80	1955,55	2069,74	6333,40				
	(4-4)	3,06	9,18	3,06	433,46	233,52	2183,93	2126,84	6508,12				
	(5-5)	3,06	9,18	3,06	433,46	246,41	2069,74	3459,68	10586,61				
ET3	(1-1)	3,06	18,36	9,18	733,1	236,62	4849,61	4656,91	14250,15	24977,82	38,20	0,0015	0,0071
	(2-2)	3,06	18,36	9,18	733,1	257,04	4464,21	4399,98	13463,94				
	(3-3)	3,06	18,36	9,18	733,1	264,66	4335,74	4592,68	14053,60				
	(4-4)	3,06	18,36	9,18	733,1	236,62	4849,61	4721,14	14446,70				
	(5-5)	3,06	18,36	9,18	733,1	249,85	4592,68	6607,10	20217,74				
ET2	(1-1)	3,06	30,6	18,36	733,1	236,62	8621,53	8278,95	25333,60	43477,00	52,53	0,0012	0,0056
	(2-2)	3,06	30,6	18,36	733,1	257,04	7936,37	7822,18	23935,88				
	(3-3)	3,06	30,6	18,36	733,1	264,66	7707,99	8164,76	24984,17				
	(4-4)	3,06	30,6	18,36	733,1	236,62	8621,53	8393,15	25683,03				
	(5-5)	3,06	30,6	18,36	733,1	249,85	8164,76	10817,95	33102,93				
ET1	(1-1)	3,06	45,9	30,6	733,1	236,62	13471,14	12935,87	39583,75	67067,85	66,86	0,0010	0,0044
	(2-2)	3,06	45,9	30,6	733,1	257,04	12400,58	12222,16	37399,82				

	(3-3)	3,06	45,9	30,6	733,1	264,66	12043,73	12757,44	39037,77				
	(4-4)	3,06	45,9	30,6	733,1	236,62	13471,14	13114,29	40129,73				
	(5-5)	3,06	45,9	30,6	864,02	249,85	12757,43	16038,09	49076,56				
RDC	(1-1)	4,08	65,28	45,9	864,02	239,79	19318,74	18540,81	75646,51	95381,03	149,98	0,0016	0,0034
	(2-2)	4,08	65,28	45,9	864,02	260,80	17762,87	17503,56	71414,54				
	(3-3)	4,08	65,28	45,9	864,02	268,64	17244,24	18281,50	74588,52				
	(4-4)	4,08	65,28	45,9	864,02	239,79	19318,74	18800,12	76704,50				
	(5-5)	4,08	65,28	45,9	864,02	253,40	18281,49	22255,04	90800,56				
S-SOL	(1-1)	3,06	87,72	65,28	1759,57	243,06	26228,57	25158,02	76983,55	128863,84	100,28	0,0008	0,0018
	(2-2)	3,06	87,72	65,28	1759,57	264,66	24087,46	23730,62	72615,69				
	(3-3)	3,06	87,72	65,28	1759,57	272,74	23373,76	24801,17	75891,58				
	(4-4)	3,06	87,72	65,28	1759,57	243,06	26228,57	25514,87	78075,51				
	(5-5)	3,06	87,72	65,28	1759,57	257,04	24801,17	29659,16	90757,03				
S-SOL	(1-1)	3,57	113,63	87,72	1500,96	243,06	34517,14	33108,29	118196,58	146874,00	149,03	0,0010	0,0008
	(2-2)	3,57	113,63	87,72	1500,96	264,66	31699,42	31229,80	111490,39				
	(3-3)	3,57	113,63	87,72	1500,96	272,74	30760,17	32638,67	116520,03				
	(4-4)	3,57	113,63	87,72	1500,96	243,06	34517,14	33577,91	119873,13				
	(5-5)	3,57	113,63	87,72	1500,96	257,04	32638,66	16319,34	58260,03				

Tableau IV – 12 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversales Y-Y.

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivants :

Niv Sens	S-SOL	S-SOL	RDC	ET1	ET2	ET3	ET4	ET5	Inertie Moyenne
Y-Y	0,0008	0,0018	0,0034	0,0044	0,0056	0,0071	0,0091	0,0119	0,0550
X-X	0,002	0,004	0,007	0,012	0,015	0,019	0,023	0,030	0,140

Tableau IV – 13 : Inerties des portiques

- Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

Sens X-X :

	Inerties (m ⁴)	Pourcentage %
Portiques	0,0055	8,91
Voiles	0,05625	91,09
Voiles + Portiques	0,06175	100

Tableau IV – 14 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens X-X

Sens Y-Y :

	Inerties (m ⁴)	Pourcentage %
Portiques	0,14	15,56
Voiles	0,76	84,44
Voiles + Portiques	0,9	100

Tableau IV– 15 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens Y-Y

IV.10 Conclusion

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal. Du fait que l'inertie des voiles dépasse les 80 % (tel que prévu par le RPA article 3.4) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **une structure contreventée par voile** dans les deux sens principaux. D'où le coefficient de comportement $R=3,5$ (tableau 4.3 RPA 99 Version 2003).

Chapitre V

Modélisation

V.1 Introduction

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul. Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

V.2 Concept de base de la MEF

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutre ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivé sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément.

Un système d'équations algébrique linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

V.3 Description du logiciel ETABS

ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue.

En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

V.4. Etapes de Modélisation

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7.4 dont les Principales étapes sont les suivantes :

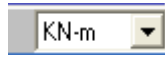
- ✓ Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
- ✓ Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles...)
- ✓ Dessin de la structure
- ✓ Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
- ✓ Introduction des combinaisons d'actions ;
- ✓ Définition du séisme (Introduction du spectre de réponse selon le RPA99/version 2003) ;
- ✓ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;

- ✓ Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

V.4.1 La modélisation

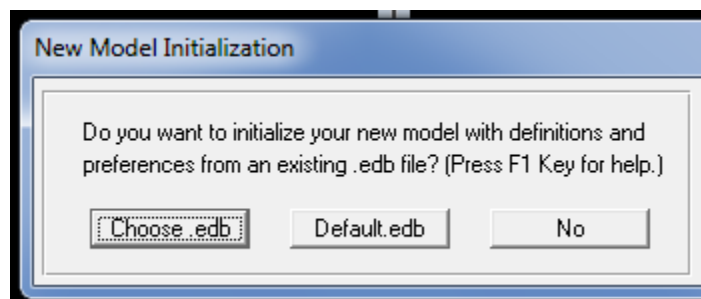
➤ Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



Géométrie de base :

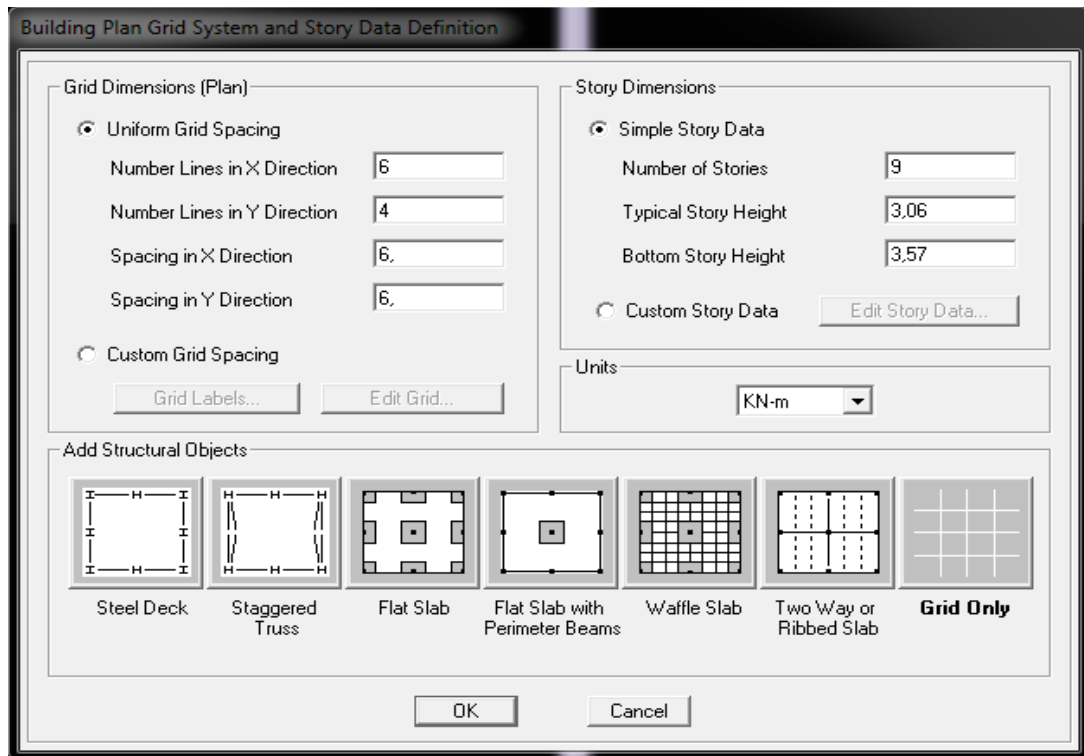
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**).



- ✓ « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- ✓ « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- ✓ « **No** »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

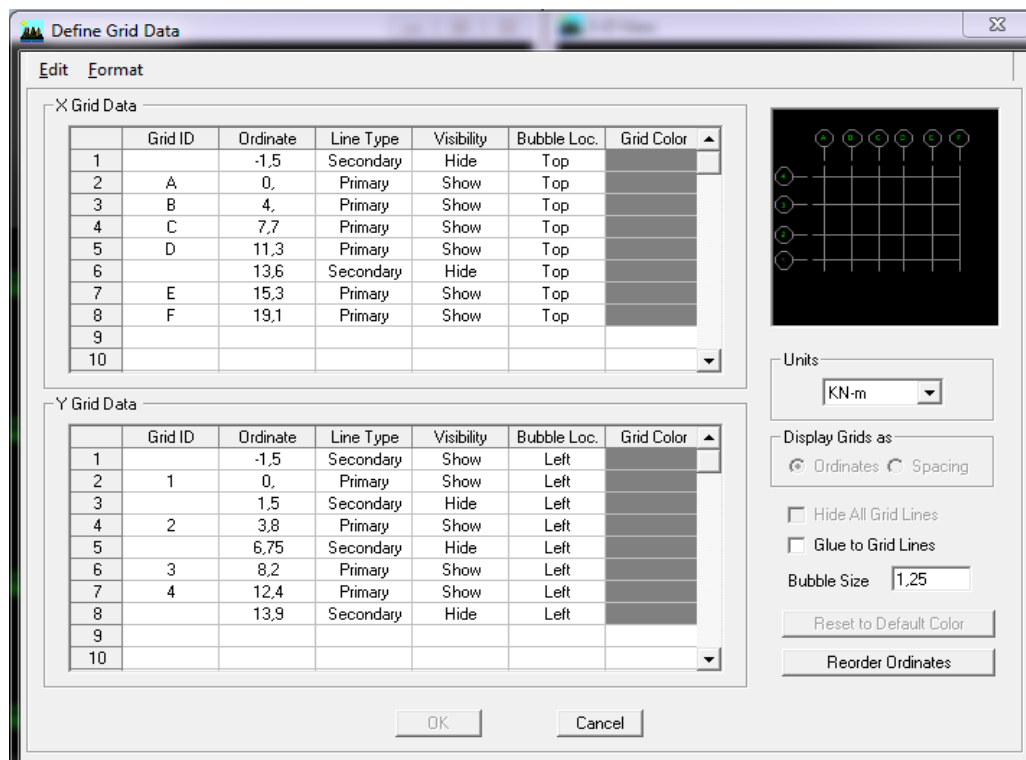
Dans notre cas en choisi « Default. edb » . Après avoir cliqué sur la commande on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- ❖ Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- ❖ Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- ❖ Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- ❖ Hauteur d'étage (**story High**)
- ❖ Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- ❖ Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- ❖ Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- ❖ la hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- ❖ La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)



Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custom Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

Ca donne cette fenêtre :



Ok Ok

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custum Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment

The screenshot shows the 'Story Data' dialog box with a table of story data and control options. The table has the following data:

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
10	SM	2,7	28,71	Yes		No	0,
9	5	3,06	26,01	No	4	No	0,
8	4	3,06	22,95	Yes		No	0,
7	3	3,06	19,89	No	1	No	0,
6	2	3,06	16,83	No	1	No	0,
5	1	3,06	13,77	Yes		No	0,
4	RDC	4,08	10,71	Yes		No	0,
3	SS1	3,06	6,63	No	SS2	No	0,
2	SS2	3,57	3,57	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Below the table, there are control options for 'Reset Selected Rows' and 'Units'.

Reset Selected Rows:

- Height: 2,7 [Reset]
- Master Story: No [Reset]
- Similar To: NONE [Reset]
- Splice Point: [Reset]
- Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m]

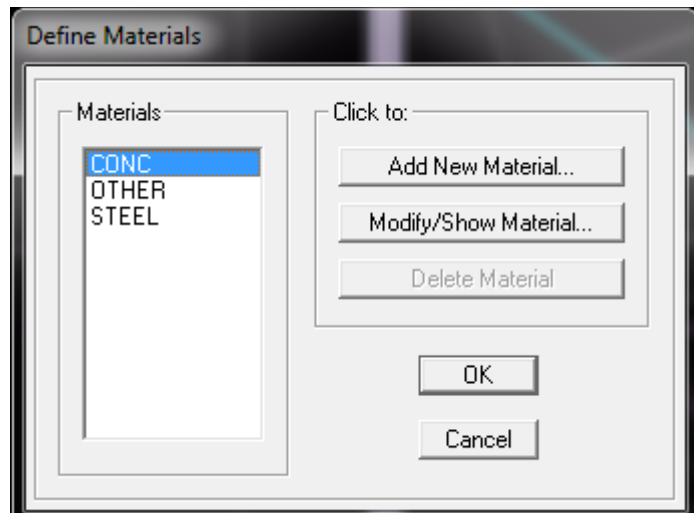
Buttons: OK, Cancel

V.4.2 Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton

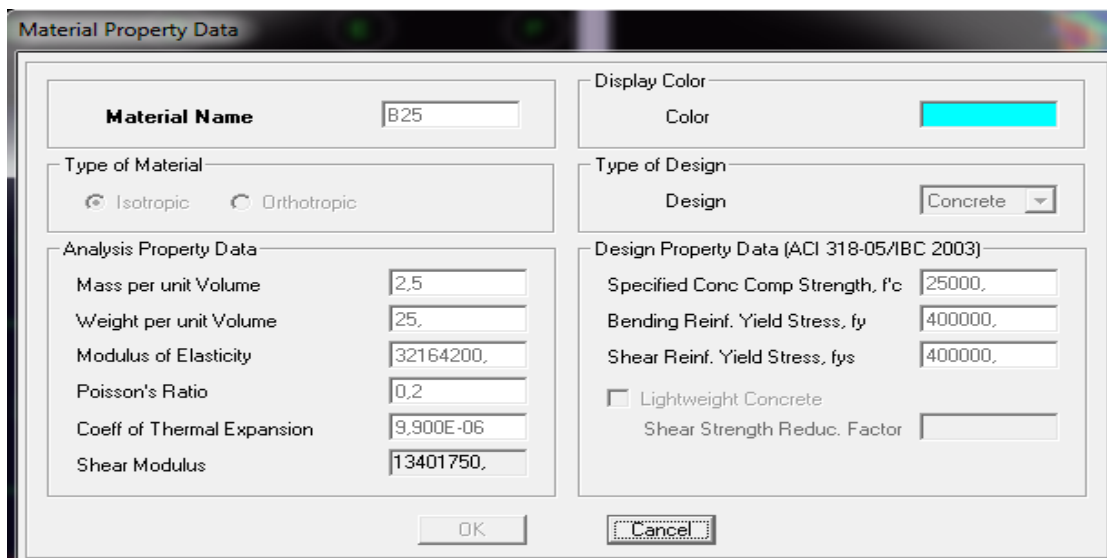
On clique sur **Define** puis **Material proprietes** au en utilisant le raccourci suivant 

Nous sélectionons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**,
et on apporte les modifications des paramètres :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours (f_{c28})
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal (f_e)
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal




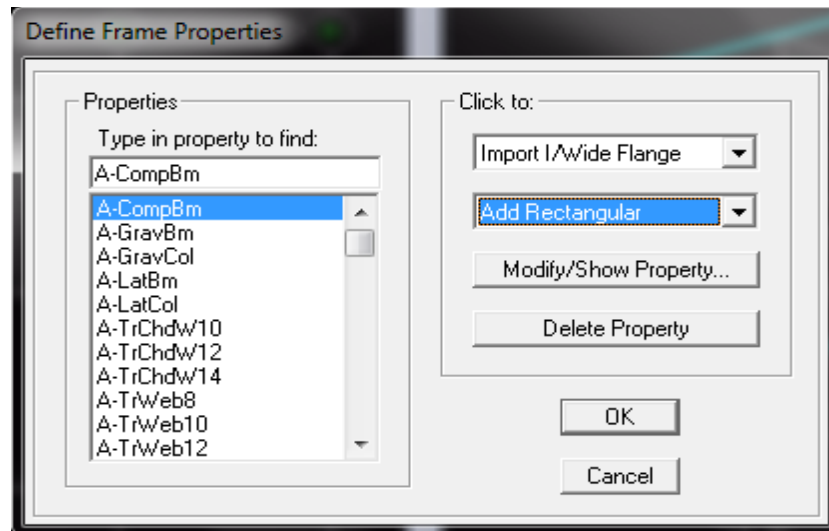
Dans la fenêtre suivante :



V.4.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments

Dans cette étape on définit des nouvelles propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...). Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** en utilisant le raccourci suivant  .

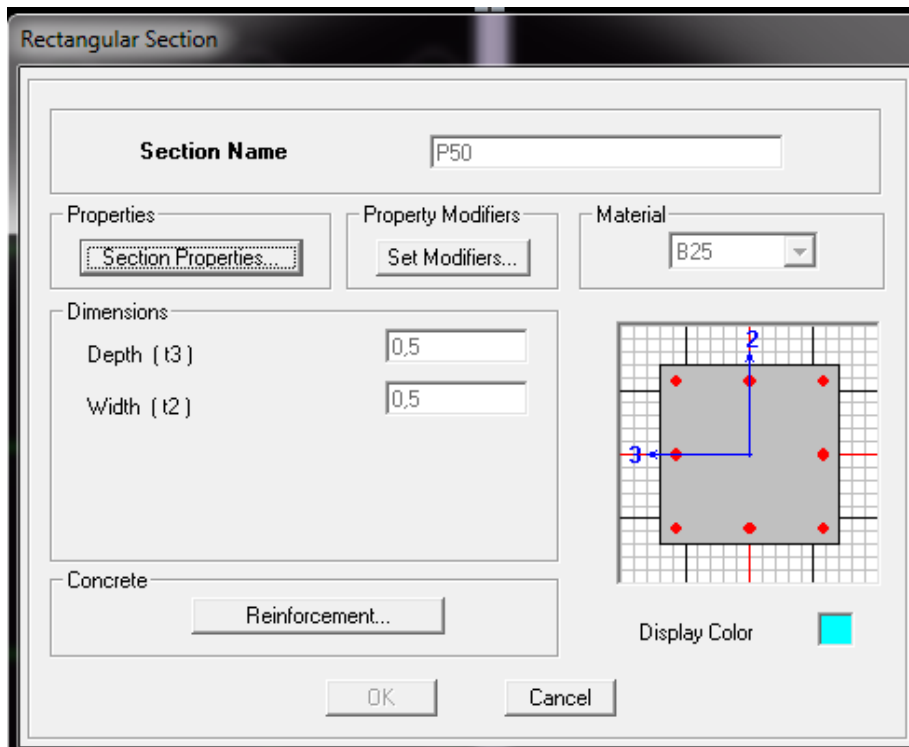


Nous commençons d'abord par supprimer toutes les profils des sections standard donné par l'Etabs on sélectionne toute ces sections et on clique sur delete **property**

On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **AddRectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte) pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

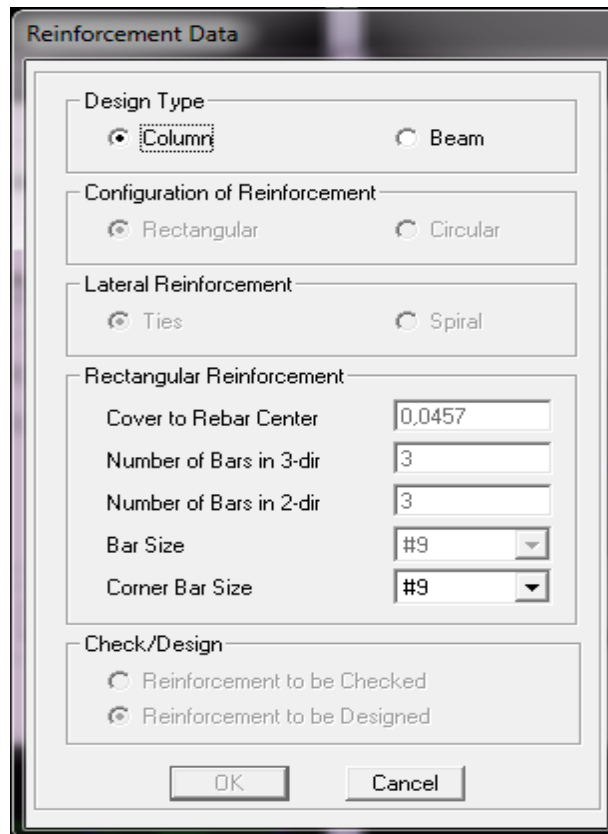
- ✓ -Nom de la section **Section Name**
- ✓ Choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- ✓ Hauteur : **Depth**
- ✓ Largeur : **width**



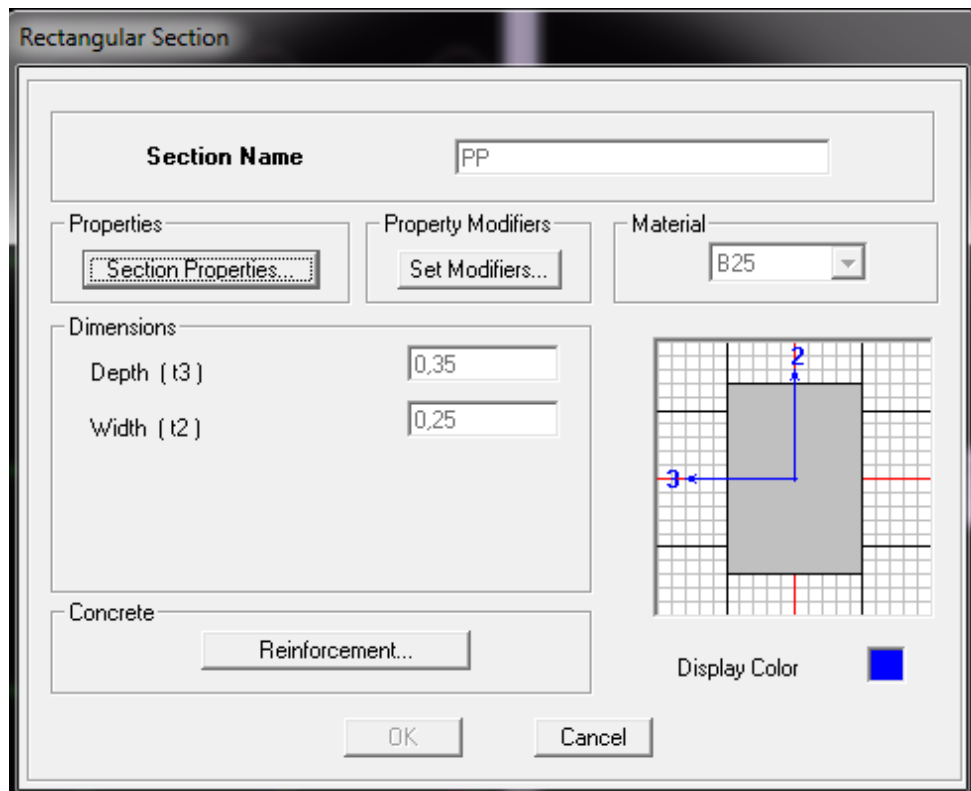
On fait les mêmes étapes pour toutes les autres sections (P45*45, P40*40, P35*35, P30*30)

Nous procéderont de la même manière pour les poutres que les poteaux

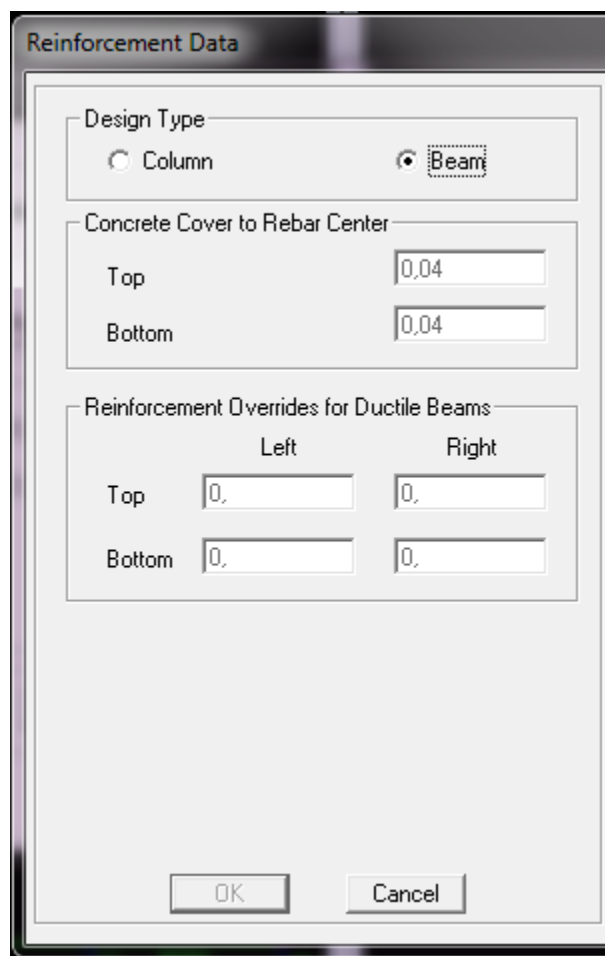
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.



Nous procéderons de la même manière pour les poutres que les poteaux



En sélection **Reinforcement** après Beam pour les poutres



Reinforcement Data

Design Type

Column Beam

Concrete Cover to Rebar Center

Top 0,04

Bottom 0,04

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

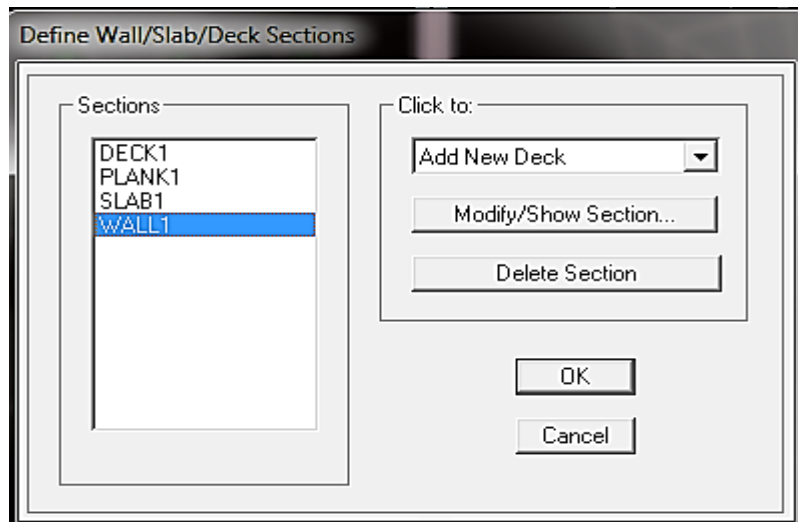
	Left	Right
Top	0,	0,
Bottom	0,	0,

OK Cancel

Nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

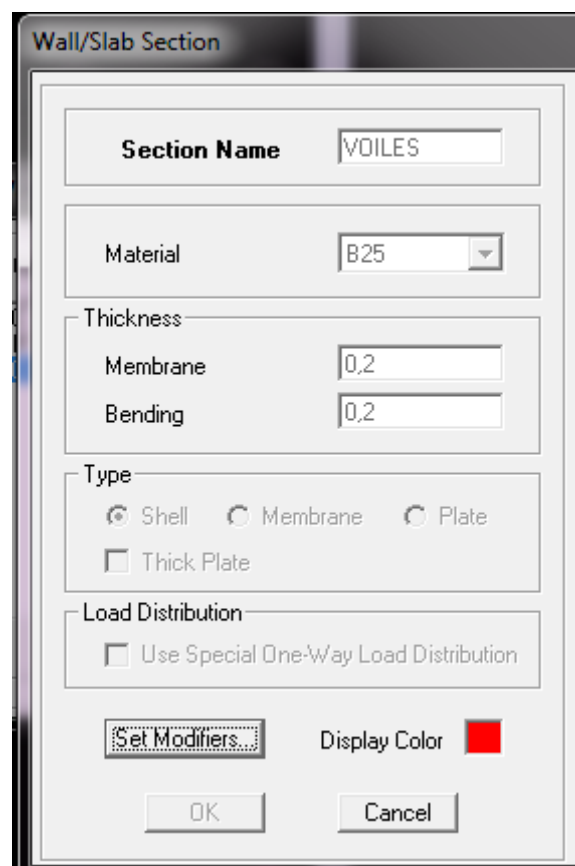
On choisit le menu **Defineet wall/slab** au en utilisant le raccourci suivant





- **Définition des voiles**

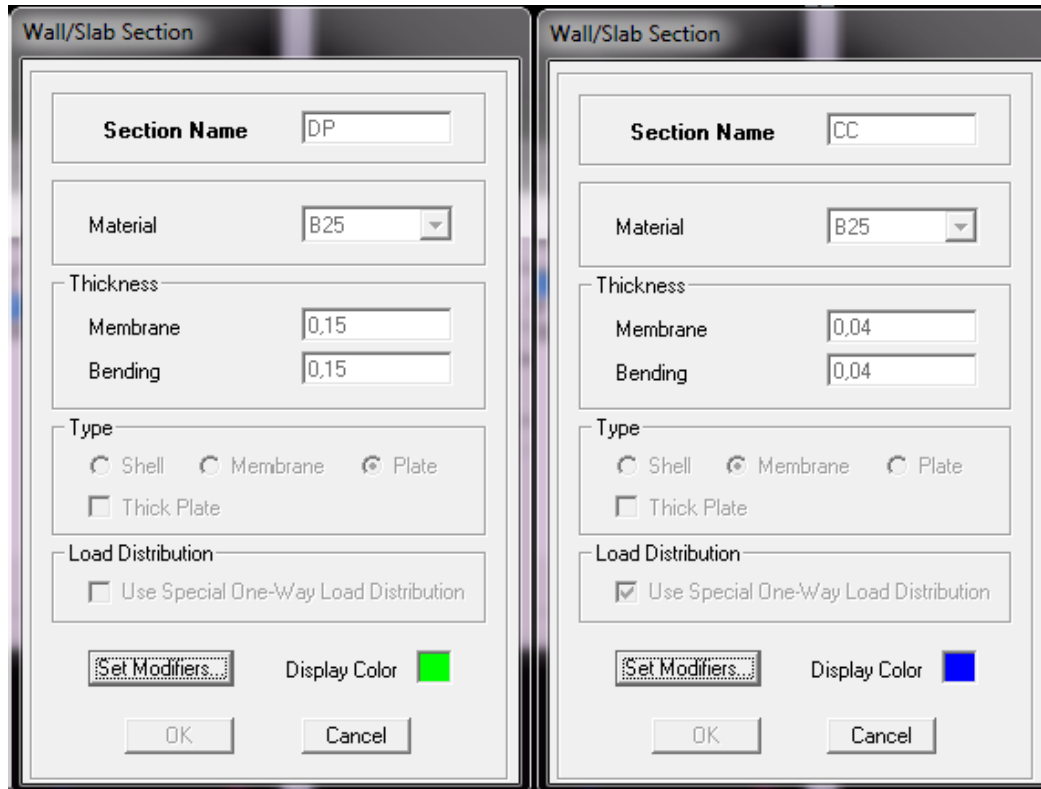
Clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur



Nous procéderont de la même manière pour tous les voiles .

- Définition des plancher et des dalles pleine


Clique sur **Add New Slab**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section dalles pleine.



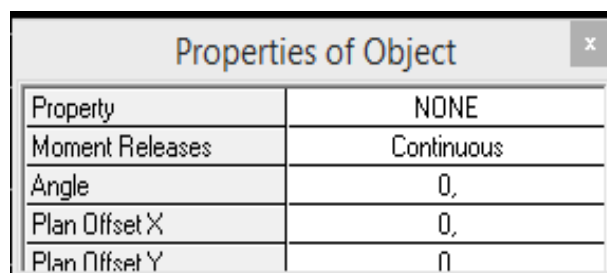
V.4.4. Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :


➤ **Pour les poteaux :**

On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Line objects** ⇒ **Create Columns in Region or at Clicks** au en utilisant le raccourci suivant  .

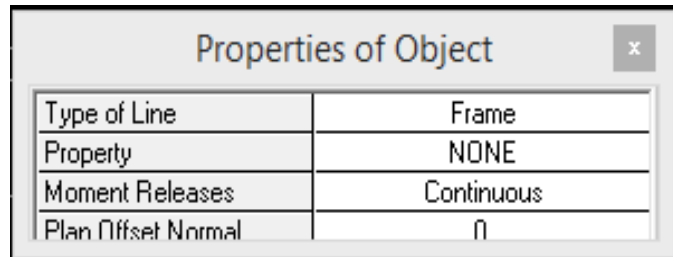
Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) ⇒ **None** on choisit le nom de la section (pot **40*40** par exemple) on valide.




➤ **Pour la poutre :**

On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Line objects** ⇒ **Create Lines in Region or at Clicks** au en utilisant le raccourci suivant  .

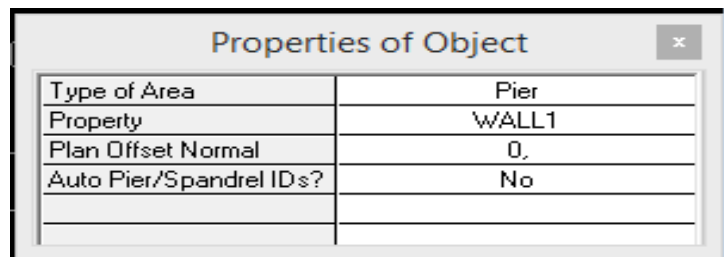
Une fenêtre s'affiche (**propretés of Object**) ⇒ **Property** on choisit le nom de la section (**PP** par exemple) on valide.



➤ **Pour les voiles :**

On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Line objects** ⇒ **Draw Lines** au en utilisant le raccourci suivant  .

Une fenêtre s'affiche (**propretés of Object**) ⇒ **Property** on choisit le nom de la section (**V1** par exemple) on valide.

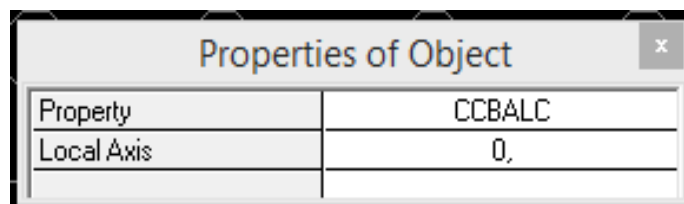


➤ **Pour les plancher et les dalles pleine :**

On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Area objects** ⇒ **Create Areas at Clicks**  .


au en utilisant le raccourci suivant .

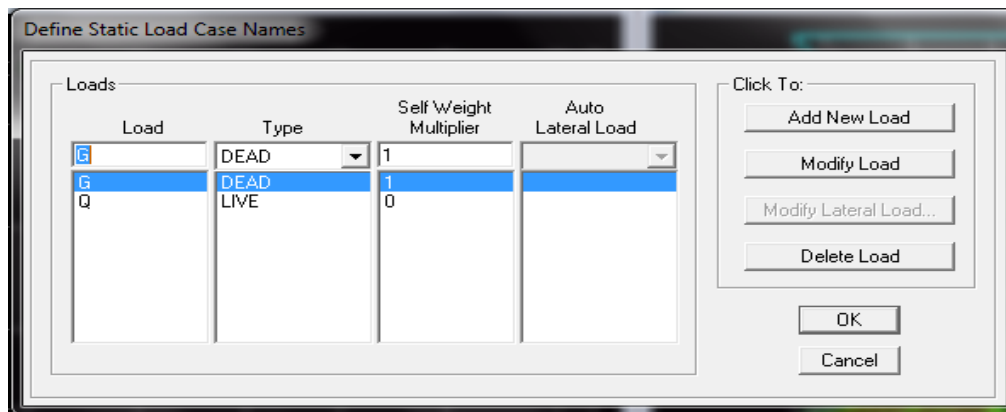
Une fenêtre s'affiche (**propretés of Object**) ⇒ **Property** on choisit le nom de la section (**CC** par exemple) on valide.



V.4.5. Définition des charges et surcharges (G et Q)

- Charges statiques

Choisir dans le menu déroulant : **Define** ⇒ **Static load cases** au en utilisant le raccourci suivant  .




Pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weight multiplier) et cliquer sur **add new Load**.

Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**) – **OK**.

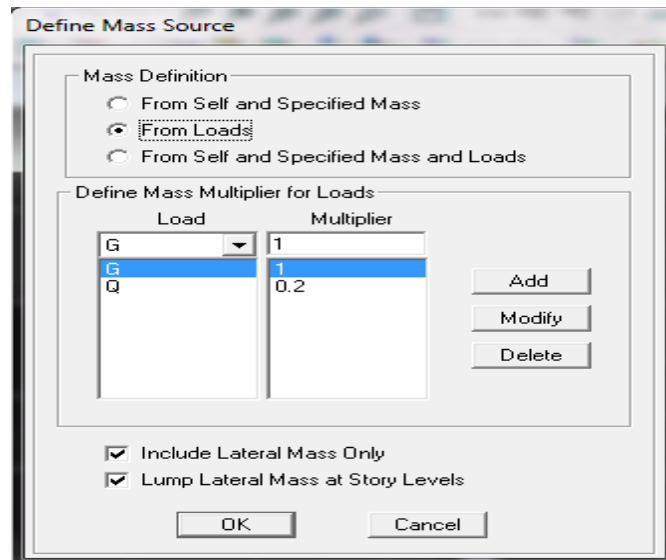
Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

Pour créer ces masses on passe par **define** puis **masse source** au en utilisant le raccourci suivant  . Une fenêtre sera apparaître

On donne la valeur 1 pour la charge Permanente.

On donne la valeur 0,2 pour la charge Surcharge.

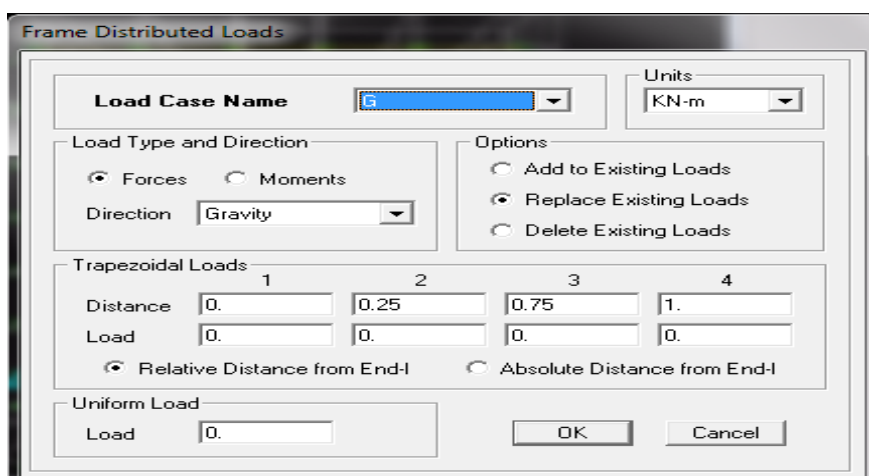


• **Chargement**

Charger les éléments barres (Poutres)

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur **Assign** ⇒ **Frame/Line Loads** ⇒ **distributed** au en utilisant le raccourci suivant qui se trouve dans la barre d'outil dans la boite de dialogue qui apparaît On aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application, enfin on valide avec OK (pour annuler on clique sur cancel).



Pour charger un voile on clique sur

Pour charger les plancher et les dalles pleine

➤ **Charge dynamique (EX et EY)**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse . Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres T .

1) **Régularité en plan :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

2) **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Aussi bien la raideur. Que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

3) **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

4) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Facteur de qualité (Q) :RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4) $Q=1+\sum P_q$			
Observation de critère	Q		Observation
	Oui	Non	
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	Oui
2. Redondance en plan	0	0,05	Non
3. Régularité en plan	0	0,05	Non
4. Régularité en élévation	0	0,05	Non
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	Oui
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	Oui
$Q=1+\sum P_q$	1,15		

Tableau V-1 : Facteur de qualité Q

➤ Données à introduire dans le logiciel

- ◆ Coefficient d'accélération de zone (**A**) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa)

A=0.15

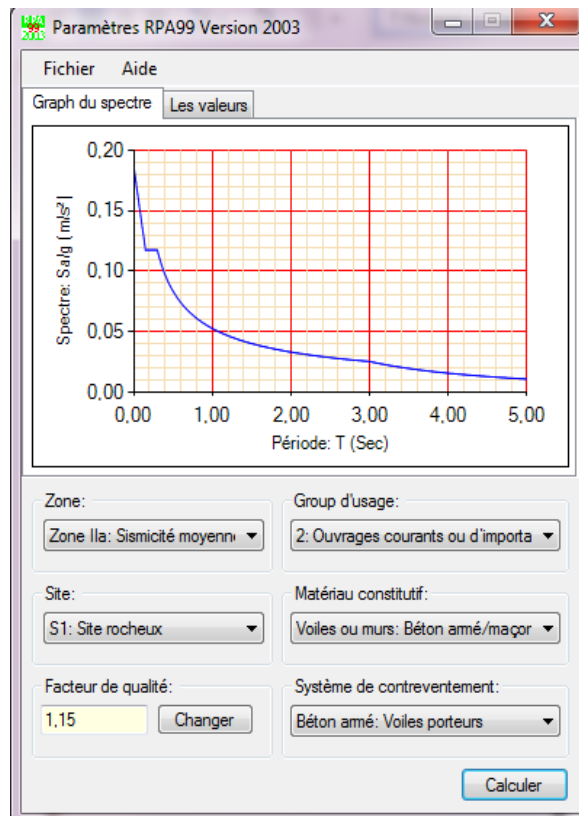
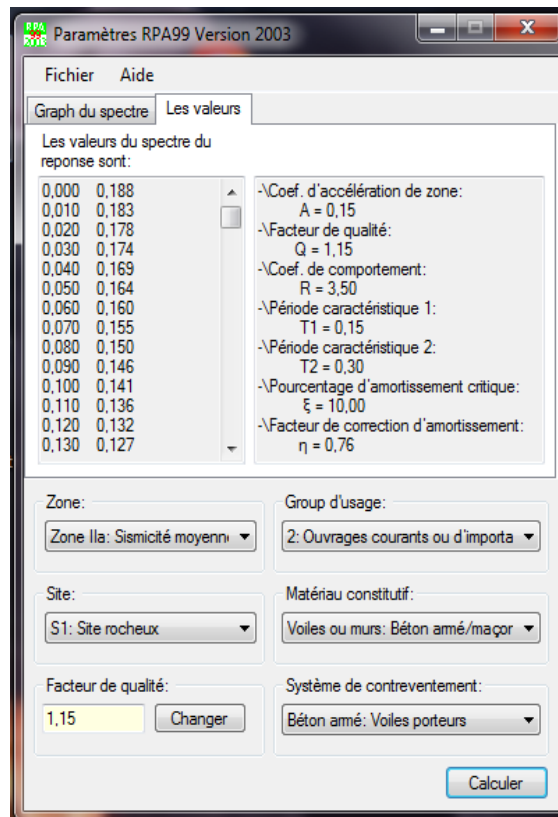
- ◆ Coefficient comportement de la structure (**R**) : on prend **R = 3,5**

- ◆ Facteur de qualité (**Q**) : **$Q = 1 + \sum p_q = 1.15$**

- ◆ Coefficient d'amortissement $\xi = 7\%$ (portique en béton armé) et $\xi = 10\%$ (structure en voiles).

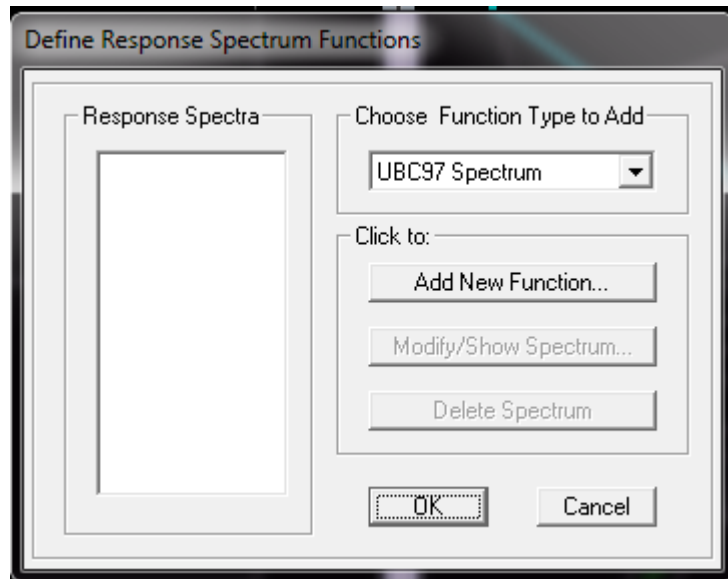
- ◆ Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99**

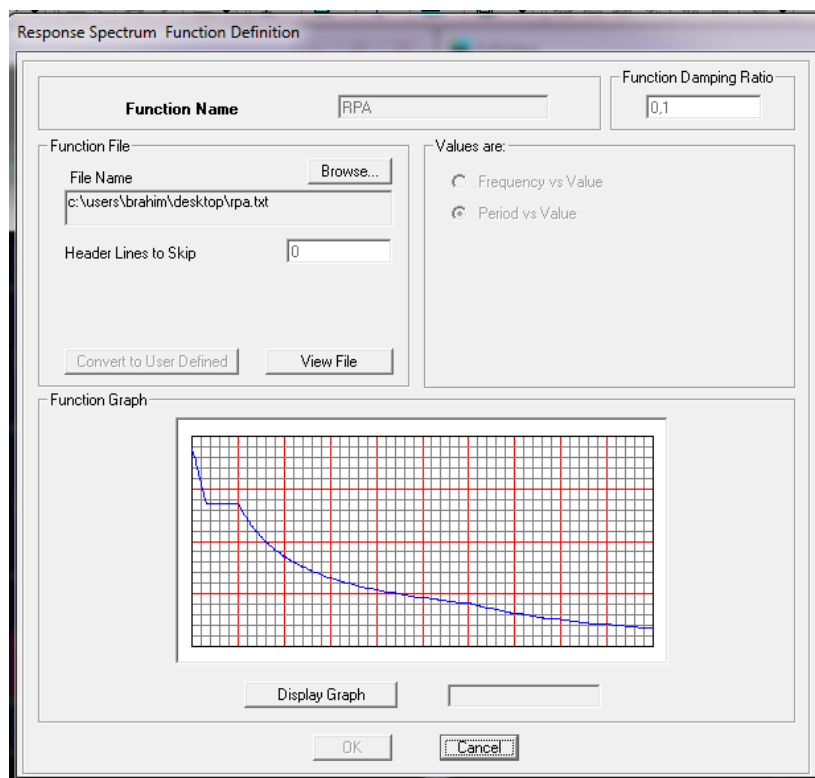


Calculer Après fichier ⇒ Enregistré on va choisir ⇒ l'emplacement du dossier et le Nom ⇒ Enregistré

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **define** ⇒ **response spectrum**



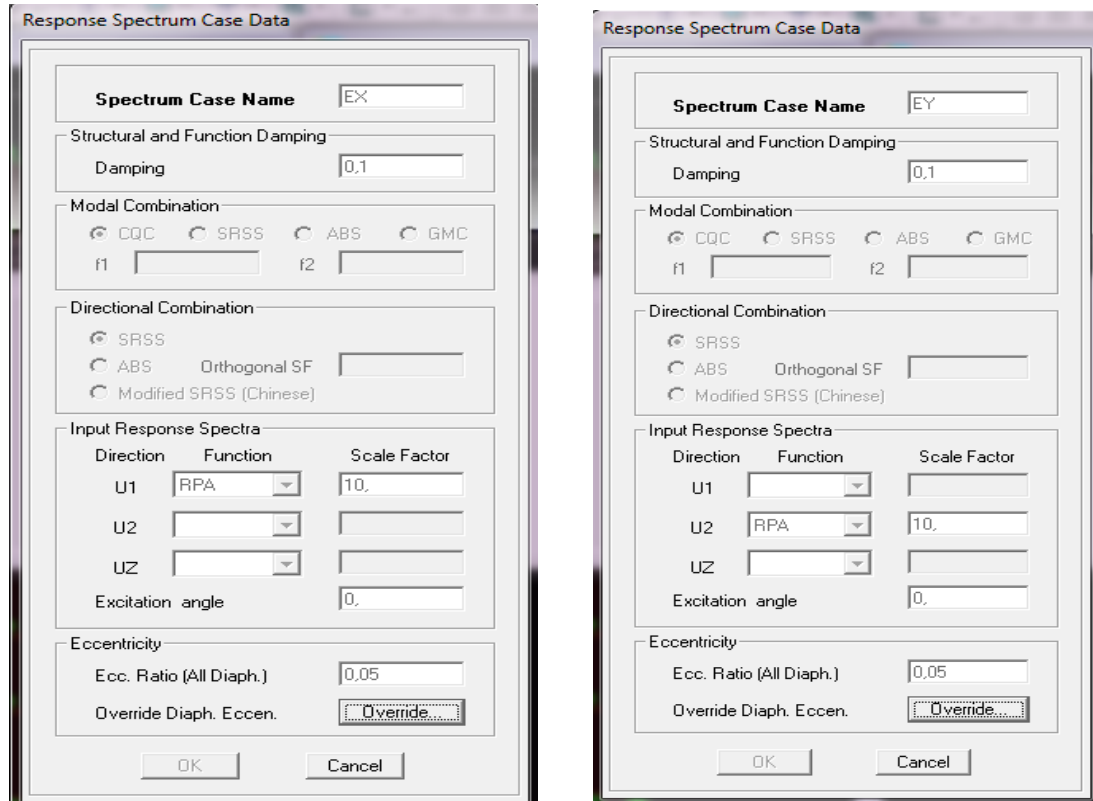
⇒ **spectrum from file** ⇒ **Add New Function**



Complete le tableau, **Browse** ramené le **RPA** déjà enregistré **Display graph**
Covert to used defined ⇒ **ok**

➤ Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** ⇒ **Response Spectrum Cases** ⇒ **Add New Spectrum**.



V.4.6. Introduction des combinaisons d’actions

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination de sollicitations et déformations est définie comme suit :

- **Combinaisons selon le BAEL :**

$$ELU : 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS : G + Q$$

- **Combinaisons selon le RPA**

$$G + Q \pm Ex$$

$$G + Q \pm Ey$$


$$0.8G \pm Ex$$

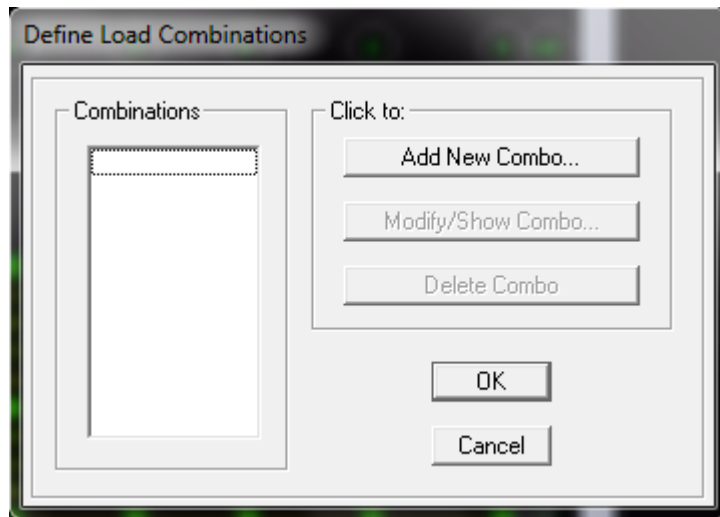
$$0.8G \pm Ey$$

- **Combinaisons de poids :**

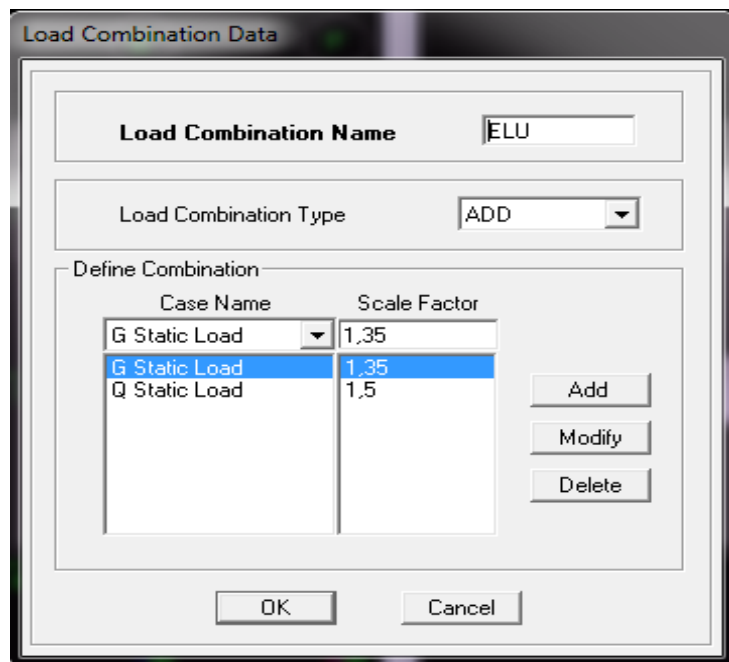
$$W = G + 0.2Q$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** ⇒ **load**

Combinations au en utilisant le raccourci suivant  .



⇒ **Add New Combo** ⇒ **Choisir le nom** ⇒ **définir le coefficient.**

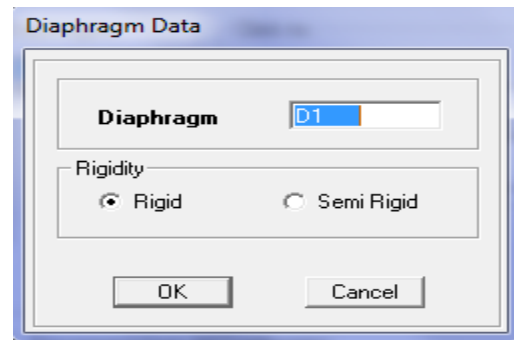
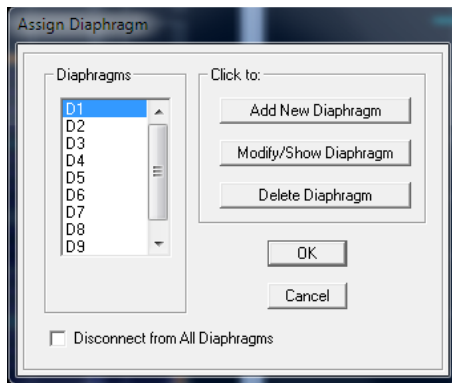


OK ⇒ OK

V.4.7 Diaphragmes

Après la sélection de tout l'étage en utilisant le raccourci suivant :



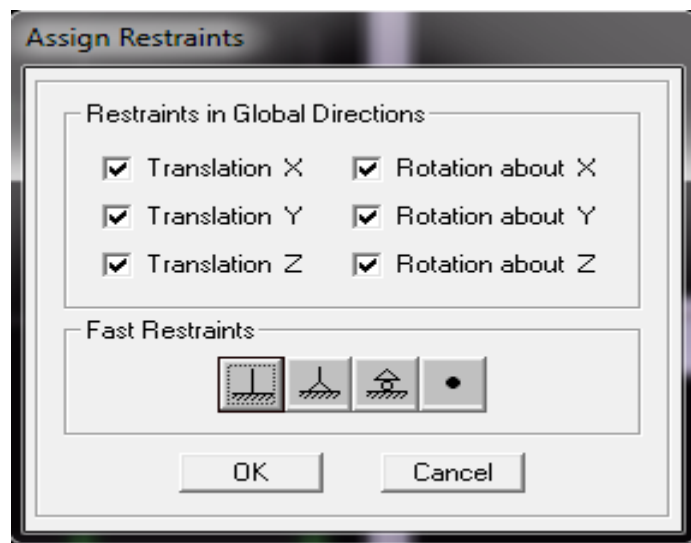


OK ⇒ OK

V.4.8 Appuis

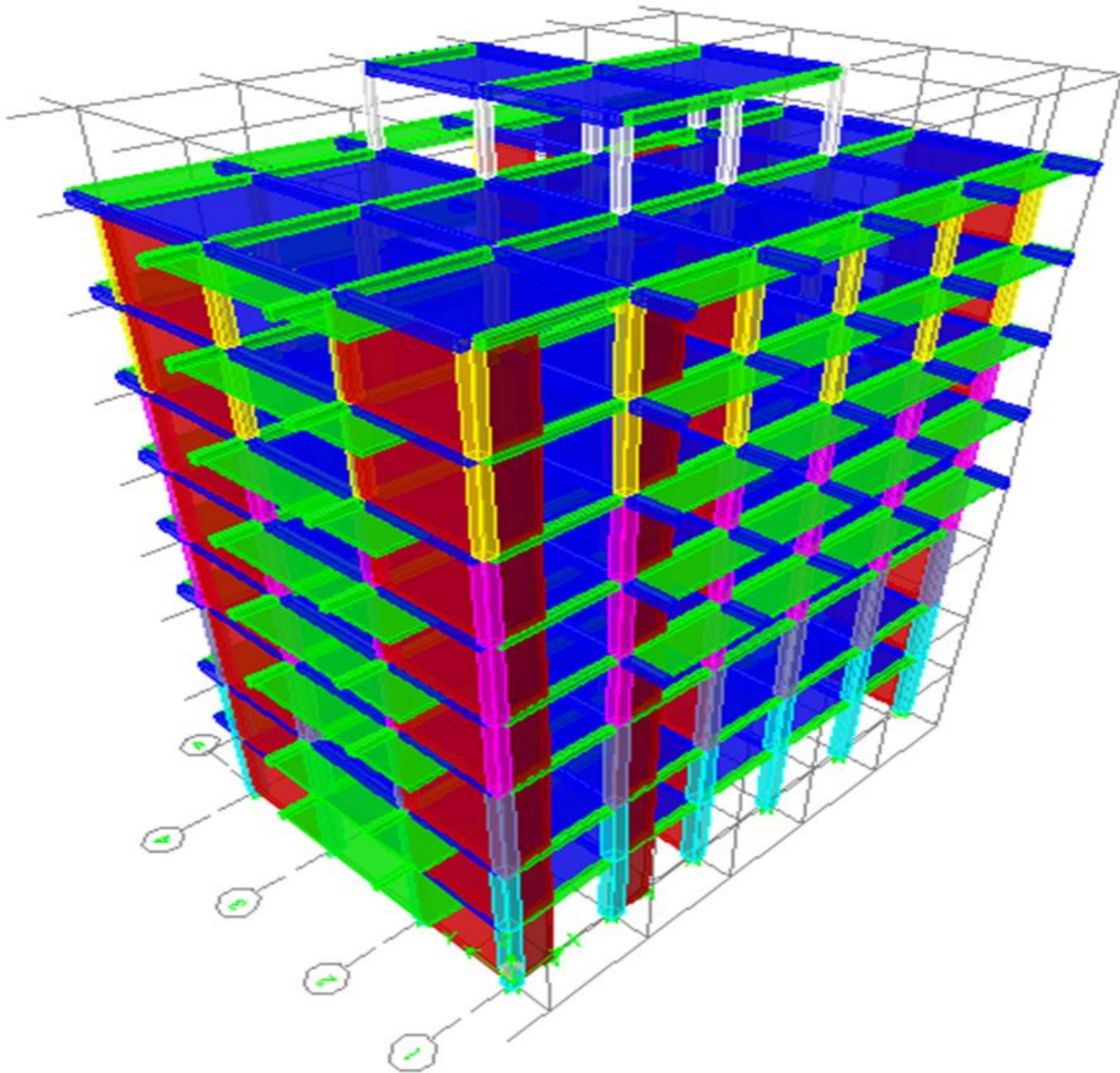
Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure

Assign ⇒ Joint/point ⇒ Restraints au en utilisant le raccourci suivant :



Les poteaux et les voiles sont supposés être **parfaitement encastré** dans les fondations .

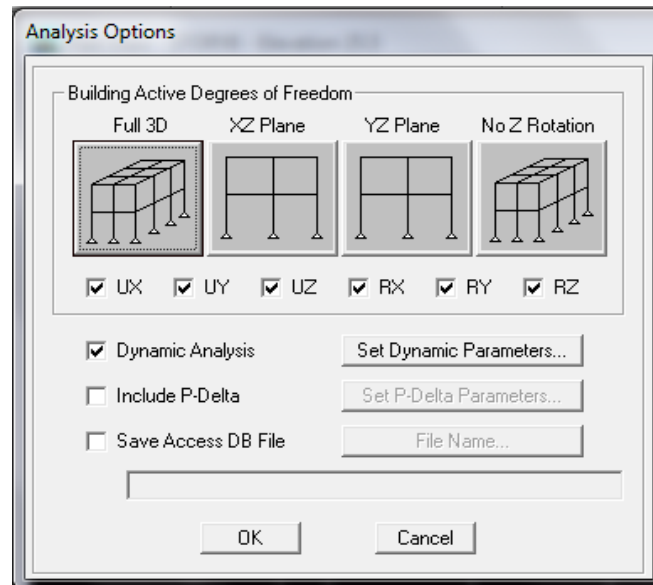
Vu en 3D



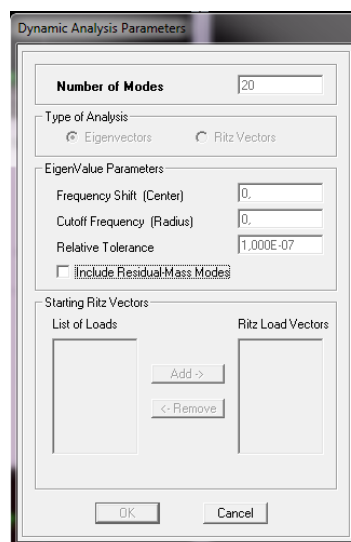
V.4.9. Analyse de la structure

Cette étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration : Analyze ⇒ Set analysis Options



Cocher **Dynamie Analysis** et cliquer sur **Set Dynamie parameters**



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis Option**.

On lance l'Analyze ⇒ Run (F5),

Chapitre VI

Vérification aux exigences du RPA

VI.1. Introduction

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage

En s'appuyant sur le règlement parasismique Algérien on doit faire les vérifications suivantes :

- Estimation de la période fondamentale de la structure T
- Le pourcentage de la participation de la masse modale (La masse participante)
- Vérification de l'excentricité
- Vérification des déplacements relatifs
- Déplacement maximal
- Vérification de l'effort tranchant à la base
- Justification vis-à-vis de l'effet Delta
- Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux

VI.2. Vérification de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA99/2003]

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où : $h_N = 28,71$ m

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA. D'où : $C_T=0.05$

Donc :

$$T_{RPA} = 0.05(28,71)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0,620 \text{ sec}$$

Après avoir calculé la période empirique T_{RPA} il aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0,674 \times 1,3 \quad \text{D'où : } T_{maj} = 0,806 \text{ sec}$$

✓ A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le

$T_{analytique}$:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,784864	74,0276	0,1995	0,0000	74,0276	0,1995	0,0000	0,268
2	0,361271	0,2133	66,7176	0,0000	74,2409	66,9171	0,0000	96,781
3	0,310481	0,0080	0,4493	0,0000	74,2489	67,3664	0,0000	0,718
4	0,211927	11,7353	0,0776	0,0000	85,9842	67,4440	0,0000	0,016
5	0,108062	2,5292	0,0056	0,0000	88,5134	67,4496	0,0000	0,001
6	0,096912	0,0646	3,5310	0,0000	88,5780	70,9806	0,0000	0,344
7	0,090943	0,1183	0,0041	0,0000	88,6963	70,9847	0,0000	0,000
8	0,087032	4,3062	0,0076	0,0000	93,0025	70,9923	0,0000	0,000
9	0,073016	0,0291	15,8878	0,0000	93,0315	86,8801	0,0000	1,490
10	0,064566	0,0002	0,6534	0,0000	93,0317	87,5335	0,0000	0,063
11	0,053270	3,5626	0,0049	0,0000	96,5943	87,5384	0,0000	0,000
12	0,033779	1,4802	0,0001	0,0000	98,0746	87,5385	0,0000	0,000
13	0,032101	0,0083	7,3257	0,0000	98,0829	94,8642	0,0000	0,253
14	0,028070	0,0000	0,1843	0,0000	98,0829	95,0485	0,0000	0,006
15	0,023100	1,0074	0,0017	0,0000	99,0903	95,0502	0,0000	0,000
16	0,020234	0,0047	2,9923	0,0000	99,0950	98,0425	0,0000	0,041
17	0,018354	0,7852	0,0059	0,0000	99,8802	98,0483	0,0000	0,000

Figure VI-1 : Résultats d'analyse dynamique ETABS

T analytique c'est la valeur la plus défavorable des périodes données par le tableau ci-dessus en fonction des modes propres de vibrations

Donc : $T_{analytique} = 0,784 \text{ sec}$

$T = 0,620 \text{ s} < T_{etabs} = 0,784 \text{ s} < T_{majorée} = 0,806 \text{ s}$ La période est vérifiée.

VI.3. Vérification de pourcentage de la participation de la masse modale

Le RPA 99/ version 2003 (ART 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- ✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

D'après le résultat suivant :

- ❖ Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir les 13 premiers modes que la masse atteigne les 90% (**Art 4.3.4 selon RPA.99**).

Donc la condition du RPA est vérifiée.

VI.4. Vérification de l'excentricité

D'après le **RPA99 vs 2003** (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

$$CM - CR \leq 5\% L_{\max} = 5\% L_x \quad L_x = 20,13 \text{ m}$$

Avec :

CM : Le centre de masse.

CR : Le centre de torsion.

	Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	5	SS2	9,100	6,452	9,549	6,247
	SS1	SS1	9,104	6,452	9,562	6,357
	RDC	RDC	9,078	6,473	9,571	6,431
	1	1	9,274	6,120	9,571	6,438
	2	2	9,274	6,120	9,568	6,421
	3	3	9,267	6,121	9,565	6,401
	4	4	9,259	6,121	9,562	6,387
	SM	SM	10,875	7,463	10,740	7,508
	5	5	9,210	6,130	9,560	6,378

Figure VI-2 : le déplacement tiré d'ETABS

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05 L
SS2	SS2	9,1	9,549	-0,449	6,452	6,247	0,205	1,0065
SS1	SS1	9,104	9,562	-0,458	6,452	6,357	0,095	1,0065
RDC	RDC	9,078	9,571	-0,493	6,473	6,431	0,042	1,0065
1	1	9,274	9,571	-0,297	6,12	6,438	-0,318	1,0065
2	2	9,274	9,568	-0,294	6,12	6,421	-0,301	1,0065
3	3	9,267	9,565	-0,298	6,121	6,401	-0,28	1,0065
4	4	9,259	9,562	-0,303	6,121	6,387	-0,266	1,0065
5	5	10,875	10,74	0,135	7,463	7,508	-0,045	1,0065
SM	SM	9,21	9,56	-0,35	6,13	6,378	-0,248	1,0065

Tableau VI-1 : Vérification de l'excentricité.

VI.5. Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Article 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. D'après le RPA 99 (art article 4-43) :

Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\Delta K = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Plancher	Diaphragme	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
SM	D9	0,0223	0,001	0,0073	0,0008	270	2,7	Condition vérifiée
ET5	D8	0,0213	0,0019	0,0065	0,001	306	3,06	Condition vérifiée
ET4	D7	0,0194	0,0023	0,0055	0,001	306	3,06	Condition vérifiée
ET3	D6	0,0171	0,0027	0,0045	0,001	306	3,06	Condition vérifiée
ET2	D5	0,0144	0,0031	0,0035	0,001	306	3,06	Condition vérifiée
ET1	D4	0,0113	0,0033	0,0025	0,0008	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	D3	0,008	0,0043	0,0017	0,001	408	4,08	Condition vérifiée
Sous-Sol 1	D2	0,0037	0,0024	0,0007	0,0004	306	3,06	Condition vérifiée
Sous-Sol 2	D3	0,0013	0,0013	0,0003	0,0003	357	3,57	Condition vérifiée

Tableau VI-2 : Vérification de déplacements inter-étages.

VI.6. Vérification de déplacement maximal (ART B.6.5,3 /BAEL91)

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{28,71}{500} = 0,05742 \text{ m}$$

Avec :

δ_{\max} : Déplacement maximal de la structure.

f_{adm} : La flèche admissible.

✓ Détermination du déplacement maximal avec ETABS :

Donc d'après ETABS :

- Le déplacement maximal de la structure suivant X-X : $\delta_{\max-x} = 0,001 \text{ m}$

- Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y : $\delta_{\max-y} = 0,0008 \text{ m}$

On admet que

$$\delta_{\max-x} = 0,001 \text{ m} \leq f_{adm} = 0,05742 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\delta_{\max-y} = 0,0008 \text{ m} \leq f_{adm} = 0,05742 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la condition de déplacement maximal vis-à-vis de la flèche admissible est vérifiée

VI.7. Vérification de l'effort tranchant à la base

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1 \text{ RPA99VS2003})$$

Tel que :

- **A : Coefficient d'accélération de zone**, donnée par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone II a ; groupe d'usage 2 → **A = 0.15**,

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (**T**)

Il est donné par la formule (4.2 RPA99vs2003)

Paramètres		La valeur
Coefficient d'accélération de zone : A Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.	. Zone sismique IIa . . Groupe d'usage 2	A= 0,15
Calcul de la période T : RPA version 2003 page 31 formule 4.6 $T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ Tableau (4-6)	T=0,874 s.
	$h_n = 28,71$ m	
Facteur d'amplification dynamique moyen : <i>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</i> $D = 2.5 \cdot \eta$ $0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3}$ $T > 3s$	Valeur T_2 : RPA2003 page 34. Site meuble d'où $T_2 = 0,5$.	D=1,40
	Valeur de ξ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur : $\xi = 10$	
	Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$ $\eta = 0,76$	
Coefficient de comportement global de la structure R : RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28	une structure contreventée par voile	R= 3,5
Poids total W_t :		24923,10 KN

Tableau VI-3 : Facteur de qualité Q

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ Art4. 4RPA99vs2003}$$

Observation de critère	Q_y	Q_x
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2-Redondance en plan	0.05	0,05
3-Régularité en plan	0.05	0.05
4-Régularité en élévation	0	0
5-Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6-Contrôle de qualité de l'exécution	0	0
$Q = 1 + \sum P_q$	1.15	1.15

Tableau VI-4 : Facteur de qualité Q

Story	Load	Loc	P	VX	VY
RDC	EX	Top	0,00	796,03	67,97
RDC	EX	Bottom	0,00	796,03	67,97
RDC	EY	Top	0,00	66,19	1000,07
RDC	EY	Bottom	0,00	66,19	1000,07
RDC	POIDS	Top	17957,52	0,00	0,00
RDC	POIDS	Bottom	18983,64	0,00	0,00
SS1	EX	Top	0,00	844,51	70,96
SS1	EX	Bottom	0,00	844,51	70,96
SS1	EY	Top	0,00	70,32	1057,12
SS1	EY	Bottom	0,00	70,32	1057,12
SS1	POIDS	Top	21025,17	0,00	0,00
SS1	POIDS	Bottom	21881,97	0,00	0,00
SS2	EX	Top	0,00	870,69	72,12
SS2	EX	Bottom	0,00	870,69	72,12
SS2	EY	Top	0,00	72,12	1092,02
SS2	EY	Bottom	0,00	72,12	1092,02
SS2	POIDS	Top	23923,50	0,00	0,00
SS2	POIDS	Bottom	24923,10	0,00	0,00

Figure VI-3 : Efforts tranchants donnés par ETABS

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l’effort tranchant suivantes :

$$V_{x-etabs} = F1 = 870,69 \text{ KN}$$

$$V_{y-etabs} = F2 = 1092,02 \text{ KN}$$

	L’effort tranchant (MSE)	0,8*V _{MSE}	V _{logiciel}	V _{logiciel} ≥ 0,8*V _{MSE}	
Sens X-X	$\frac{V_x}{R} \cdot w$	1719,69	1375,76	870,69	Condition non vérifiée
Sens Y-Y	$\frac{V_y}{R} \cdot w$	1719,69	1375,76	1092,02	Condition non vérifiée

Tableau VI-5: l’effort tranchant à la base

D’après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3.6) Si $V_t < 0.80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $\frac{0.8V}{V_t}$.

Dans le sens X-X $\frac{0.8V}{V_t} = \frac{1375,76}{870,69} = 1,58$

Dans le sens Y-Y $\frac{0.8V}{V_t} = \frac{1375,76}{1092,02} = 1,26$

Les nouveaux efforts sont dans le tableau suivante

	L'effort tranchant (MSE)	$0,8*V_{MSE}$	$V_{logiciel}$	$V_{logiciel} \geq 0,8*V_{MSE}$	
Sens X-X	$\frac{V_x}{\frac{A.D.Q_x}{R}} \cdot w$	1719,69	1375,76	1393,11	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$\frac{V_y}{\frac{A.D.Q_y}{R}} \cdot w$	1719,69	1375,76	1419,63	Condition vérifiée

Tableau VI-6 : l'effort tranchant à la base

VI.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.9), L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P- Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

V_K : Effort tranchant de l'étage k ;

h_K : Hauteur de l'étage K ;

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Sinon si :

$0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1-\theta_K)\theta$

$\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau.

STORY	P_K (KN)	h_K	Sens X-X [sous EY]			Sens Y-Y [Sous EY]		
			Δ_K	V_K (m)	$\theta(x)$	Δ_K	V_K (m)	$\theta(x)$
5	3601,98	2,7	0,001	316,78	0,0042	0,0008	349,22	0,0031
4	6628,85	3,06	0,0019	576,22	0,0071	0,001	638,16	0,0034
3	9724,56	3,06	0,0023	797,87	0,0092	0,001	862,15	0,0037
2	12820,28	3,06	0,0027	989,06	0,0114	0,001	1043,48	0,0040
1	15916	3,06	0,0031	1146,79	0,0141	0,001	1185,93	0,0044
RDC	18983,64	3,06	0,0033	1273,64	0,0161	0,0008	1300,1	0,0038
SS 1	21881,97	4,08	0,0043	1351,22	0,0171	0,001	1374,26	0,0039
SS 2	24923,1	3,06	0,0024	1393,11	0,0140	0,0004	1419,63	0,0023

Tableau VI-7 : Vérification L'effet P-Delta.

VI.9. Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

N_d : Effort normal maximal ;

B_c : Section du poteau ;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

POTEAUX	N_d (kN)	B_c (cm ²)	F_{c28} (kN/cm ²)	V	Observation
50 X 50	1867,49	2500	2,5	0,299	v<0.3 condition vérifiée
45 X 45	1373,78	2025	2,5	0,271	v<0.3 condition vérifiée
40 X 40	1130,40	1600	2,5	0,283	v<0.3 condition vérifiée
35 X 35	472,89	1225	2,5	0,154	v<0.3 condition vérifiée
30 X 30	178,12	900	2,5	0,079	v<0.3 condition vérifiée

Tableau VI-8 : L'effort normal réduit dans les poteaux

VI.10 Conclusion

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferrailages de ces éléments porteurs

Chapitre VII

Ferraillage des éléments structuraux

VII.1 Ferrailage des poteaux

VII.1.1 Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux directions (transversal et longitudinal), en procédant à des vérifications à l'ELS. Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{l}
 \text{BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 35G + 1.5Q \text{ à l'ELU} \\ G + Q \text{ à l'ELS} \end{array} \right. \\
 \text{RPA 99/Version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.
 \end{array}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$,
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$.

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement comprimée (SEC),
- Section entièrement tendue (SET).

Situation	Béton			Acier		
	γ_β	$f_{c28} [MPa]$	$f_{bu} [MPa]$	γ_σ	$F_e [MPa]$	$\sigma_\sigma [MPa]$
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

Tableau VII.1: Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

VII.1.2 Recommandations et exigences du RPA

VII.1.2.1 Les armatures longitudinales : [Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003].

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone IIa.
- Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h$ en zone IIa.
- Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ en zone IIa.

Sections des poteaux cm^2	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
50X50	20	100	150
45X45	16.2	81	121.50
40X40	12.8	64	96.00
35X35	9.8	49	73.50
30X30	7,2	36	54

Tableau VII.2 : section minimale dans les poteaux

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \varnothing$ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone Iia

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

VII.1.2.2 Armatures transversales : [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003].

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

λ_g : Élançement géométrique de poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

h et b : Dimensions de la section droite du poteau.

l_f : Longueur de flambement du poteau, qui est égale dans notre cas à $0.7l_0$.

l_0 : Longueur libre de poteau.

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale (IIa) $S_t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm})$
- ✓ Dans la zone courante (IIa) $S_t \leq \min(15\phi_l)$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10** ϕ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit

$$A_{\min} = 0,3\% S_t \times b \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_{\min} = 0,8\% S_t \times b \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

VII.1.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

VII.1.3.1 Étapes de calcul en flexion composée

- Calcul du centre de pression

Deux cas peuvent se présenter $N \rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u}$

a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\rightarrow e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\rightarrow N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c')bh^2f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$$

M_f : Moment fictif.

- Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

- Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} ; \mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée.

Et on calcule :

$$M_r = \mu_1 b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature :

$$A'_s = A'; A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b) Section entièrement comprimée ; (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\rightarrow e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\rightarrow N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c')bh^2f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si : $(0.337h - 0.81c')bh^2f_{bu} < N_u(d - c') - M_f < (0.5h - c')bhf_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - 100\Psi bhf_{bu}}{100\sigma_s} ; A_2 = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Si : $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c')bhf_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h)bhf_{bu}}{(d - c')\sigma_s} ; A_2 = \frac{N_u - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A_1$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à

l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

- **Dispositions constructives :**

Les poteaux doivent comporter obligatoirement des armatures transversales sous forme de cadre ceinturant les armatures longitudinales.

- Le tracé de l'armature périphérique ne doit pas comporter des angles rentrants (risque de poussé au vide).
- Les cadres et étriers doivent comporter des crochets et un angle $\theta = 135^\circ$.

- **Exemple de calcul manuel**

- **Poteaux 50 × 50**

$$N = 1867,49 \text{ KN} \quad M = 2,838 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,0015 < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,22$$

$$N(d - c') - M_f > (0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

- **Calcul de moment fictif à la flexion simple**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 2,838 + 1867,49 \times \left(\frac{0,5}{2} - 0,03\right) \Rightarrow M_f = 413,68 \text{ KN.m}$$

Vérification de la 1ère condition : $N_u(d - c') - M_f < (0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$

$$d = h - c = 0,5 - 0,03 \Rightarrow d = 0,47 \text{ m}$$

$$N(d - c') - M_f = 1867,49 \times (0,47 - 0,03) - 413,68 = 408,01 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

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

$$= (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,03) \times 0,5 \times 0,5 \times 14,2 \times 10^3$$

$$(0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 511,91 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) **Condition vérifiée.**

Donc la section est partiellement comprimée $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

➤ Calcul de A_{st}

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{413,68 \times 10^6}{500 \times (470)^2 \times 14.2} = 0.264$$

$$\mu_f = 0.264 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.843$$

➤ Les armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{413,68 \times 10^5}{0.843 \times 47 \times 348 \times 10^2} = 30,01 \text{ cm}^2$$

➤ Les armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 30,01 - \frac{1867,49 \times 10^3}{348 \times 10^2} = -23,65 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ et $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$

On adopte la section d'acier minimale recommandée par le RPA2003 : $A_{min} = 20 \text{ cm}^2$

$$A_s = 4HA20 + 4HA16 = 20.6 \text{ cm}^2$$

• Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

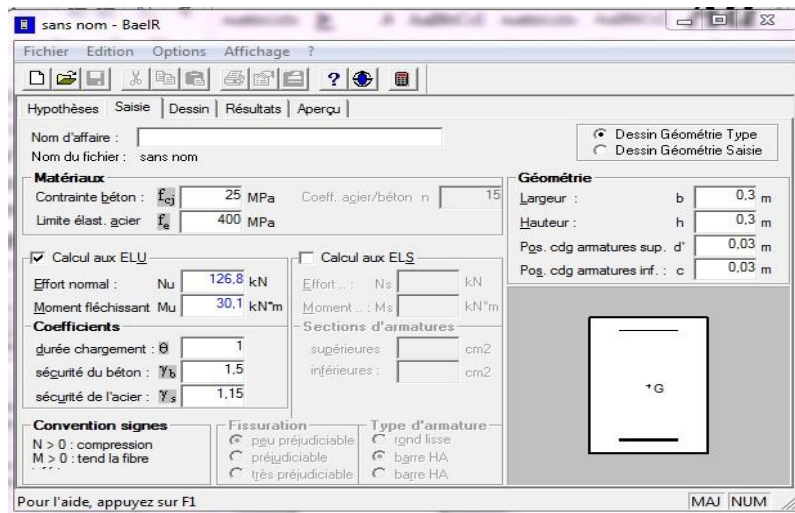


Figure VII.1 : Caractéristiques et sollicitation de la section avec Socotec.

Cliquons sur l'icône **Résultats**. Puis la fenêtre suivante s'affiche :

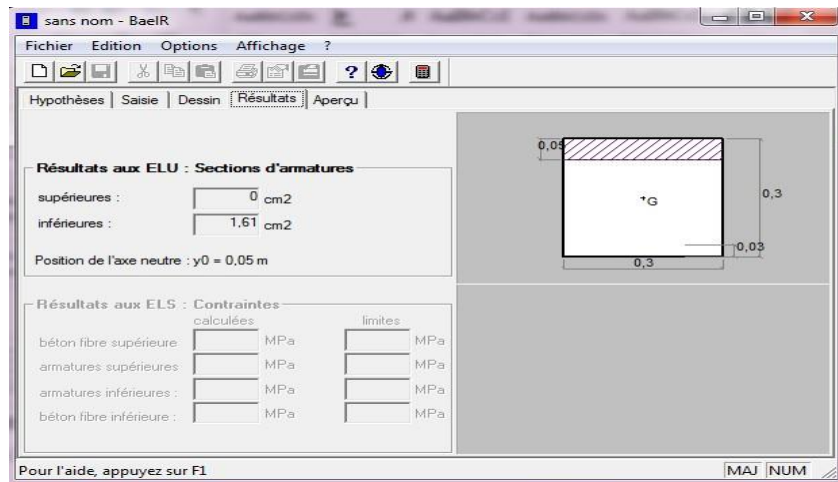


Figure VII.2: affichage des résultats de Socotec.

Zone	N (KN)	M (KN.m)	comb	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	As cm
Zone I 50x50	1867,49	2,838	ELU	S.E.C	0	0	20	4HA20+4HA16	20,6
	356,1	1,175	08GME X	S.E.C	0	0			
	400,78	58,783	GQEX	S.E.C	0	0			
Zone II 45x45	1373,78	8,249	ELU	S.E.C	0	0	16,2	4HA20+4HA16	20,6
	152,06	0,56	08GME Y	SP.C	0	0			
	480,57	38,99	GQEX	S.E.C	0	0			
Zone III 40x40	1130,4	10,263	ELU	S.E.C	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14.19
	65,39	0,66	08GME Y	S.E.C	0	0			
	295	57,298	GQEX	S.P.C	0,57	0			
Zone IV 35x35	472,89	5,435	ELU	S.E.C	0	0	9,8	4HA14+4HA12	10.67
	37,5	2,565	08GME X	SP.C	0	0			
	65,12	39,042	GQEX	S.E.C	2,72	0			
Zone V 30x30	178,12	27,239	ELU	S.E.C	0,56	0	7,2	8HA12	9.05
	18,82	6,486	08GME X	S.E.C	0,4	0			
	126,82	30,102	GQEY	S.P.C	1,61	0			

Tableau VII.3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU

VII.1.4 Vérification à l'ELU

➤ Longueur de recouvrement

Pour HA20 $L_r = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80cm. \Rightarrow L_r = 80cm$

Pour HA16 : $L_r = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 cm \rightarrow L_r = 70 cm.$

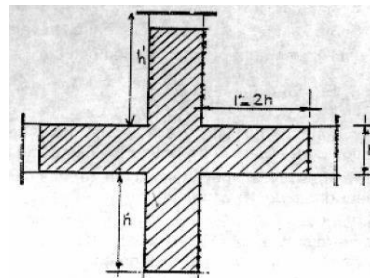
Pour HA14 : $L_r = 40\phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$.

Pour HA12 : $L_r = 40\phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow L_r = 50 \text{ cm}$.

➤ **Détermination de la zone nodale : [Art7.4.2.1 RPA99 version 2003].**

La zone nodale est définie par h' :

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right\}$$



$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

Figures VII.3: zones nodales.

Niveaux	Poteaux	h_e (cm)	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$	
S-sol	50x50	357	$h' = \max(59.5; 50; 50; 60)$	$h' = 60\text{cm}$
S-sol		306	$h' = \max(51; 50; 50; 60)$	
RDC	45x45	408	$h' = \max(68; 45; 45; 60)$	$h' = 70\text{cm}$
1/3 étage	40x40	306	$h' = \max(51; 40; 40; 60)$	$h' = 60\text{cm}$
4/5 étage	35x35	306	$h' = \max(51; 35; 35; 60)$	$h' = 60\text{cm}$
Terrasse	30x30	306	$h' = \max(51; 30; 30; 60)$	$h' = 60\text{cm}$

Tableau VII.4 : Délimitation des zones nodales.

Longueur d’ancrage : [BAEL91 Art A.6.1.221].

- Longueur de scellement :

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4\tau_{su}}$$

Avec $\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$

$$\text{Pour les } \emptyset_{12} : l_s = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \emptyset_{14} : l_s = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \emptyset_{16} : l_s = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.43 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \emptyset_{20} : L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 70.55 \text{ cm.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0.4l_s$, pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } \emptyset_{12} : l_r = 16.93 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \emptyset_{14} : l_r = 19.75 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \emptyset_{16} : l_r = 22.57 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \emptyset_{16} : l_r = 28.22 \text{ cm.}$$

➤ **Détermination des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales

➤ **Selon BAEL 91 modifier 99 (Art A8.1.3)**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

- **Diamètre des barres : [Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99]**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm Soit } \varnothing_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$
 (un cadres + un losange) donc $A_t = \mathbf{4 HA}$

8

$$A_t = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

\varnothing_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

- **Espacement des armatures transversales :**

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

→ Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\varnothing ; 15 \text{ cm}) = \min(12 ; 15 \text{ cm}) ; S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$.

→ Dans la zone courante : $S_t \leq \min(15\varnothing) = \min(15 \times 1,2) ; S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$.

\varnothing : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a_f} ; I_f = 0.71$$

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Poteau de 50×50 : $\lambda_g = \frac{0.7 \times 357}{50} = 5$
- Poteau de 45×45 : $\lambda_g = \frac{0.7 \times 408}{45} = 6,34$
- Poteau de 40×40 : $\lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12$ > 5 donc $\rho_a = 2,5$
- Poteau de 35×35 : $\lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12$
- Poteau de 30×30 : $\lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12$

Poteaux	V_u	h_e	λ_g	ρ_a	f_e	A_t		$A_{t\text{ adp}}$	
						zone nodale $St=10$	zone courante $St = 15$		
50x50	28,88	3,57	5	2,5	348	0,581	0,872	4 HA 10	3,14
45x45	17,67	4,08	6,34	2,5	348	0,311	0,467	4 HA 10	3,14
40x40	37,59	3,06	6,12	2,5	348	0,882	1,324	4 HA 8	2,01
35x35	28,62	3,06	6,12	2,5	348	0,672	1,008	4 HA 8	2,01
30x30	23,01	3,06	6,12	2,5	348	0,540	0,810	4 HA 8	2,01

Tableau VII.5 : Section minimale d'armatures transversales.

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\% S_t b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\% S_t b_1$$

Si $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec : b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

l_0 : Longueur libre du poteau.

Poteaux	A_t^{\min}		A_{adp}	Observation	
	zone nodale	zone courante		zone nodale	zone courante
50x50	1,5	2,25	3,14	Condition vérifiée	Condition vérifiée
45x45	1,35	2,025	3,14	Condition vérifiée	Condition vérifiée
40x40	1,2	1,8	2.01	Condition vérifiée	Condition vérifiée
35x35	1,05	1,575	2.01	Condition vérifiée	Condition vérifiée
30x30	0,9	1,35	2.01	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau VII.6 : Quantité minimale d'armatures transversales.

Les armatures longitudinales (verticales) des poteaux 50x50 et 45x45 seront encadrées avec des cadres et des étriers en losange de **HA10** de sections transversales (1 cadres et 1 losange (10Ø).) et pour les autres poteaux seront encadrées avec des cadres et des étriers en losange de **HA8** de sections transversales (1 cadres et 1 losange (8Ø).)

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi = 8\text{cm}$.

- **Vérification au cisaillement : [Art A.5.1, 1 BAEL 91 modifiée 99][Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

b : Largeur de la section étudiée.

d : Hauteur utile ($d = h - c$).

On a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ et $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

Zone	T_u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_b	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
50x50	28,88	0,5	0,47	5	0,075	0,12	1,875	Condition vérifiée
45x45	17,67	0,45	0,42	6,34	0,075	0,09	1,875	Condition vérifiée
40x40	37,59	0,4	0,37	6,12	0,075	0,25	1,875	Condition vérifiée
35x35	28,62	0,35	0,32	6,12	0,075	0,26	1,875	Condition vérifiée
30x30	23,01	0,3	0,27	6,12	0,075	0,28	1,875	Condition vérifiée

Tableau VII.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

VII.1.5 Vérification à l'ELS

- **État limite d'ouverture des fissures**

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

➤ Vérification des contraintes

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 384$ MPa
- Contrainte admissible du béton : $\sigma_b = 15$ MPa

➤ Condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_s > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$$

Avec : A_{min} : section minimale d'aciers tendus

f_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

f_e : contrainte limite élastique des aciers

e_s : excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : hauteur utile

A_s : la section d'armature longitudinale adopté.

Section	Effort normal $N_s \ll \text{KN} \gg$	Moment $M_s \ll \text{KN.m} \gg$	$e_s \ll \text{m} \gg$	A_{min}	$A_{adopté}$ (cm^2)	Observation
50x50	1356,24	2,009	0,001	-0,1732	20,6	Condition vérifiée
	182,05	1,597	0,009	-0,0283		
	512,23	29,56	0,058	-0,0034		
45x45	997,6	5,863	0,006	-0,0381	20,6	Condition vérifiée
	121,54	0,984	0,008	-0,0274		
	331,07	21,286	0,064	-0,0025		
40x40	820,79	7,294	0,009	-0,0218	14.19	Condition vérifiée
	41,79	0,51	0,012	-0,0155		
	367,38	25,825	0,070	-0,0018		
35x35	206,09	25,673	0,125	-0,0003	10.67	Condition vérifiée
	345,04	3,948	0,011	-0,0142		

	3,92	0,421	0,107	-0,0005		
30x30	30,61	9,786	0,320	0,0007	9.05	Condition vérifiée
	130,4	19,822	0,152	0,0002		
	67,89	21,949	0,323	0,0007		

Tableau VII.8: vérification de la condition de non fragilité.

➤ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)**

Les sections adoptées seront vérifiées à l’ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

Zone	N _s (KN)	M _s (KN.m)	σ _{sup} ^{béton} (MPa)	σ _{inf} ^{béton} (MPa)	σ _{adm} ^{béton} (MPa)	σ _{sup} ^{acier} (MPa)	σ _{inf} ^{acier} (MPa)	σ _{adm} ^{acier} (MPa)	Obs
50x50	1356,24	2,009	4,9	4,75	15	73,4	71,4	348	Condition vérifiée
	182,05	1,597	0,71	0,59	15	10,5	8,94	348	
	512,23	29,56	2,93	0,72	15	41,9	12,8	348	
45x45	997,6	5,863	4,56	3,99	15	67,8	60,4	348	Condition vérifiée
	121,54	0,984	0,57	0,47	15	8,44	7,18	348	
	331,07	21,286	2,46	0,38	15	34,8	7,72	348	
40x40	820,79	7,294	5,05	3,99	15	74,5	61,1	348	Condition vérifiée
	41,79	0,51	0,27	0,19	15	3,92	2,98	348	
	367,38	25,825	3,9	0,15	15	54,2	6,46	348	
35x35	206,09	25,673	4,74	0	15	61,7	-28,9	348	Condition vérifiée
	345,04	3,948	2,93	2,06	15	42,8	32	348	
	3,92	0,421	0,08	0	15	1,05	-0,3	348	
30x30	30,61	9,786	2,61	0	15	28,6	-55,8	348	Condition vérifiée
	130,4	19,822	5,47	0	15	66,2	-60,4	348	
	67,89	21,949	5,85	0	15	64,1	-125,7	348	

Tableau VI.9: Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.

Conclusion

Les conditions à l’ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l’ELU.

Niveaux	Section	Ferraillage
Sous-sol 1 + Sous-sol 2	50x50	4HA20+4HA16
RDC	45x45	4HA20+4HA16
1 ^{er} ;2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	40x40	4HA16+4HA14
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35x35	4HA14+4HA12
Terrasse	30x30	8HA12

Tableau VII.10 : Résultats de ferraillage des poteaux

VII.2 Ferraillage des poutres

VII.2.1 Introduction

Les poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferraillage se fera en fonction des efforts calculés par ébats qui résultent des combinaisons de charges les plus défavorables, décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **B.A.E.L 91/99** :

$$\begin{array}{l}
 \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \text{ à l'ELU} \\ G + Q \text{ à l'ELS} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \text{BAEL 91} \\
 G + Q \pm E \\
 \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \text{RPA 99/Version 2003}
 \end{array}$$

VII.2.2 Recommandations du RPA99/ version 2003

VII.2.2.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- Poutres principales : **(25 x 35)** : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : **(20 x 30)** : $A_{\min} = 0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4 %** en zone courante.
- **6 %** en zone de recouvrement.
- Poutres principales **(25 x 35)** : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaire (20 x 30) : $A_{\max} = 0,04 \times 20 \times 30 = 24 \text{ cm}^2$

$$A_{\max} = 0,06 \times 20 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40Φ en zone IIa.

VII.2.2.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :
- $$S_t^{\max} = \min \left(\begin{array}{l} h \\ 12\Phi \\ \frac{h}{4} \end{array} \right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec : Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales

Les poutres sont ferrailées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis

Sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue,

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

M_u : Moment de flexion,

h : Hauteur de la section du béton,

b : Largeur de la section du béton,

d : Hauteur utile $d=h-c$,

c ; c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

On a deux cas :

1^{er} cas : Section simplement armée : $A_c = 0$

Si $\mu < \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

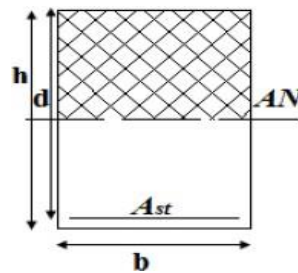


Figure VII.4: Section simplement armée.

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas: Section doublement armée : $A_c \neq 0$

Si $\mu > \mu_l = 0.392$ les sections d'acier nécessaires seront données par les formules suivant :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

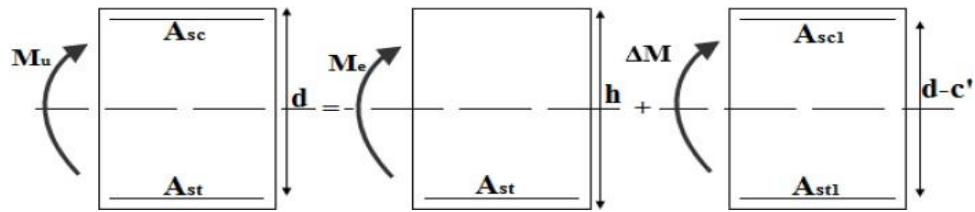
Avec : $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.



Figures VII.5 : Section doublement armée.

Les efforts internes

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

	Position	Combinaison	M (KN.m)
<i>Poutre Principale</i>	<i>Travée</i>	ELU	48,601
	<i>Appuis</i>	G+Q+EY	65,77
<i>Poutre Secondaire</i>	<i>Travée</i>	ELU	64,598
	<i>Appuis</i>	G+Q+EX	71,986

Tableau VII.11: Les efforts internes dans les poutres.

Ferrailage des poutres

	Localisation	Moments (KN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}[cm^2]$	$A_{min}[cm^2]$	Ferrailage	$A_{ad}[cm^2]$
<i>Poutre Principale</i>	<i>Travée</i>	48,601	0,120	SSA	0,930	4,55	3	3HA14	4.62
	<i>Appuis</i>	65,77	0,176	SSA	0,902	6,447	3	3HA14+3HA12	8.01
<i>Poutre Secondaire</i>	<i>Travée</i>	64,598	0,301	SSA	0,816	6,090	2,625	3HA12+3HA14	8.01
	<i>Appuis</i>	71,986	0,336	SSA	0,786	7,045	2,625	3HA12+3HA14	8.01

Tableau VII.12: Ferrailage des poutres a l'ELU

VII.2.4 Vérification à l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité : [Art B.6.4 BAEL 91 modifiée 99].

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots \text{Art A.4.2 /BAEL91.}$$

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

- **Poutres principales de (25×35):**

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{\text{Adopte}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En travées : $A_{\text{Adopte}} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- **Poutres secondaires de (20×30):**

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{\text{Adopte}} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,65 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En travées : $A_{\text{Adopte}} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,65 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- **Vérification aux cisaillements : [Art A.5.1,1 BAEL 91 modifiée 99].**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}$$

Avec : T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{2.1}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$ (Fissuration peu nuisible).

Poutres principales : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{98,54 \times 10^3}{250 \times 320} = 1,23 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$.

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{63,58 \times 10^3}{200 \times 270} = 1,17 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$.

$\tau_u < \bar{\tau}$ Condition vérifiée pour toutes les poutres.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : [Art A.5.1,32/BEAL91]**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 b d f_{c28}}{y_b}$$

- Poutres principales (30x40) :

$$T_u = 98,54 \text{ KN} \leq \overline{T_u} = 0.4 \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 480 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires (30x35) :

$$T_u = 63,58 \text{ KN} \leq \overline{T_u} = 0.4 \frac{0.9 \times 0.20 \times 0.27 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 324 \text{ KN}$$

$T_u \leq \overline{T_u}$ Condition vérifiée pour toutes les poutres.

- Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres : [Art 6.1,3BAEL91 modifiée99].

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 1.5f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i = n\pi\phi$ (Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres).

- Poutres principales (25x35) :

Aux appuis

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 \rightarrow \sum U_i = 3 \times 3.14 \times 14 + 3 \times 3.14 \times 12 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{98,54 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 244,92} = 1.39 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

En travées

$$3\text{HA}14 \rightarrow \sum U_i = 3 \times 3.14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{98,54 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 131,88} = 2,59 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

- Poutres secondaires (20x30) :

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 \rightarrow \sum U_i = 3 \times 3.14 \times 14 + 3 \times 3.14 \times 12 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{63,58 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 244,92} = 1,06 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ Condition vérifiée pour toutes les poutres.

➤ **Ancrage des barres : [art A.6.1, 221 /BAEL 91]**

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$.

Pour les ϕ_{12} : $l_s = \frac{120 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4l_s$ pour les aciers HA.

Pour les ϕ_{12} : $l_a = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm}$.

Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min\left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l; \frac{1}{10} \right\} \rightarrow \phi \leq \min\{1,14; 1,2; 3\} \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par : 1cadre + 1etrier de HA8.

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement des barres : [Article 7.5.2.2 RPA 99]**

En zone nodale : $S_t \leq \min\left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$

Poutre principale (25x35) : $S_t = 10 \text{ cm}$.

Poutre secondaire (20x30) : $S_t = 8 \text{ cm}$.

En zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutre principale (25x35): $S_t = 15 \text{ cm}$.

Poutre secondaire (20x30): $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Délimitation de la zone Nodale et Courante :**

- **Zone Nodale : $L' = 2x h$**

Avec : h : hauteur de la poutre.

On aura :

$L' = 2x35 = 70$ cm. Poutres principales de (30 X 40)

$L' = 2x30 = 60$ cm. Poutres secondaires de (30 X 35)

- **Zone Courante :**

L Courante = L nue d'appui – 2L'

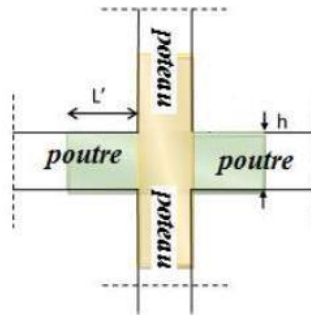


Figure VII.6 : Zone Nodale.

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 \geq A_{tmin} = 0,003 \times S \times b = 1,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.5. Vérification à L'ELS

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration étant considérée peu nuisible, alors la vérification de l'état limite des fissures n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton:**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} ;$$

A_s : Section d'armatures adoptée à l'ELU

σ_s : Contrainte dans les aciers.

On calcul

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 \text{ et } K_1.$$

	Localisation	M_s^{max} [kN.m]	A_{adop} [cm ²]	ρ_1	β_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_s$	k_1	σ_{bc}	σ_c	Observation
Poutre Principale	Travée	35,53	4,62	0,578	0,888	270,64	348	29,64	9,13	15	Condition vérifiée
	Appuis	47,81	8,01	1,001	0,84	222,05	348	16,25	13,66	15	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Travée	12,531	8,01	1,483	0,84	58,20	348	16,25	3,58	15	Condition vérifiée
	Appuis	15,904	8,01	1,483	0,84	73,87	348	16,25	4,55	15	Condition vérifiée

Tableau VII.13: les vérifications de la contrainte dans le béton

Conclusion

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA14	3HA14+3HA12	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8
Poutres secondaires	3HA14+3HA12	3HA14+3HA12	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8

Tableau VII.14: Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire.

0,20%

- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Armatures horizontaux : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile}$$

$$A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante}$$

} Art 7.7.4.3 RPA9

/Version2003.

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends .Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles

dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

✓ **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

✓ **Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile ($e = 20 \text{ cm}$)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de $1/(10)$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

✓ **Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)**

Elles doivent être égales à :

- ❖ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

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.

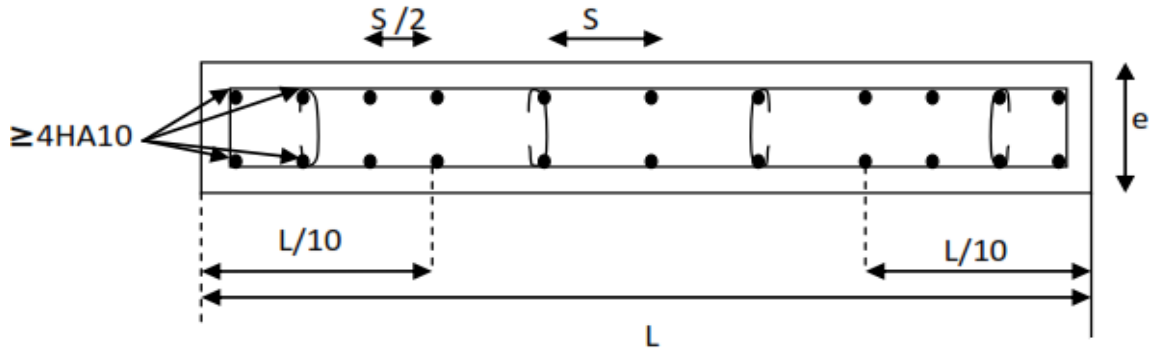


Figure VII.7: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Exposé de la méthode de calcul :

Calcul de l'excentricité : $e = \frac{M}{N}$

Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

B : Section de béton

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V^f}{I} \quad V, V' : \text{Bras de levier} \quad V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

➤ **Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Calcul le moment fictif :

$$M_f = M + Nu \left(\frac{h}{2} - c \right) = Nu \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ si N_u est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$ si N_u est un effort de traction

Ferraillage du voile :

✓ Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

γ_b : 1,15 situation accidentelle ; $\theta = 0,85$: si la durée d'application est < à 1 heure.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100\sigma_s}$$

Avec : A_V : section des armatures tendue du voile.

Vérification a ELU

Section minimale d'armature :

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art 4. 2. 1 / BAEL 91 modifié 99}) \\ A_{min} \geq 0,002B \quad (\text{Art 7. 7. 4. 1 / RPA 99 version 2003}) \end{array} \right.$$

$$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Exigences du RPA 99 (version 2003)**Zone tendue :**

On doit vérifier $A_{total\ tendu} \geq 0,2\%B \times lt$ (Art 7.7.4.1/ RPA99version2003)

Avec :

B : la section de voile

Lt : la longueur de la zone tendue.

Globalement dans le voile

On doit vérifier :

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\%B \quad (\text{Art 7.7.4.2/ RPA 99 version 2003})$$

Zone courante

On doit vérifier : $A_{total\ courante} \geq 0,10\%LC \times b$ (Art 7.7.4.2/ RPA99version2003)

Avec

LC = $L - 2L/10$: La longueur de la zone courante

B : la largeur de voile.

Les vérifications :**Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $V = 1,4 \times T$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

$$\tau_u = \frac{V_{\max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	As /2	Amin	Av	As /ml	Aadp/face	Avadp	Ah cm ²		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$r_u < \bar{r}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{ MPa}$	
																		τ_b	Observation				τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation		
Zone I	-1713,36	1046,308	285,38	GQEX	5449,42	-16871,82	1,13	617,85	17,75	12,63	30,38	15,19	9,05	13,40	13,40	8 HA 16	16,08	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	13	1,480	Condition vérifiée	1,057	Condition vérifiée	7,095	Condition vérifiée
	1193,2	85,715	279,91	08GMEX	4891,63	3063,04	1,50	733,74	21,08	12,39	33,47	16,74	9,05	11,16														
	-1713,36	1046,308	285,38	GQEX	5449,42	-16871,82	1,13	617,85	17,75	12,63	30,38	15,19	9,05	13,40														
Zone II	-746,77	7,719	4,71	ELU	-2406,90	-2571,57	0,00	0,00	0,00	0,21	0,21	0,10	9,05	6,03	11,86	8 HA 14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	13	1,216	Condition vérifiée	0,869	Condition vérifiée	4,038	Condition vérifiée
	292,03	71,909	33,99	08GMEY	1740,46	206,40	1,50	261,07	7,50	1,50	9,01	4,50	9,05	6,03														
	-568,96	603,193	234,5	GQEX	4537,53	-8330,59	0,97	440,63	12,66	10,38	23,04	11,52	9,05	11,86														
Zone III	-386,11	24,11	15,71	ELU	-1029,86	-1544,21	0	0,00	0,00	0,70	0,70	0,35	9,05	6,03	9,06	8 HA 14	13,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	13	0,698	Condition vérifiée	0,499	Condition vérifiée	1,931	Condition vérifiée
	316,05	217,414	77,92	08GMEX	3372,58	-1265,58	0,41	138,04	3,97	3,45	7,41	3,71	9,05	9,06														
	-198,09	356,377	134,62	GQEX	3141,05	-4461,65	0,88	276,50	7,95	5,96	13,90	6,95	9,05	7,90														
Zone IV	-433,45	119,717	63,21	GQEX	-167,85	-2721,81	0	0,00	0,00	2,80	2,80	1,40	9,05	6,03	8,27	2 HA 12	9,05	5 HA 12	5,65	5 ep HA 8	10	13	0,431	Condition vérifiée	0,308	Condition vérifiée	3,186	Condition vérifiée
	306,48	198,613	66,01	08GMEX	3140,14	-1096,94	0,39	121,94	3,50	2,92	6,43	3,21	9,05	8,27														
	-39,67	271,304	83,07	GQEX	2761,68	-3026,14	0,78	216,59	6,22	3,68	9,90	4,95	9,05	6,31														

Tableaux VII.15: VOILES 1,5 m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$r_u < \bar{r}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{ MPa}$	
																		τ_b	Observation				τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation		
Zone I	-1394,46	7,001	12,47	ELU	3538,66	-3538,66	1,00	353,87	10,17	0,55	10,72	5,36	12,07	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	13	0,223	Condition vérifiée	0,159	Condition vérifiée	11,698	Condition vérifiée
	-419,27	45,582	1,05	08GMEX	-706,31	-1390,04	0,00	0,00	0,00	0,05	0,05	0,02	12,07	6,03														
	-933,11	272,643	57,22	GQEY	-287,95	-4377,60	0,00	0,00	0,00	2,53	2,53	1,27	12,07	6,03														
Zone II	-1212,74	94,519	53,87	ELU	-2322,96	-3740,74	0,00	0,00	0,00	2,38	2,38	1,19	12,07	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	13	0,289	Condition vérifiée	0,206	Condition vérifiée	10,174	Condition vérifiée
	-406,39	88,034	7,9	08GMEX	-355,72	-1676,23	0,00	0,00	0,00	0,35	0,35	0,17	12,07	6,03														
	-900,16	217,899	74,22	GQEY	-616,16	-3884,64	0,00	0,00	0,00	3,28	3,28	1,64	12,07	6,03														
Zone III	-1122,82	32,353	14,2	ELU	-2564,40	-3049,70	0,00	0,00	0,00	0,63	0,63	0,31	12,07	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	13	0,179	Condition vérifiée	0,128	Condition vérifiée	9,420	Condition vérifiée
	-254,93	43,943	20,64	08GMEX	-307,75	-966,90	0,00	0,00	0,00	0,91	0,91	0,46	12,07	6,03														
	-848,24	132,428	45,95	GQEY	-1127,39	-3113,81	0,00	0,00	0,00	2,03	2,03	1,02	12,07	6,03														
Zone IV	-488,61	10,07	5,55	ELU	-1146,00	-1297,05	0,00	0,00	0,00	0,25	0,25	0,12	12,07	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	5 ep HA 8	10	13	0,097	Condition vérifiée	0,069	Condition vérifiée	4,099	Condition vérifiée
	-81,3	36,603	29,84	08GMEY	71,27	-477,77	1,74	12,40	0,36	1,32	1,68	0,84	12,07	6,03														
	-137,14	125,79	24,98	GQEY	600,58	-1286,28	1,36	81,88	2,35	1,11	3,46	1,73	12,07	6,03														

Tableaux VII.16 : VOILES 2,00 m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	As /2	Amin	Av	As /ml	Aadp/face	Avadp	Ah cm ²		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$r_u < \bar{r}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{ MPa}$	
																		τ_b	Observation				τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation		
Zone I	-1306,57	87,76	29,6	ELU	-1536,84	-1901,50	0	0,00	0,00	1,31	1,31	0,65	22,93	6,03	8,24	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,540	Condition vérifiée	0,385	Condition vérifiée	8,050	Condition vérifiée
	-202,69	613,519	59,48	08GMEX	1007,93	-1541,32	2,30	463,15	13,31	2,63	15,94	7,97	22,93	6,03														
	-1164,56	1754,907	263,65	GQEY	2113,61	-5178,24	2,70	1140,73	32,78	11,67	44,45	22,22	22,93	8,24														
Zone II	-1583,08	190,817	44,25	ELU	-1686,57	-2479,43	0	0,00	0,00	1,96	1,96	0,98	22,93	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,482	Condition vérifiée	0,344	Condition vérifiée	13,241	Condition vérifiée
	-429,7	406,573	89,62	08GMEX	279,29	-1410,08	3,17	177,17	5,09	3,97	9,06	4,53	22,93	6,03														
	-969,08	1307,606	235,58	GQEY	1441,53	-3991,74	2,79	804,89	23,13	10,43	33,55	16,78	22,93	6,03														
Zone III	-1381,44	173,373	57,72	ELU	-1457,49	-2177,88	0	0,00	0,00	2,55	2,55	1,28	22,93	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,393	Condition vérifiée	0,281	Condition vérifiée	11,554	Condition vérifiée
	-265,65	212,433	2,4	08GMEX	91,80	-790,88	3,40	62,51	1,80	0,11	1,90	0,95	22,93	6,03														
	-874,97	935,933	192,25	GQEY	793,18	-3095,74	3,02	479,87	13,79	8,51	22,30	11,15	22,93	6,03														
Zone IV	-588,94	8,715	84,13	ELU	-756,82	-793,03	0	0,00	0,00	3,72	3,72	1,86	22,93	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	6,65	5 ep HA 8	10	15	0,111	Condition vérifiée	0,079	Condition vérifiée	4,926	Condition vérifiée
	-40,27	238,481	15,3	08GMEX	442,47	-548,45	2,10	186,12	5,35	0,68	6,03	3,01	22,93	6,03														
	-350,7	312,593	54,37	GQEY	187,98	-1110,88	3,25	122,19	3,51	2,41	5,92	2,96	22,93	6,03														

Tableaux VII.17: VOILES 3,8 m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$r_u < \bar{r}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{ MPa}$	
																		τ_b	Observation				τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation		
Zone I	-2290,87	494,144	40,64	ELU	-1886,85	-3567,61	0	0,00	0,00	1,80	1,80	0,90	25,34	6,03	7,74	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,582	Condition vérifiée	0,415	Condition vérifiée	14,107	Condition vérifiée
	106,52	456,517	73,14	08GMEX	903,20	-649,58	1,76	317,38	9,12	3,24	12,36	6,18	25,34	6,03														
	-1607,77	2257,637	314,04	GQEY	1925,51	-5753,53	3,15	1211,86	34,82	13,90	48,72	24,36	25,34	7,74														
Zone II	-1021,11	328,53	55,47	ELU	-656,88	-1774,33	0	0,00	0,00	2,45	2,45	1,23	25,34	6,03	6,49	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,592	Condition vérifiée	0,423	Condition vérifiée	10,704	Condition vérifiée
	-206,47	100,978	124,95	08GMEX	-74,07	-417,53	0	0,00	0,00	5,53	5,53	2,76	25,34	6,03														
	-1280,58	1766,121	319,94	GQEY	1479,11	-4528,11	3,17	936,53	26,91	14,16	41,07	20,54	25,34	6,49														
Zone III	-1611,78	467,489	89,49	ELU	-1123,74	-2713,84	0	0,00	0,00	3,96	3,96	1,98	25,34	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,528	Condition vérifiée	0,377	Condition vérifiée	9,369	Condition vérifiée
	-169,32	37,233	45,45	08GMEX	-138,25	-264,89	0	0,00	0,00	2,01	2,01	1,01	25,34	6,03														
	-1120,85	1292,634	285,24	GQEY	864,01	-3532,70	3,37	583,15	16,76	12,62	29,38	14,69	25,34	6,03														
Zone IV	-685,58	287,359	95,12	ELU	-327,46	-1304,87	0	0,00	0,00	4,21	4,21	2,10	25,34	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	6,65	5 ep HA 8	10	15	0,322	Condition vérifiée	0,230	Condition vérifiée	5,730	Condition vérifiée
	0,8	68,363	39,34	08GMEX	117,22	-115,31	2,08	48,83	1,40	1,74	3,14	1,57	25,34	6,03														
	-476,1	436,065	173,74	GQEY	174,82	-1308,39	3,70	129,54	3,72	7,69	11,41	5,71	25,34	6,03														

Tableaux VII.18: VOILES 4,20 m

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charges et surcharges verticales centrées.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations en:

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII.2 Étude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. En l'absence d'un rapport détaillé, on considère que :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Pas de nappe.

VIII.3 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que les caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- l'économie.

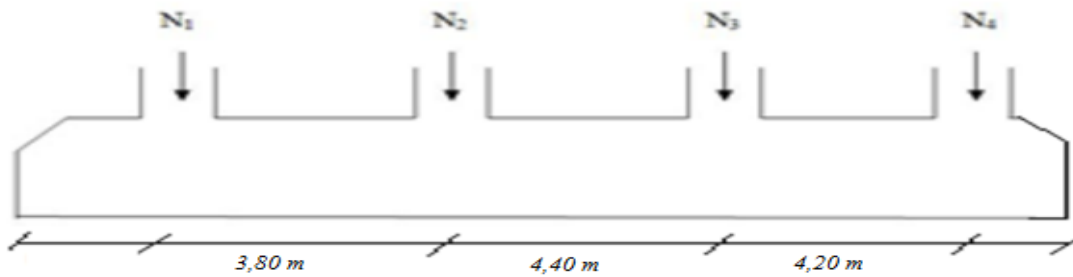
Remarque :

Vu l'ampleur de notre bâtiment et du fait que la structure est un système « voile porteur », le calcul des semelles isolées n'est pas faisable. Alors on passe au calcul des semelles filantes.

VIII.3.1 Semelles filantes

VII.3.1.1 Semelles filantes sous voiles

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 4 poteaux.



$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \frac{N_s}{BXL} \leq \sigma_{sol}$$

$$B = \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

	Voiles	Longueur	Ns max (KN)	Largeur B(m)	S= LxB (m2)	Nombres	S totale (m ²)
Voiles transversal	V3	2	511,72	1,28	2,56	4	6,66
	V4	3,8	1409,31	1,85	7,05	2	5,12
	V5	4,2	1521,41	1,81	7,61	2	14,09
Voiles longitudinal	V1	1,5	332,85	1,11	1,66	2	15,21
							41,08

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles

La surface totale des semelles filantes sous voiles **St = 41,08 m²**.

VIII.3.1.2 Semelles filantes sous poteaux

a. Hypothèses de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. Étape de calcul

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c. Exemple de calcul

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité. Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ns(KN)	Ms(KN/m)	ei(m)	Ns. ei (KN.m)
9	1164,42	4,272	-6,2	-7219,404
10	1409,31	10,702	-2,4	-3382,344
11	1107,63	15,075	2	2215,26
12	1521,41	11,71	6,2	9432,742
Total	5202,77	41,759	/	1046,254

Tableau VIII.2 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{1046,254 + 41,759}{5202,77} = -0,21 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,21 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{12,4}{6} = 2,06 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5202,77}{12,4} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,21}{12,4}\right) = 376,94 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5202,77}{12,4} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,21}{12,4}\right) = 462,21 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5202,77}{12,4} \left(1 + \frac{3 \cdot 0,21}{12,4}\right) = 440,90 \text{ KN/m.}$$

d. Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{440,90}{200} = 2,2 \text{ m.}$$

On prend $B = 2,25 \text{ m}$.

On aura donc, $S_p = (1,25 \times 12,4 \times 6) = 167,4 \text{ m}^2$.

$$S_v = 41,08 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 167,4 + 41,08 = 208,48 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est : $19,1 \times 12,5 = 236,84 \text{ m}^2$

$$\frac{208,48}{236,84} = 88,02 \%$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.4 Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier

VII.4.1 Pré dimensionnement du radier

a. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

b. Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

h : épaisseur du radier.

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

$L_{max} = 4,40 \text{ m} \rightarrow 55 \text{ cm} \leq h \leq 88 \text{ cm} \rightarrow$ On prend : $h = 80 \text{ cm}$.

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40\text{MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'ou: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4,4\right)^4 \frac{3 \cdot 40}{10818,86}} = 0,88 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **$h=100\text{cm}$**

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d > \frac{440}{20} = 22 \text{ cm Soit } h_d = 40\text{cm.}$$

Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm Soit } h_n = 80 \text{ cm.}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ Soit } b_n = 50 \text{ cm.}$$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{440}{50} \leq h_t \leq \frac{440}{40} \rightarrow 8.8 \text{ cm} \leq h_t \leq 11 \text{ cm soit } h_t = 10 \text{ cm.}$$

. Remarque :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : $h_d = 40 \text{ cm.}$

- La nervure : $h_n = 100 \text{ cm.}$

$b_n = 50 \text{ cm.}$

- La dalle flottante : $h_t = 10 \text{ cm.}$

VIII.4.2 détermination des sollicitations

Charge du bâtiment $G_{\text{bat}} = 24156,62 \text{ KN.}$

Charge d'exploitation $Q = 3832,42 \text{ KN.}$

Combinaison d'actions :

A l'ELU: $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 38360,067 \text{ KN.}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 27989,04 \text{ KN.}$

VIII.4.3 Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{38360,067}{1,33 \cdot 200} = 144,21 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{27989,04}{200} = 139,95 \text{ m}^2$$

D'où : $S_{\text{bat}} > \max (S_1, S_2)$

$$S_{\text{bat}} = 236,84 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 144,21 \text{ m}^2.$$

Remarque :

Étant donné que la surface du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}.$$

On prend: $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

Sachant que :

$$S_{\text{déb}} = (19,1 + 12,4) \times 2 \times 0,5 = 31,50 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = 236,84 + 31,50 = 268,34 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = 268,34 \text{ m}^2$.

VIII.4.4 Détermination des efforts à la base du radier

▪ **Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

▪ **Poids de la dalle**

Poids de la dalle = $S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 268,34 \times 0,4 \times 25 = 2683,40 \text{ KN}$

▪ **Poids des nervures**

Poids des nervures = $\{bn \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \rho_b$

= $0,50 \times (1 - 0,4) \times (19,1 \times 4 + 12,4 \times 6) \times 25 = 1131,00 \text{ KN}$

▪ **Poids de T.V.O**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$P_{\text{TVO}} = (268,34 - 150,80) \times (1 - 0,4) \times 17 = 1967,99 \text{ KN}$

▪ **Poids de la dalle flottante**

Poids de la dalle flottante = $S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$

Poids de la dalle flottante = $268,34 \times 0,1 \times 25 = 670,85 \text{ KN}$

$G_{\text{rad}} = 2683,40 + 1131,00 + 1967,99 + 670,85 = 6453,24 \text{ KN}$

▪ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 6453,24 + 24156,62 = 30609,86 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 3832,42 + (3,5 \times 268,34) = 4771,61 \text{ KN}$$

▪ **Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 48480,73 \text{ KN}$
- A l'état ultime de service : $N_s = G + Q = 35381,47 \text{ KN}$.

VIII.4.5 Vérifications

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{48480,73 \times 1}{268,34} \times \frac{4,40}{2} = 397,47 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{397,47 \times 10^3}{1000 \cdot 360} = 1,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la stabilité du radier :**

a. **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,55 \text{ m} ; Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6,2 \text{ m.}$$

b. **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 3034,71 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 7200,13 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$ avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Tel que V c'est la distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

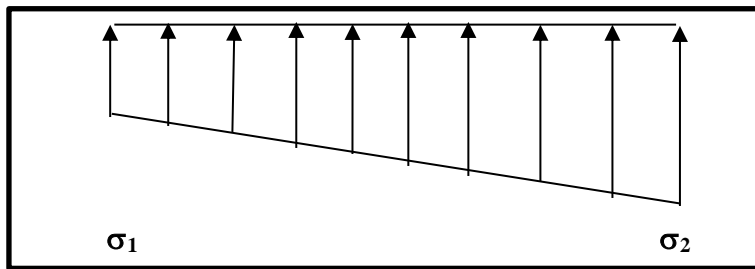


Figure VIII.1 : Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal : $N_u = 48480,73 \text{ KN}$; $N_s = 35381,47 \text{ KN}$

Calcul des moments : $M = M_0 + T_0 \times h$

$M_x = 25296,940 + (1393,11 \times 1) = 26690,05 \text{ kN.m}$

$M_y = 26297,467 + (1419,63 \times 1) = 27717,10 \text{ kN}$.

➤ **Sens longitudinal :**

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta = \frac{48480,73}{268,34} + \frac{26690,05}{7200,13} \times 9,55 = 216,07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta = \frac{48480,73}{268,34} - \frac{26690,05}{7200,13} \times 9,55 = 145,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 216,07 + 145,27}{4} = 198,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 198,37 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \times \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta = \frac{35381,47}{268,34} + \frac{26690,05}{7200,13} \times 9,55 = 167,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta = \frac{35381,47}{268,34} - \frac{26690,05}{7200,13} \times 9,55 = 96,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 167,25 + 96,45}{4} = 149,55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 149,55 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens transversal :

A P'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta = \frac{48480,73}{268,34} + \frac{26690,05}{3034,71} \times 6,2 = 235,20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta = \frac{48480,73}{268,34} - \frac{26690,05}{3034,71} \times 6,2 = 126,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 235,20 + 126,14}{4} = 207,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 207,93 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \times \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta = \frac{35381,47}{268,34} + \frac{26690,05}{3034,71} \times 6,2 = 215,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta = \frac{35381,47}{268,34} - \frac{26690,05}{3034,71} \times 6,2 = 47,86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 215,84 + 47,86}{4} = 173,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 173,85 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq F_s \cdot S_{\text{radier}} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier ;

F_s : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 17 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1,00 \text{ m}$)

$$P = 30609,86 \text{ KN.}$$

$$F_s \cdot S_{\text{radier}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 368,34 \times 17 \times 1 = 9392,67 \text{ KN.}$$

$P = 30609,86 \text{ KN} \gg 9392,67 \text{ KN} \implies$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

Vérification de la stabilité au renversement : (Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003).

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{26690,05}{48480,73} = 0,55 \text{ m} < \frac{12,4}{4} = 3,1 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ferraillage du radier

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L91 modifié 99**.

VIII.5 Ferraillage de la dalle du radier (panneaux encastres sur 4 appuis)

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : si $\rho < 0,4 \implies$ le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

2^{eme} Cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1 \implies$ le panneau de dalle travaille dans deux sens.

Dans le sens de plus petite portée L_x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients $\mu_x ; \mu_y$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ **Chargement :**

Le panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{4,40} = 0,90 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} .

$$A L'ELU : q_u^m = \sigma_m(ELU) - \frac{Grad}{S_{rad}} = 207,93 - \frac{6453,24}{268,34} = 183,88 \text{ KN/m}^2$$

$$A L'ELS : q_s^m = \sigma_m(ELS) - \frac{Grad}{S_{rad}} = 173,85 - \frac{6453,24}{268,34} = 149,80 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$M_x = 0,0458 \times 183,88 \times 4^2 = 134,75 \text{ KN m.}$$

$$M_y = 0,778 \times 134,75 = 104,84 \text{ KN m.}$$

Remarque

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85 : pour les moments en travées,

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0,3 \times 134,75 = 40,43 \text{ KN m.} \\ M_y^a = 0,3 \times 104,84 = 31,45 \text{ KN m.} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 134,75 = 114,54 \text{ KN m.} \\ M_y^t = 0,85 \times 104,84 = 89,11 \text{ KN m.} \end{cases}$$

1) Ferrailage à ELU

• **Sens longitudinale**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{40,43 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,024 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,988$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40,43 \times 10^3}{0,988 \times 35 \times 348} = 3,36 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 7HA12 $\Rightarrow A_{ad}^x = 7,92 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

✓ *En travées :*

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{114,54 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,066 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,066 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9395$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{114,54 \times 10^3}{0,966 \times 35 \times 348} = 9,73 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 7 HA14 $\Rightarrow A_{ad}^x = 10,77 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

• *Sens transversal :*

✓ *Aux appuis :*

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{31,45 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,018 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$$

$$A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31,45 \times 10^3}{0,991 \times 35 \times 348} = 2,67 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 6HA12 $\Rightarrow A_{ad}^x = 6,78 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ *En travées :*

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{89,11 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,050 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,050 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,974$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{89,11 \times 10^3}{0,974 \times 35 \times 348} = 6,59 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 6 HA12 $\Rightarrow A_{ad}^x = 6,78 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M (KN.m)	μ	μ_1	Obs	β	As	Ferrailage	S _t (cm)	Section (cm ²)
Aux appuis	X-X	40,43	0,024	0,392	S.S.A	0,988	3,36	7HA14	15	10,77
	Y-Y	31,45	0,066		S.S.A	0,9395	9,73	7HA14	15	6,78
En travée	X-X	114,54	0,018		S.S.A	0,991	2,67	6HA12	20	10,77
	Y-Y	89,11	0,050		S.S.A	0,974	6,59	6HA12	20	6,78

Tableau VIII.3: Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

2) Vérification à l'ELU.

❖ Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).

Il faut vérifier que :

Sens longitudinale :

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \left(\frac{3 - 0,78}{2} \right) = 3,55 \text{ cm}^2$$

Sens transversale

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \Rightarrow A_{min} = W_x \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2$$

Avec :

W₀ : Pourcentage d'acier min réglementaire.

W₀ = 0.08% Pour les aciers FeE400

W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton.

• Ferrailage minimal :

Sens	Zone	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Obs
X-X	Appuis	3,55	10,77	CV
	Travée	3,55	10,77	CV
Y-Y	Appuis	3,20	6,78	CV
	Travée	3,20	6,78	CV

Tableau VIII.4: Vérification de la section minimale.

❖ *Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).*

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

✓ *Sens longitudinal :*

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(120 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

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

✓ *Sens transversal :*

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(120 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

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

Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.2,2 BAEL91 modifiée99)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- *Au milieu de l_y*

$$P = q_u \times l_x \times l_y = 183,88 \times 4 \times 4,4 = 3236,29$$

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{3236,29}{3 \times 4,4} = 245,17$$

- *Au milieu de l_x*

$$T_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} = \frac{3236,29}{2 \times 4 + 4,40} = 259,94$$

$$\tau_u = \frac{259,94 \times 10^3}{1000 \times 350} = 0,74$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification à l'ELS :

❖ Evaluation des moments $M_x; M_y$:

Sens longitudinal :

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0,0458 \times 149,80 \times 4^2 = 109,77 \text{ KN m.}$$

✓ *Moment aux appuis* : $M_a^x = 0,3 \times 109,77 = 32,93 \text{ KN m.}$

✓ *Moment en travées* : $M_t^x = 0,85 \times 109,77 = 93,30 \text{ KN m.}$

• Sens transversal :

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0,778 \times 109,77 = 85,40 \text{ KN m.}$$

✓ *Moment aux appuis* : $M_a^y = 0,3 \times 85,40 = 25,62 \text{ KN m.}$

✓ *Moment en travées* : $M_t^y = 0,85 \times 85,40 = 72,59 \text{ KN m}$

Sens	Zone	M_s	A_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Observation
Sens x-x	Travée	93,30	10,77	0,378	0,868	22,88	105,056	348	4,59	15	Condition vérifiée
	Appuis	32,93	10,77	0,378	0,868	22,88	37,079	348	1,62	15	Condition vérifiée
Sens y-y	Travée	72,59	6,78	0,238	0,922	49,1	122,234	348	2,49	15	Condition vérifiée
	Appuis	25,62	6,78	0,238	0,922	49,1	43,141	348	0,88	15	Condition vérifiée

Tableau VIII.5: Vérification des contraintes dans l'acier et le béton.

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

VIII.6 Ferrailage des débords

❖ *Sollicitations de calcul :*

$$\checkmark \text{ ELU : } q_u = 183,88 \text{ KN/ml} \longrightarrow M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-183,88 \times (0,5)^2}{2} = -22,98 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ ELS : } q_s = 149,80 \text{ KN/ml} \longrightarrow M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-149,80 \times (0,5)^2}{2} = -18,72 \text{ KN.m}$$

❖ *Calcul des armatures :*

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{22,98 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,013 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9935$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22,98 \times 10^3}{0,9935 \times 35 \times 348} = 1,90 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA12 $\Rightarrow A_{ad} = 4,52 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ *Armature de répartition :*

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 4HA12 $\Rightarrow A_{ad} = 4,52 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ *Vérification à l'ELU :*

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 35 \times 2,1}{400} = 4,23 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ad} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,23 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition est vérifiée.}$$

Remarque

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débord}$ alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

Ferrailage de la nervure

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
Cas de chargement triangulaire		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

Tableau VIII.5 : Répartitions simplifiée des chargements

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique :

➤ Sollicitation :

✓ Moment fléchissant :

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

✓ Effort tranchant :

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	∑ Q _{um}	Q _{sm}	∑ Q _{sm}	Q _{ut}	∑ Q _{ut}	Q _{st}	∑ Q _{st}
A - B	1	4	4,2	0,952	Trapézoïdal	1,40	1,09	183,88	149,8	256,57	523,02	209,02	426,08	200,98	416,77	163,73	339,53
	2	4	4,4	0,909	Trapézoïdal	1,45	1,17	183,88	149,8	266,45		217,07		215,79		175,80	
B - C	1	3,7	4,2	0,881	Trapézoïdal	1,37	1,13	183,88	149,8	252,18	512,17	205,44	417,25	208,18	428,08	169,59	348,74
	2	3,7	4,4	0,841	Trapézoïdal	1,41	1,20	183,88	149,8	259,99		211,81		219,90		179,15	
C - D	1	3,6	4,2	0,857	Trapézoïdal	1,36	1,14	183,88	149,8	249,93	507,05	203,61	413,08	209,40	429,60	170,59	349,98
	2	3,6	4,4	0,818	Trapézoïdal	1,40	1,20	183,88	149,8	257,13		209,47		220,20		179,39	
D - E	1	4	4,2	0,952	Trapézoïdal	1,40	1,09	183,88	149,8	256,57	523,02	209,02	426,08	200,98	416,77	163,73	339,53
	2	4	4,4	0,909	Trapézoïdal	1,45	1,17	183,88	149,8	266,45		217,07		215,79		175,80	
E - F	1	3,8	4,2	0,905	Trapézoïdal	1,38	1,12	183,88	149,8	254,04	516,55	206,96	420,81	206,38	425,45	168,13	346,60
	2	3,8	4,4	0,864	Trapézoïdal	1,43	1,19	183,88	149,8	262,51		213,86		219,08		178,48	

Tableau VIII.6 : Calcul des charges de la nervure sens (X-X)

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	∑ q _{um}	Q _{sm}	∑ q _{sm}	Q _{ut}	∑ q _{ut}	Q _{st}	∑ q _{st}
1-2	1	3,8	4	0,950	Trapézoïdal	1,33	1,04	183,88	149,8	244,27	476,95	199,00	388,55	191,72	366,40	156,19	298,50
	2	3,8	3,8	1,000	Triangulaire	1,27	0,95	183,88	149,8	232,68		189,56		174,69		142,31	
2-3	1	4	4,2	0,952	Triangulaire	1,33	1,00	183,88	149,8	244,93	477,61	199,53	389,09	183,88	358,57	149,80	292,11
	2	3,8	4,2	0,905	Triangulaire	1,27	0,95	183,88	149,8	232,68		189,56		174,69		142,31	
3-4	1	4	4,4	0,909	Triangulaire	1,33	1,00	183,88	149,8	244,93	477,61	199,53	389,09	183,88	358,57	149,80	292,11
	2	3,8	4,4	0,864	Triangulaire	1,27	0,95	183,88	149,8	232,68		189,56		174,69		142,31	

Tableau VIII.7 : Calcul des charges de la nervure sens (Y-Y)

❖ *Diagramme des sollicitations*

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Etabs » sont les suivants :

Sens longitudinale « X-X » :

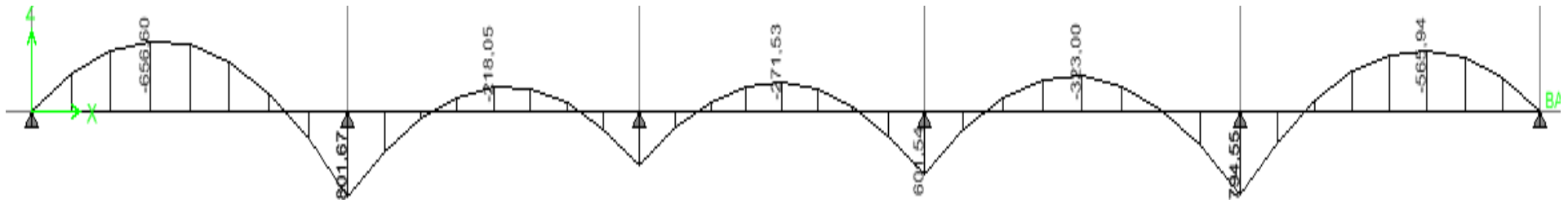


Figure VIII.2: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.

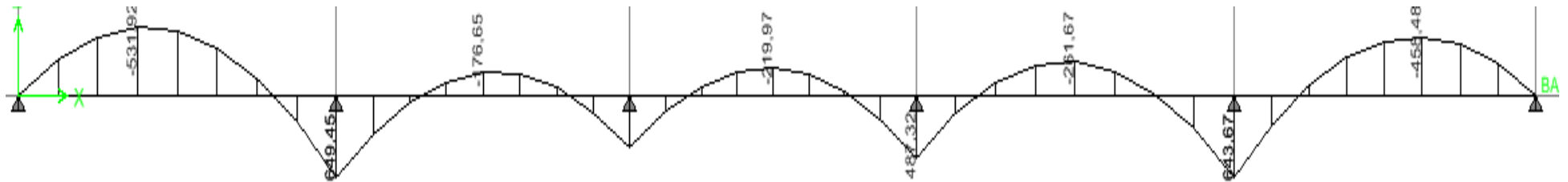


Figure VIII.3 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.

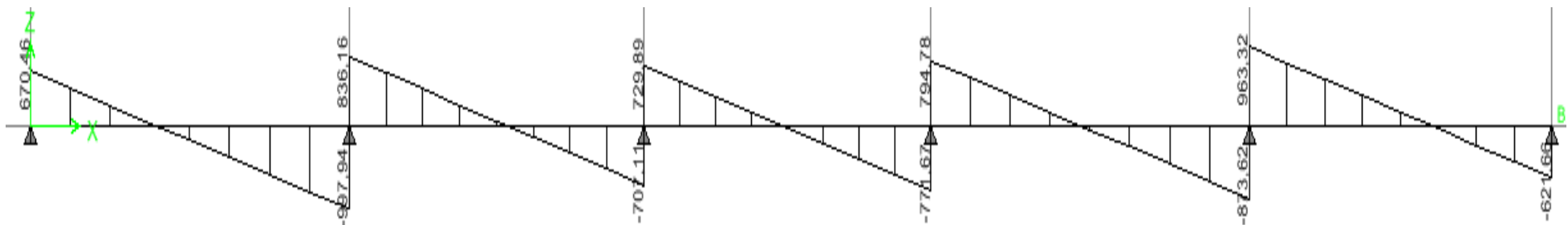


Figure VIII.4: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

- Sens transversal « Y-Y » :

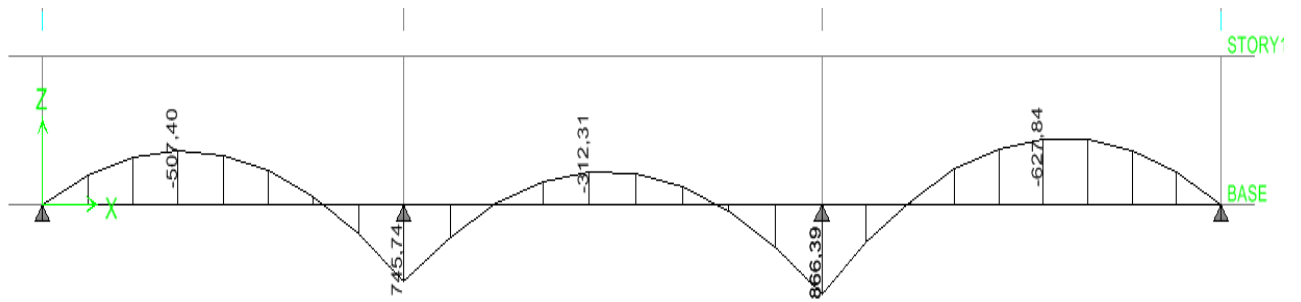


Figure IX- 4:Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

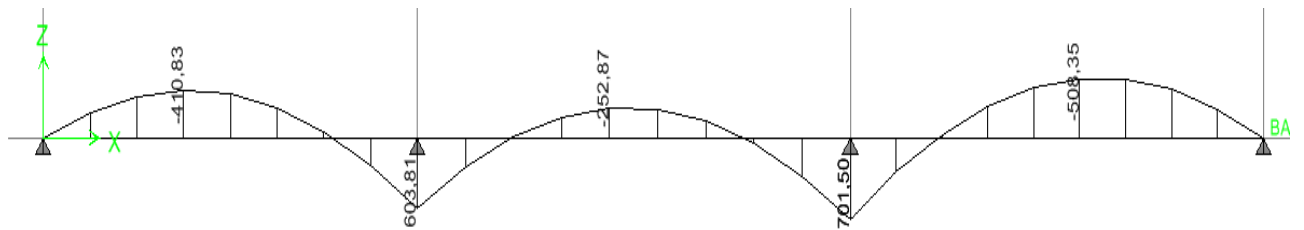


Figure IX- 5:Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

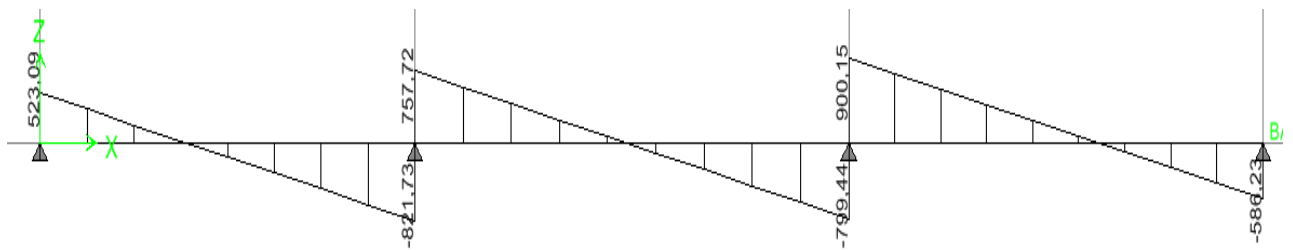


Figure VIII.4: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Sens longitudinal		Sens transversal	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_{\max}^a = 840,93$	$M_{\max}^a = 688,71$	$M_{\max}^a = 912,96$	$M_{\max}^a = 748,07$
$M_{\max}^t = 688,57$	$M_{\max}^t = 564,07$	$M_{\max}^t = 661,59$	$M_{\max}^t = 542,1$
$T_{\max} = 1027,06$		$T_{\max} = 963,74$	

Tableau VIII.8: Effort maximale.

Calcul du ferrailage

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 100 \text{ cm} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN. cm)	μ	obs	β	A_s	Choix	A_{ad}
X- X	Appuis	840,93	0,211	S.S.A	0,88	28,91	6HA16+6HA20	30,90
	Travée	688,57	0,172	S.S.A	0,905	23,01	6HA16+6HA 16	24,12
Y- Y	Appuis	748,07	0,187	S.S.A	0,8955	30,84	6HA16+6HA20	30,90
	Travée	542,1	0,136	S.S.A	0,927	21,59	6HA16+6HA 16	24,12

Tableau VIII.9 : Calcul du ferrailage.

VIII.7 Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 50 \times 95 \times 2,1}{400} = 5,74 \text{ cm}^2$$

		A_{Adepte}	A_{min}	Observation
X-X	Appuis	30,90	5,74	Condition vérifiée
	Travée	24,12	5,74	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	30,90	5,74	Condition vérifiée
	Travée	24,12	5,74	Condition vérifiée

Tableau VIII.10 : Vérification de Condition de non fragilité

VIII.8 Armatures transversales

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 7,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures:**

Zone nodal:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{95}{4}; 12 \times 1,6 \right\} = 19,2 \text{ cm}$$

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

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{95}{2} = 47,5 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

VIII.9 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{1027,06 \times 10^3}{500 \times 950} = 2,16 < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{963,74 \times 10^3}{500 \times 950} = 2,02 < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII.10 Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa. } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad , \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} \quad , \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Observation
x-x	Travée	30,9	688,71	0,651	0,882	27,34	266,00	348	9,73	15	Condition vérifiée
	Appuis	24,12	564,07	0,508	0,893	31,73	275,66	348	8,69	15	Condition vérifiée
y-y	Travée	30,9	748,07	0,651	0,882	27,34	288,93	348	10,57	15	Condition vérifiée
	Appuis	24,12	542,1	0,508	0,893	31,73	264,93	348	8,35	15	Condition vérifiée

Tableau VIII.11 : Vérification à l'ELS.

VIII.11 Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, Donc la quantité d'armatures de peau nécessaire est 3cm² alors on prend 4HA12 A_p=4,52 cm².

Chapitre IX

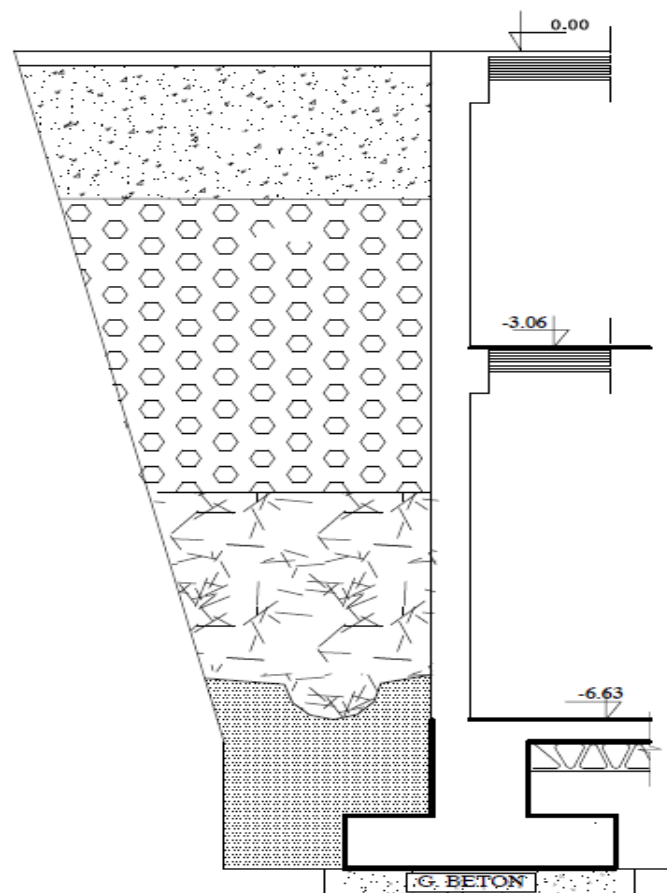
Etude du mur plaque

IX.1 Introduction

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

IX.2 Pré dimensionnement du mur plaque

D'après **RPA99 version2003** l'article 10.1.2, l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de **30cm**. Et sa hauteur est de **6,63 m**



Figures IX.1 : Schéma du mur plaque (Vue en élévation).

IX.3 Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont σ_H et σ_V tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terres au repos;

σ_H : Contraintes horizontales ;

σ_V : Contrainte verticales ;

φ : Angle de frottement interne.

IX.4 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont les suivantes :

- Poids volumique du sol : $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$.
- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN/m}^2$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

A. Calcul des sollicitations

$$K_0 = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.27$$

$$\sigma_V = q + \gamma h ; 0 < h < 6.63$$

ELU

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

1^{ère} couche : $0 \leq h \leq 3,06 \text{ m}$

$$\sigma_{h1} = 0.27 (1.35 \times 17 \times h_1 + 1.5 \times 10) = 6.20 h + 4.05$$

$$h=0 \quad \sigma_{h1} = 4.05 \text{ kN/m}^2$$

$$h=3,06 \text{ m} \quad \sigma_{h1} = 23,01 \text{ kN/m}^2$$

2^{ème} couche : $3,06 \leq h \leq 6,63 \text{ m}$

$$\sigma_{h2} = K_0 (1.35 \times \gamma \times h_2 + 1.35 \times \gamma \times h_1 + 1.5 \times q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.27 (1.35 \times 17 \times h_2 + 1.35 \times 17 \times 3,06 + 1.5 \times 10) = 6.20 h + 26,17$$

$$h=0 \quad \sigma_{h2} = 23,01 \text{ kN/m}^2$$

$$h=3,57 \text{ m} \quad \sigma_{h2} = 45,13 \text{ kN/m}^2$$

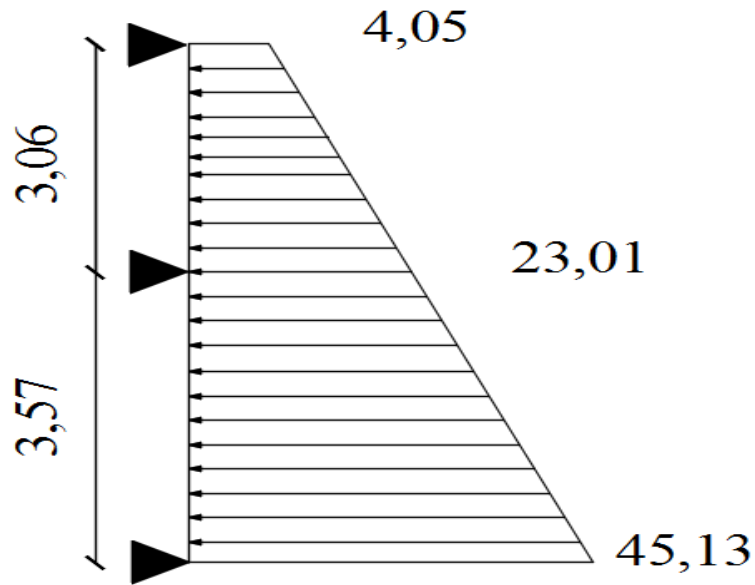


Figure IX.2 : Diagramme des contraintes a l'ELU.

ELS

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times h + q)$$

1^{ère} couche : $0 \leq h \leq 3,06$ m

$$\sigma_{h1} = 0,27 (17 \times h_1 + 10) = 4,59h + 2,7$$

$$h=0 \quad \sigma_{h1} = 2,70 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3,06\text{m} \quad \sigma_{h1} = 16,75 \text{ KN/m}^2$$

2^{ème} couche : $3,06 \leq h \leq 6,63$ m

$$\sigma_{h2} = K_0 (\gamma \times h_2 + \gamma \times h_1 + q)$$

$$\sigma_{h2} = 0,27(17 \times h_2 + 17 \times 3,06 + 10) = 4,59 h + 16,75$$

$$h=0 \quad \sigma_{h2} = 16,75 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3,57 \text{ m} \quad \sigma_{h2} = 33,13 \text{ KN/m}^2$$

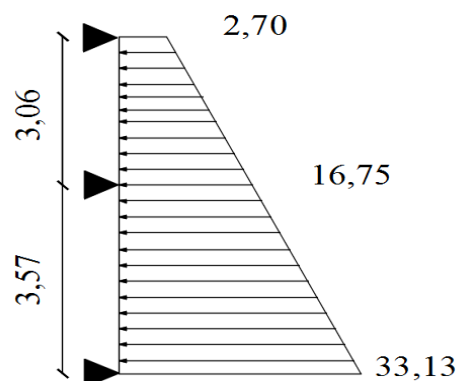


Figure IX.3 : Diagramme des contraintes a l'ELS.

B. Charges moyennes

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de **1 m** est :

ELU

$$q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 45,13 + 4,05}{4} \times 1m = 34,86 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 33,13 + 2,7}{4} \times 1m = 25,52 \text{ KN/ml}$$

IX.5 Ferrailage du mur plaque

A. Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre (b=1m = 100cm). La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel **ETABS**

Sens X-X

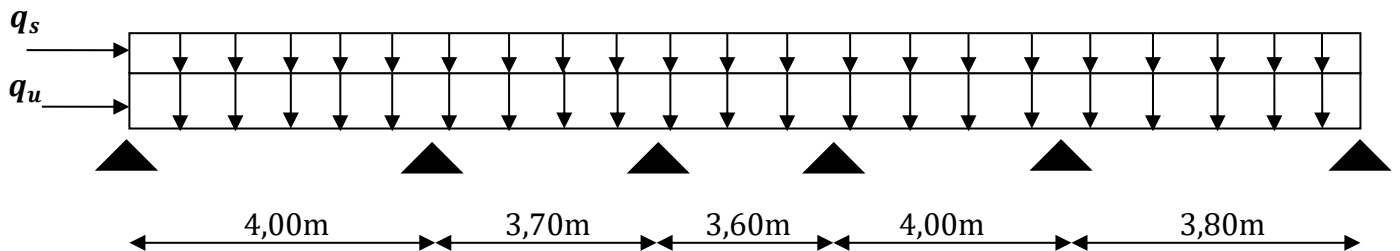


Figure IX.4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

Sens Y-Y

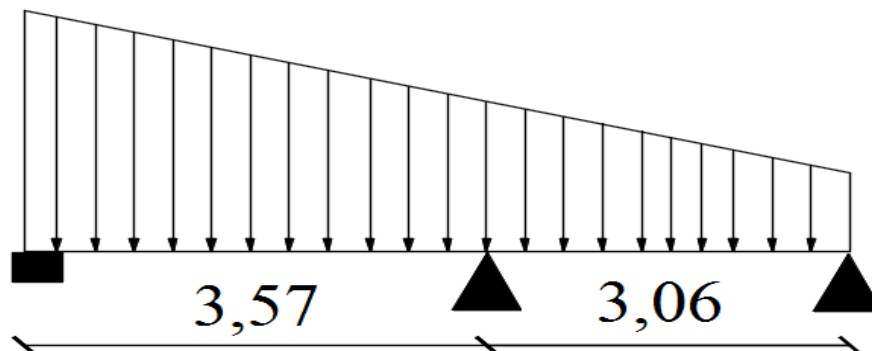


Figure IX.5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

B. Diagrammes des efforts

ELU

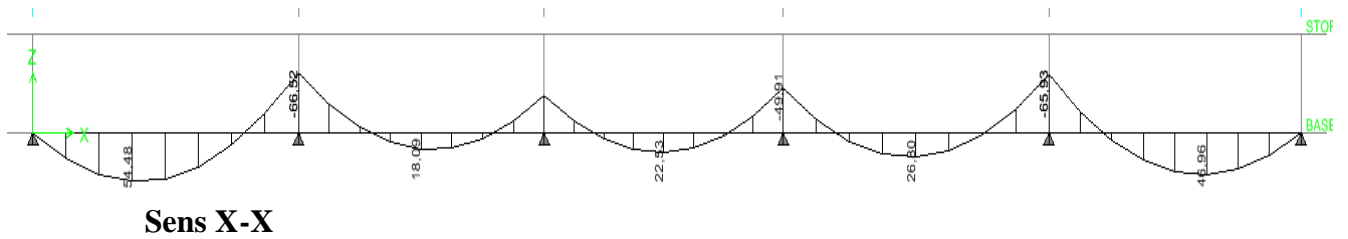


Figure IX.6 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.

Sens Y-Y

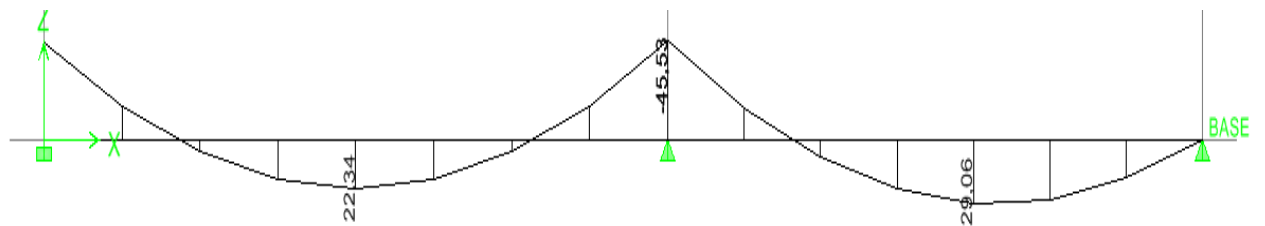


Figure IX.7 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.

ELS

Sens X-X

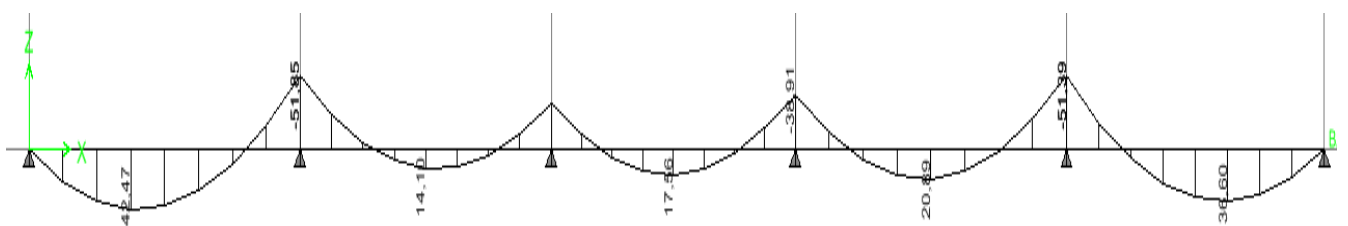


Figure IX.8 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.

Sens Y-Y

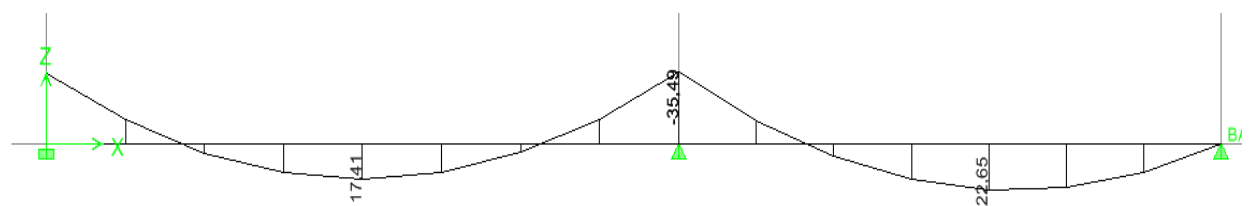
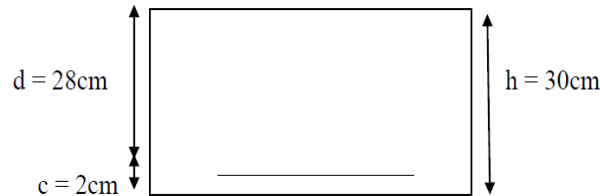


Figure IX.9 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

IX.5.1 Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur $b = 1\text{ m}$ et d'épaisseur $e_p = 30\text{ cm}$, en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.



Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

On 'a

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad A = \frac{M_U}{\beta \times b \times \sigma_s}$$

Recommandation du RPA

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

($b=1\text{m}=100\text{cm}$; h : épaisseur du voile = 30cm)

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 30 = 3\text{ cm}^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

sens	Zone	M_u KN.m	μ_u	Section	β	A_{min} (cm^2)	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
X-X	Appuis	66,42	0,017	SSA	0,992	3,00	6,871	7HA12=7,92	15
	Travée	54,48	0,014	SSA	0,993	3,00	5,631	7HA12=7,92	15
Y-Y	Appuis	45,53	0,012	SSA	0,994	3,00	4,701	7HA12=7,92	15
	Travée	29,06	0,008	SSA	0,996	3,00	2,994	7HA12=7,92	15

Tableau IX.1 : Ferrailage du mur.

IX.5.2 vérifications à l'ELU

A. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.2)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

sens	zone	A_{\min} (cm^2)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)	Observation
X-X	Appuis	3.38	7.92	condition vérifier
	Travée	3.38	7.92	condition vérifier
Y-Y	Appuis	3.38	7.92	condition vérifier
	Travée	3.38	7.92	condition vérifier

Tableau IX.2 : vérifications de la condition de non fragilité.

B. Espacement des barres

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$

Sens X-X

$$S_t = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Sens Y-Y

$$S_t = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

C. Longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$

Pour les HA12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{cm} \Rightarrow L_s = 45 \text{cm}$.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

Pour $\emptyset 12 \Rightarrow L_a = 18 \text{cm}$.

IX.5.3 Vérifications à l'ELS

A. Etat limite d'ouverture des fissures

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut **1** pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et **1.6** pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à **6** mm pour lesquels nous prendrons **1.3**.

D'où :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min(266.667; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}.$$

Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$.

On a

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

sens	zone	A_s	M_s	ρ	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
X-X	Appuis	7,92	51,85	0,278	0,917	45,24	75,15	201.63	1,66	15	CV
	Travée	7,92	42,47	0,278	0,917	45,24	61,56	201.63	1,36	15	CV
Y-Y	Appuis	7,92	35,49	0,278	0,917	45,24	51,44	201.63	1,14	15	CV
	Travée	7,92	22,67	0,278	0,917	45,24	32,86	201.63	0,73	15	CV

Tableaux IX.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

B. Etat limite de déformation

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right\rangle$$

Avec :

h = 30 cm : hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

Mt : moment maximum en travée,

M0 : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

d : hauteur utile de la section droite

Sens X-X

$$q_s = 25,52 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 25,52 \times \frac{4^2}{8} = 51,04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 51,04 = 38,28 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0,3 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{7,92}{100 \times 28} = 0,00283 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0,3 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{38,28}{10 \times 51,04} = 0,075 \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

Sens Y-Y

$$q_s = 25,52 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 23,87 \times \frac{3,57^2}{8} = 38,03 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 38,03 = 28,52 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0,3 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{7,92}{100 \times 28} = 0,00283 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0,3 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{28,52}{10 \times 38,03} = 0,075 \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

L'expérience de ce mémoire de fin d'études, nous a permis d'établir un lien entre la théorie et la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre. Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS.

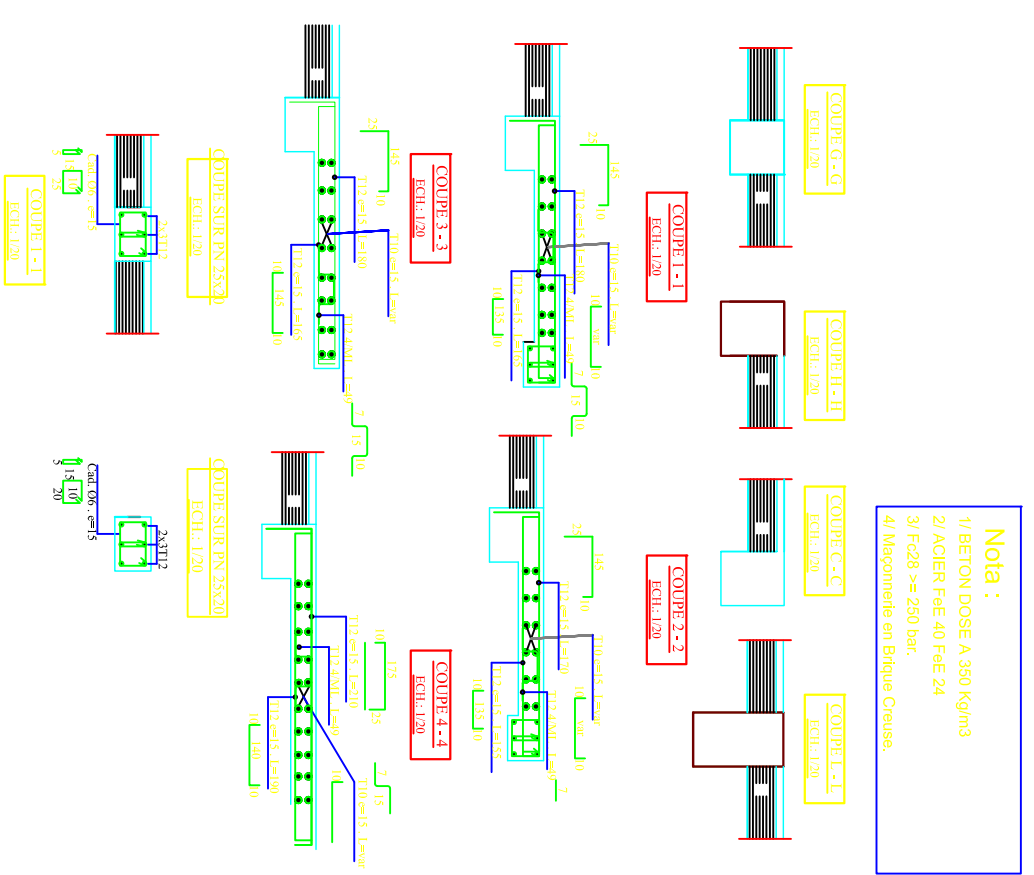
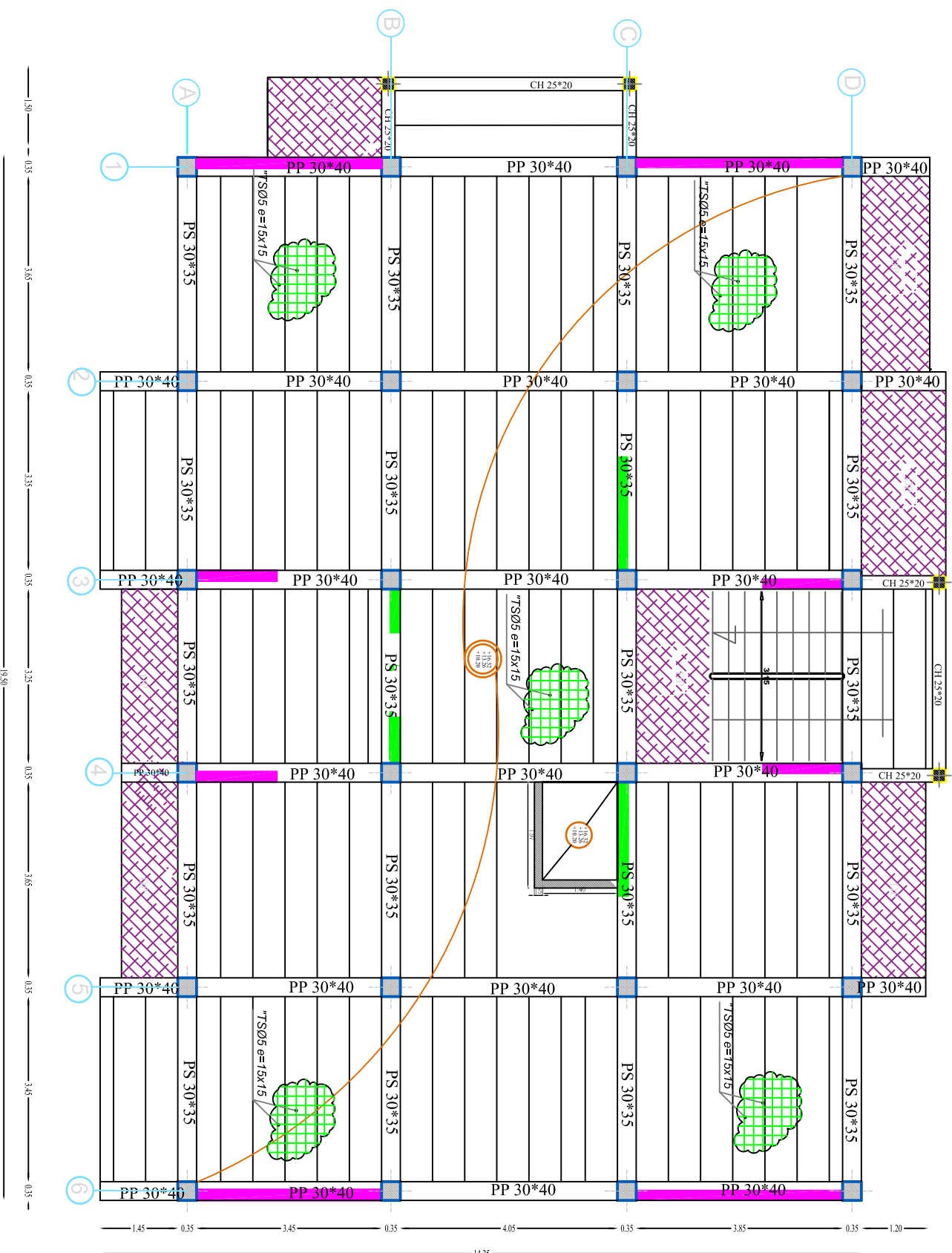
Concernant notre étude, les résultats techniques et les illustrations trouvées à l'aide de ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il propose des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain. D'une manière générale une conception justifiée doit prendre en compte, premièrement la sécurité pour éviter des dégâts humains et matériels, sans oublier l'économie et le temps d'exécution. Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique.

Enfin ce travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du Génie Civil, qui nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

Plan de génie civil

plan de ferrailage étage -3-4-5-



Nota :
 1/ BETON DOSE A 350 kg/m³
 2/ ACIER F4E 40 F4E 24
 3/ Fc28 >= 280 bar.
 4/ Maçonnerie en brique Creuse.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaaya : TIZI OUZOU

Daira: TIZI OUZOU

Commune: TIZI OUZOU

PROJET: CONSTRUCTION EN R+5+ 2SSOL
 A USAGE D'HABITATION A TIZI OUZOU

Maitre de l'ouvrage

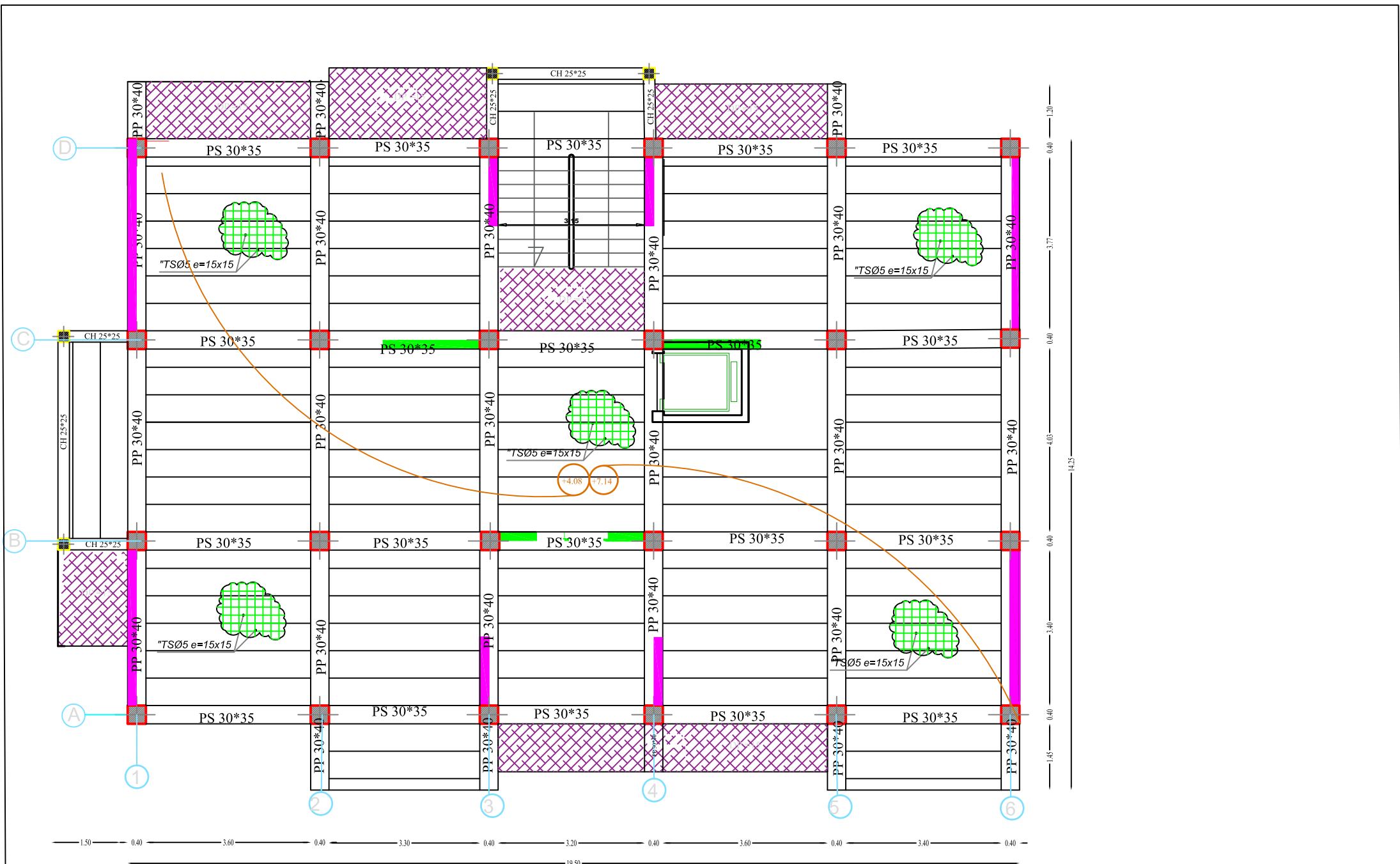
Date : septembre 2023

Plancher: 12

Echelle: 1/50
 1/25

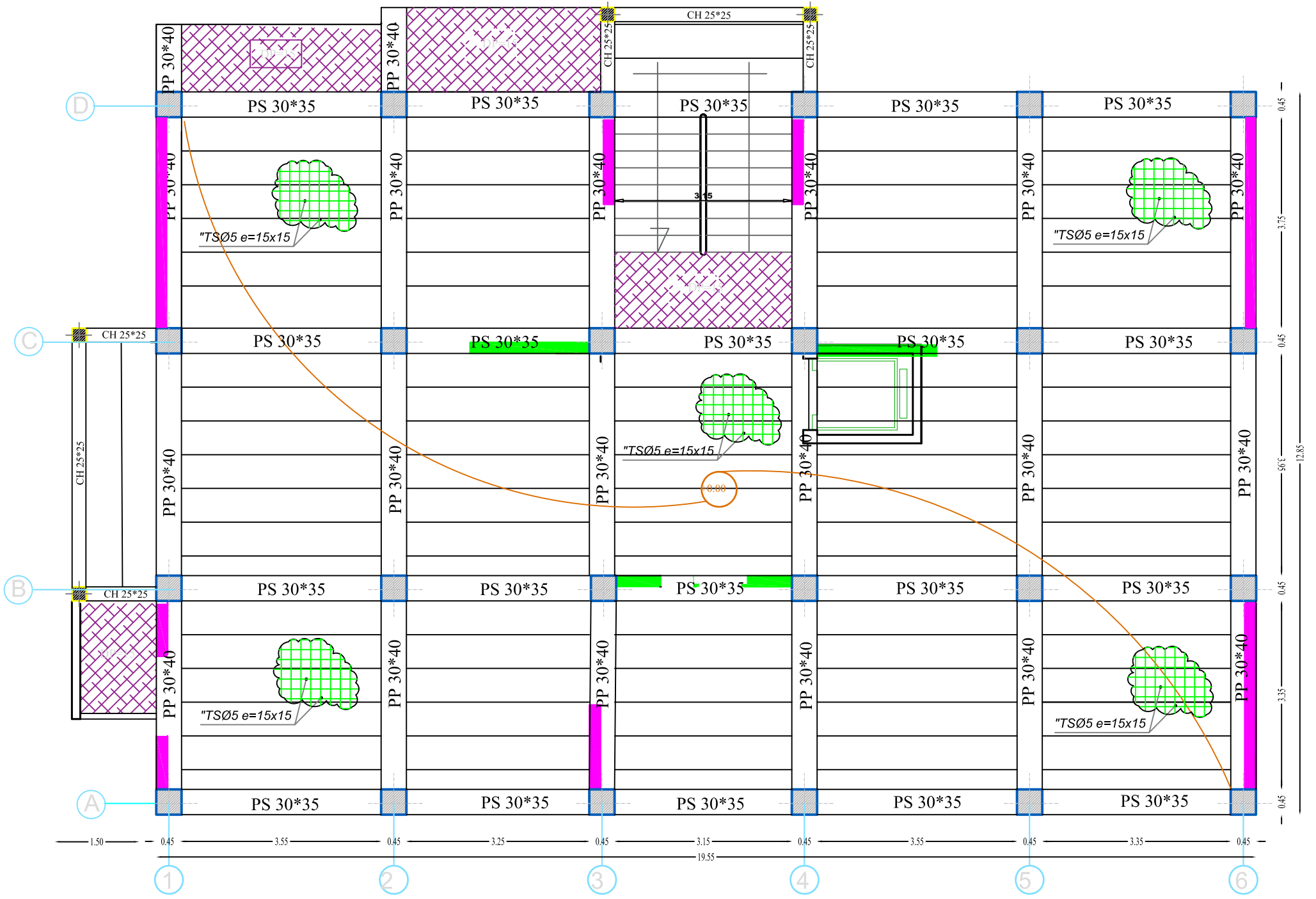
VISA:

coffrage et ferrillage étage 3,4,5



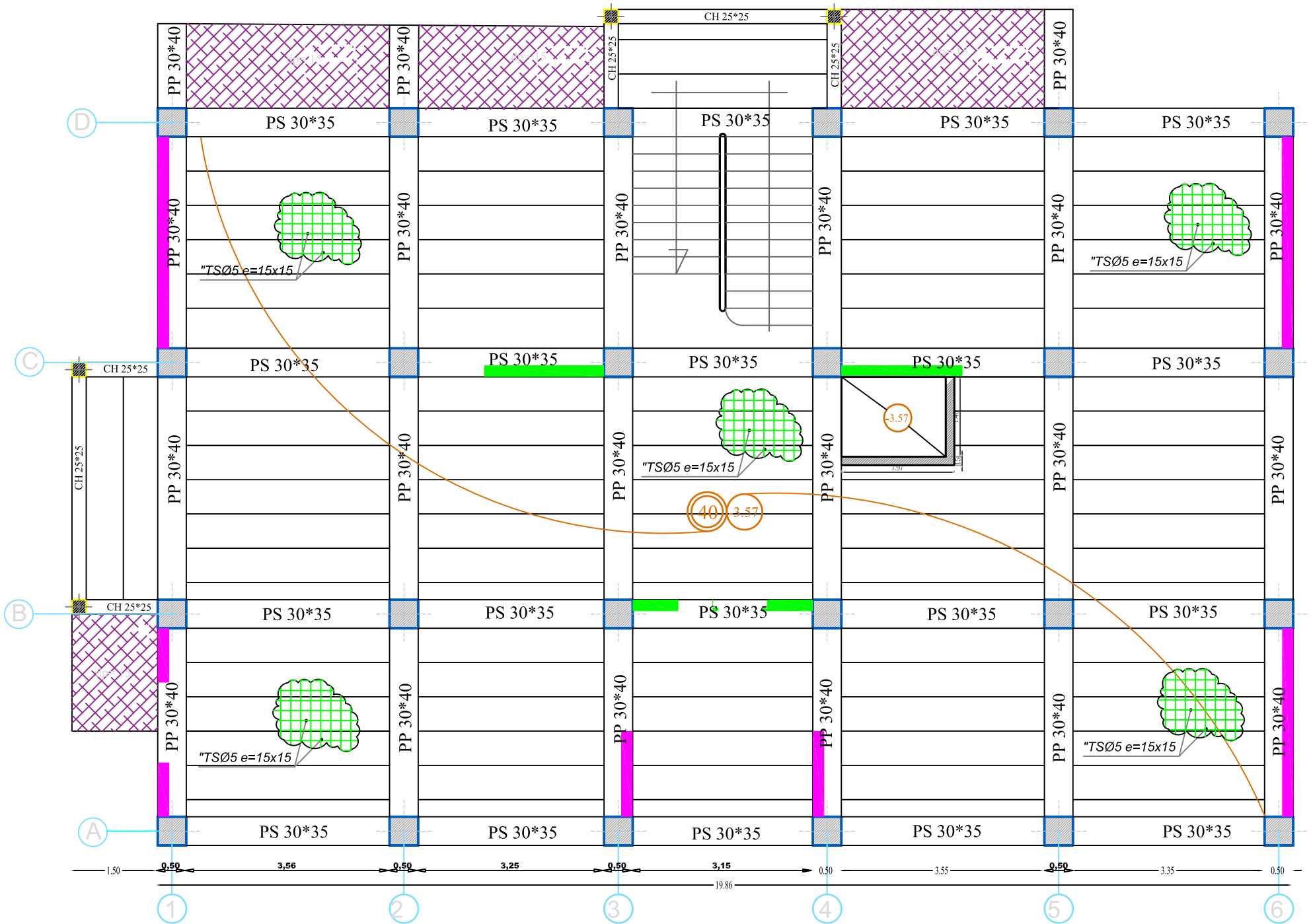
plan de ferrailage étage 1-2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
G E N I E R C I V I L	Wilaya : TIZI OUZOU	
	Dalra: TIZI OUZOU	
	Commune: Tizi Ouzou	
	PROJET: CONSTRUCTION EN R+5+ 2SSOL A USAGE D'HABITATION A TIZI OUZOU	
	Maitre de L'Ouvrage	
Date : septembre 2023	Planche: 11	Echelle: 1/50 1/25
VISA:	● coffrage et ferrillage etage 1.2.3	



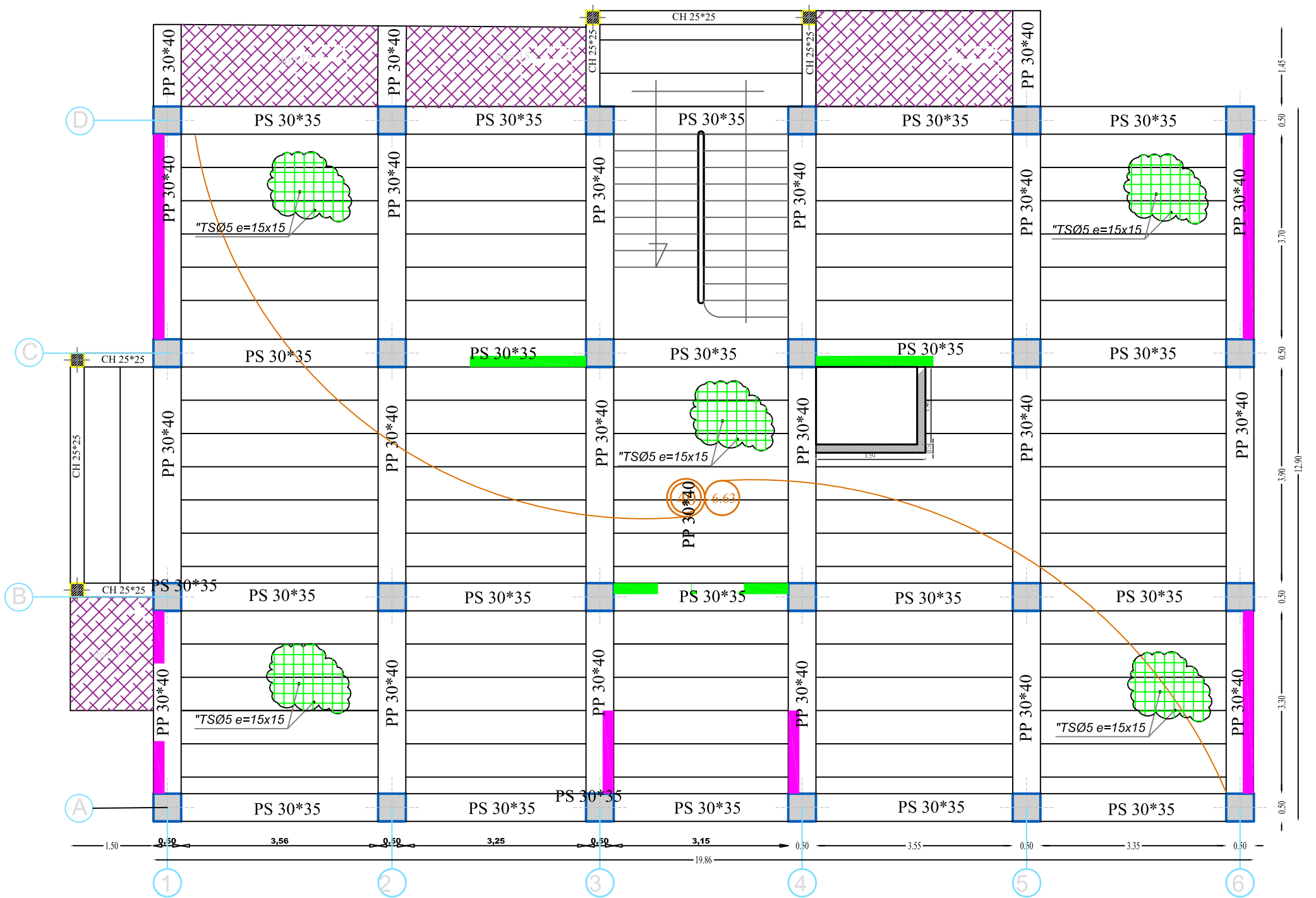
plan RDC

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
G E N E R A L I T E	Wilaya : TIZI OUZOU	
	Daira: TIZI OUZOU	
	Commune: Tizi Ouzou	
	PROJET: CONSTRUCTION EN R+5+ 2SSOL A USAGE D'HABITATION A TIZI OUZOU	
	Maitre de L'Ouvrage	
Date : septembre 2023	Planche: 10	Echelle: 1/50 1/25
VISA:	● coffrage et ferraillage rdc	



plan de l'entre sol 02

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
G E N E R A L E C H V E	Wilaya : TIZI OUZOU
	Daira: TIZI OUZOU
	Commune: Tizi Ouzou
	PROJET: CONSTRUCTION EN R+5+ 2SSOL A USAGE D'HABITATION A TIZI OUZOU
	Maitre de L'Ouvrage
	Date : septembre 2023
	Planche: 9
	Echelle: 1/50 1/25
VISA:	coffrage et ferraillage entre sol 2



plan de ferrailage l'entre sol01

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya : TIZI OUZOU

Daira: TIZI OUZOU

Commune:Tizi Ouzou

**PROJET: CONSTRUCTION EN R+5+ 2SSOL
A USAGE D'HABITATION A TIZI OUZOU**

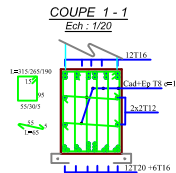
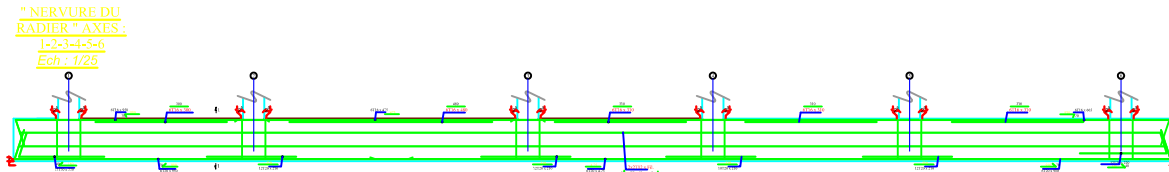
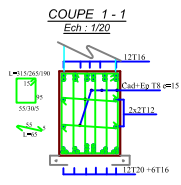
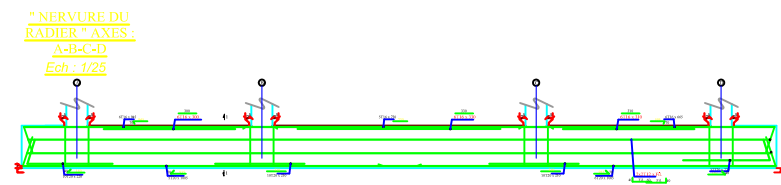
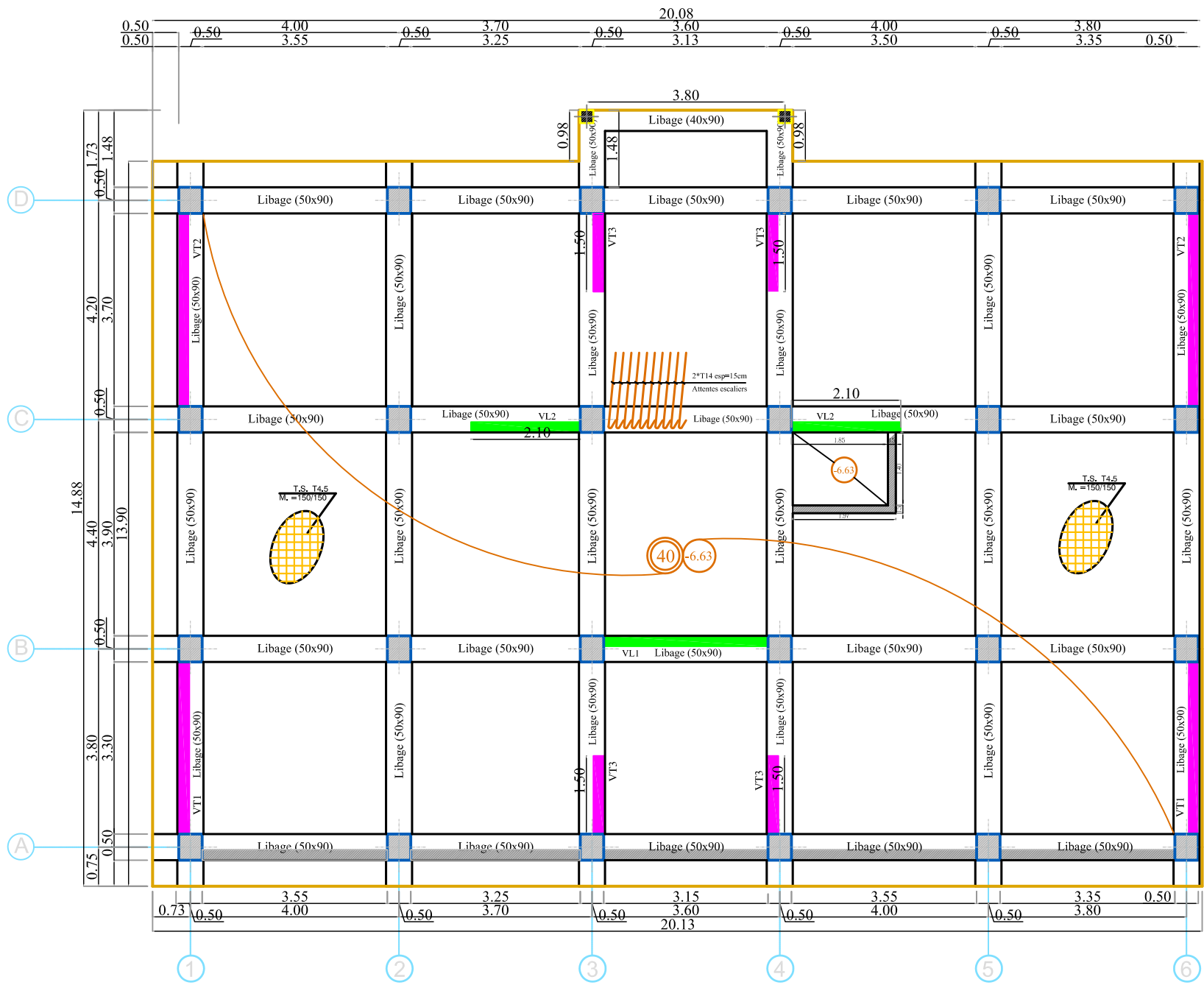
Maitre de L'Ouvrage

Date : septembre 2023 Planche: 08 Echelle: 1/50
1/25

G E N I E R C I V I L E

VISA:

coffrage et fereillage entre sol 1



plan de ferrailage fondation

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya : TIZI OUZOU

Daira: TIZI OUZOU

Commune:Tizi Ouzou

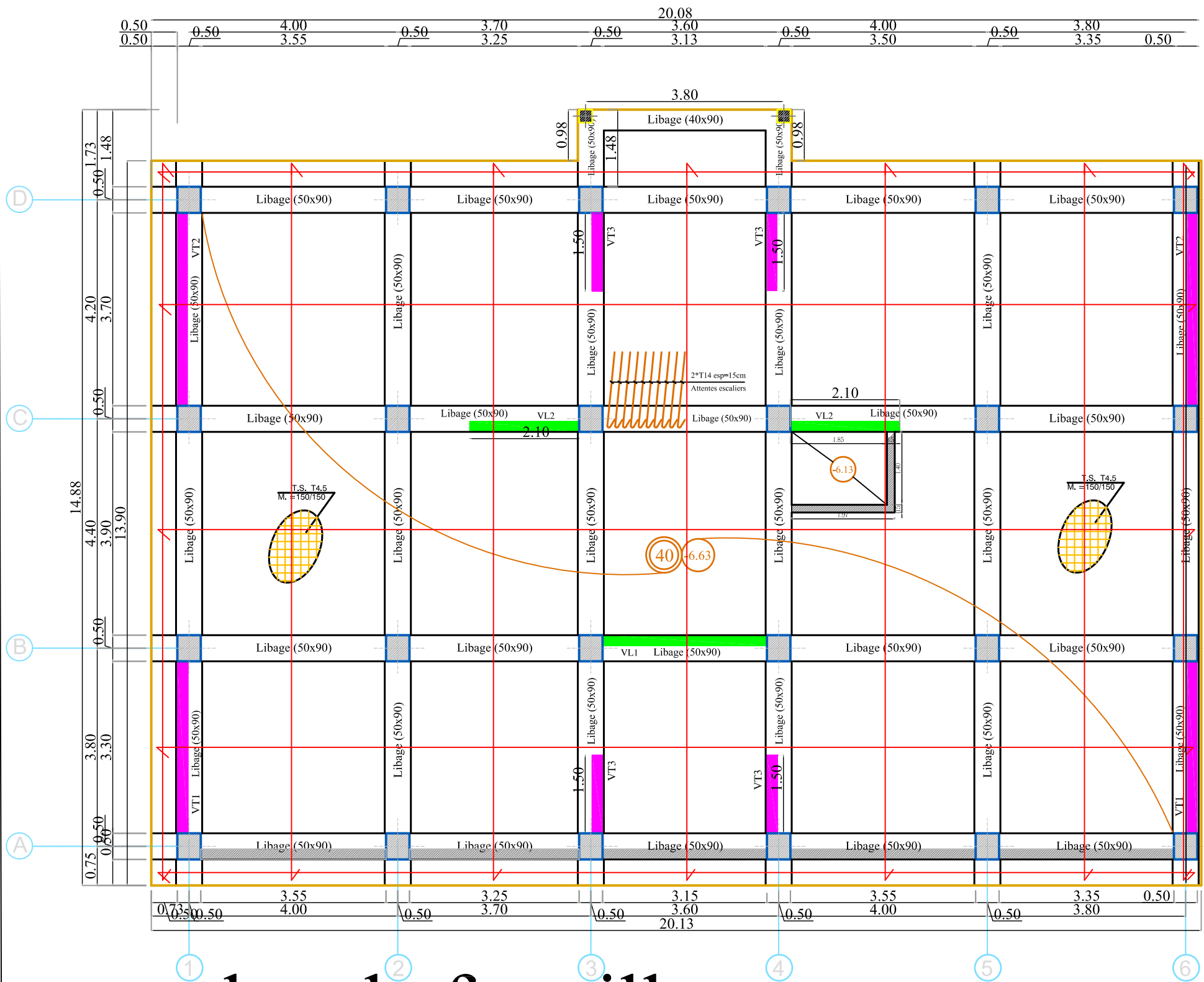
PROJET: CONSTRUCTION EN R+5+ 2SSOL A USAGE D'HABITATION A TIZI OUZOU

Maitre de L'Ouvrage

Date : septembre 2023 Planche: 01 Echelle:1/50 / 1/25

VISA:

coffrage et ferrillage fondation



plan de ferrailage nappe supérieure de radier

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya : TIZI OUZOU

Daira: TIZI OUZOU

Commune: Tizi Ouzou

**PROJET: CONSTRUCTION EN R+5+ 2SSOL
A USAGE D'HABITATION A TIZI OUZOU**

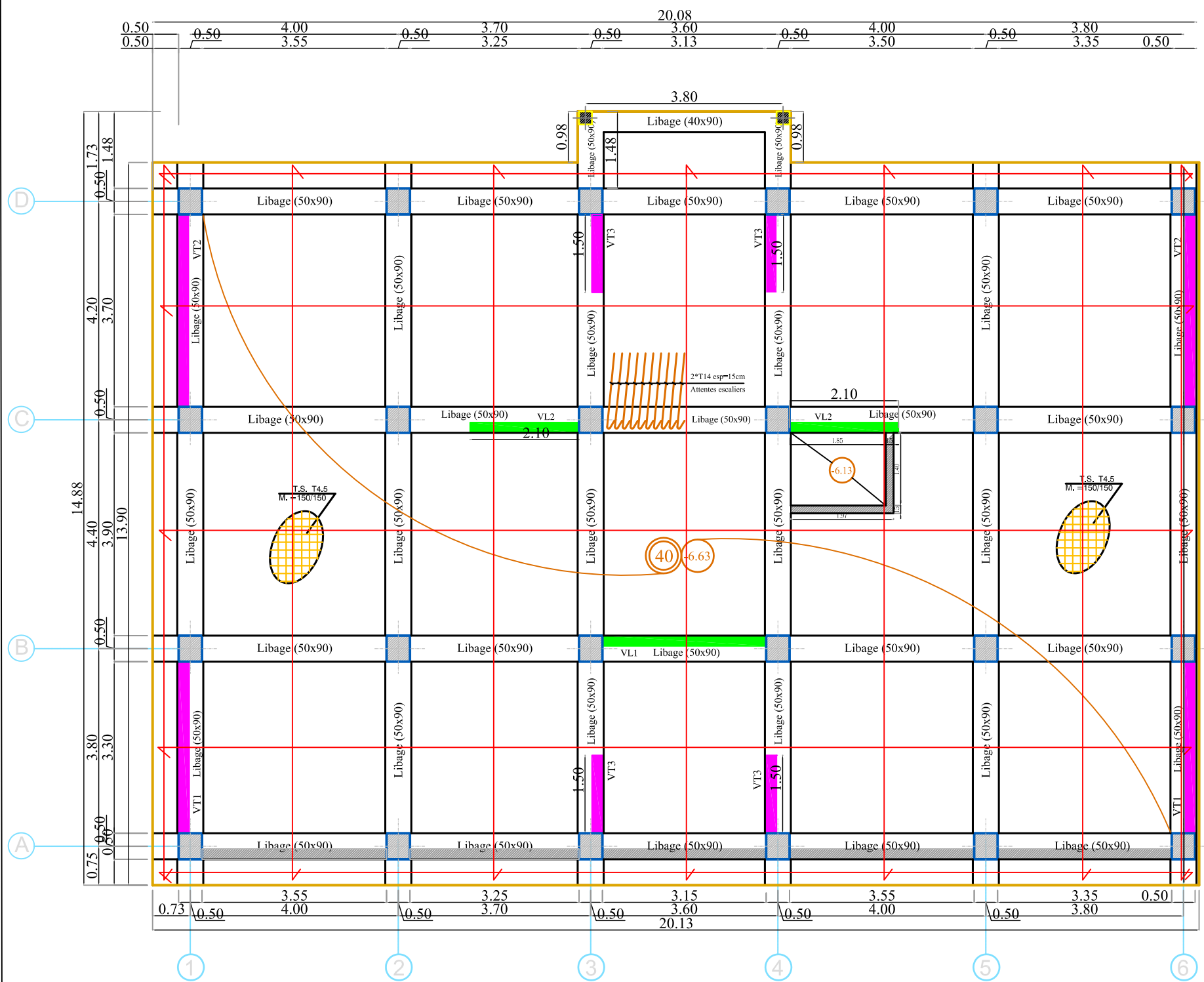
Maitre de L'Ouvrage

Date : septembre 2023 Planche: 02 Echelle: 1/50
1/25

G E N I V I L

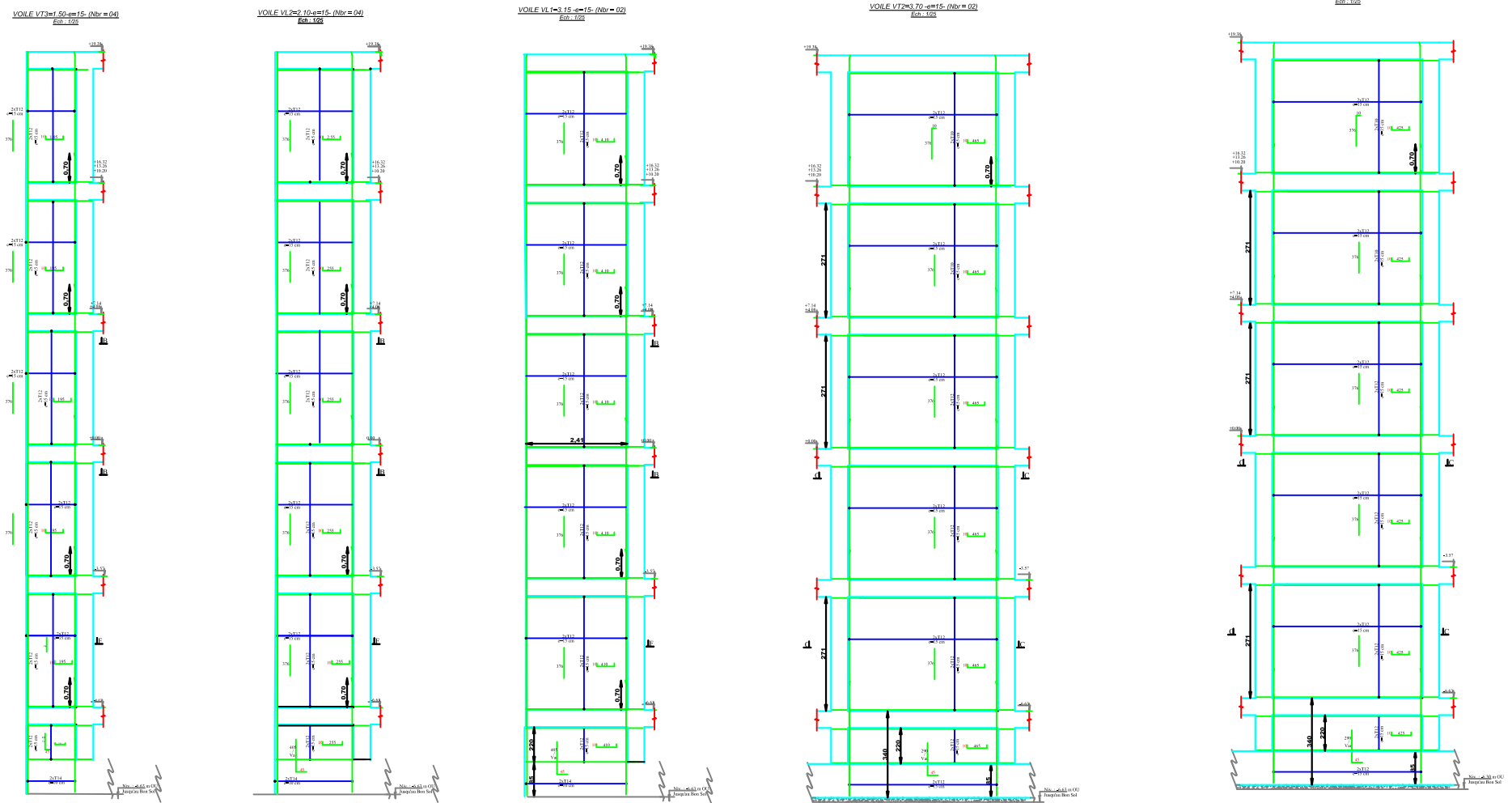
VISA:

coffrage et fereillage radier nappe supérieur

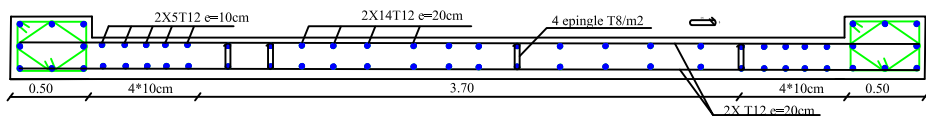


plan de ferrailage nappe inférieure de radier

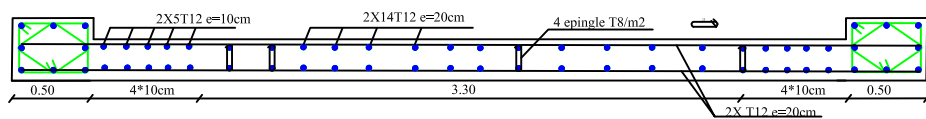
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
G E N I E C I V I L	Wilaya : TIZI OUZOU	
	Daira: TIZI OUZOU	
	Commune: Tizi Ouzou	
	PROJET: CONSTRUCTION EN R+5+ 2SSOL A USAGE D'HABITATION A TIZI OUZOU	
	Maitre de L'Ouvrage	
Date : septembre 2023	Planche: 03	Echelle: 1/50 1/25
VISA:	● coffrage et fereillage radier nappe inférieure	



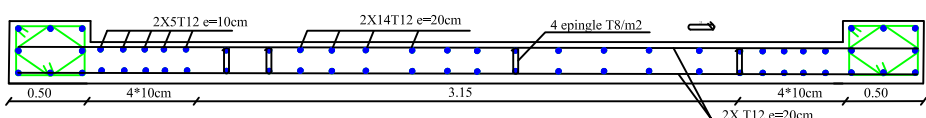
Ferrailage des voiles VT2
Ech 1/25



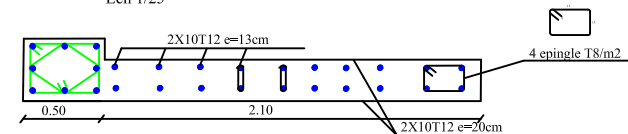
Ferrailage des voiles VT1
Ech 1/25



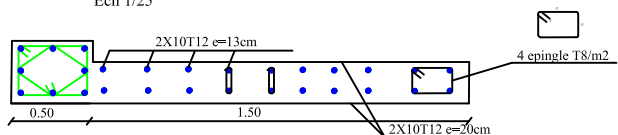
Ferrailage des voiles VL1
Ech 1/25



Ferrailage des voiles VL2
Ech 1/25

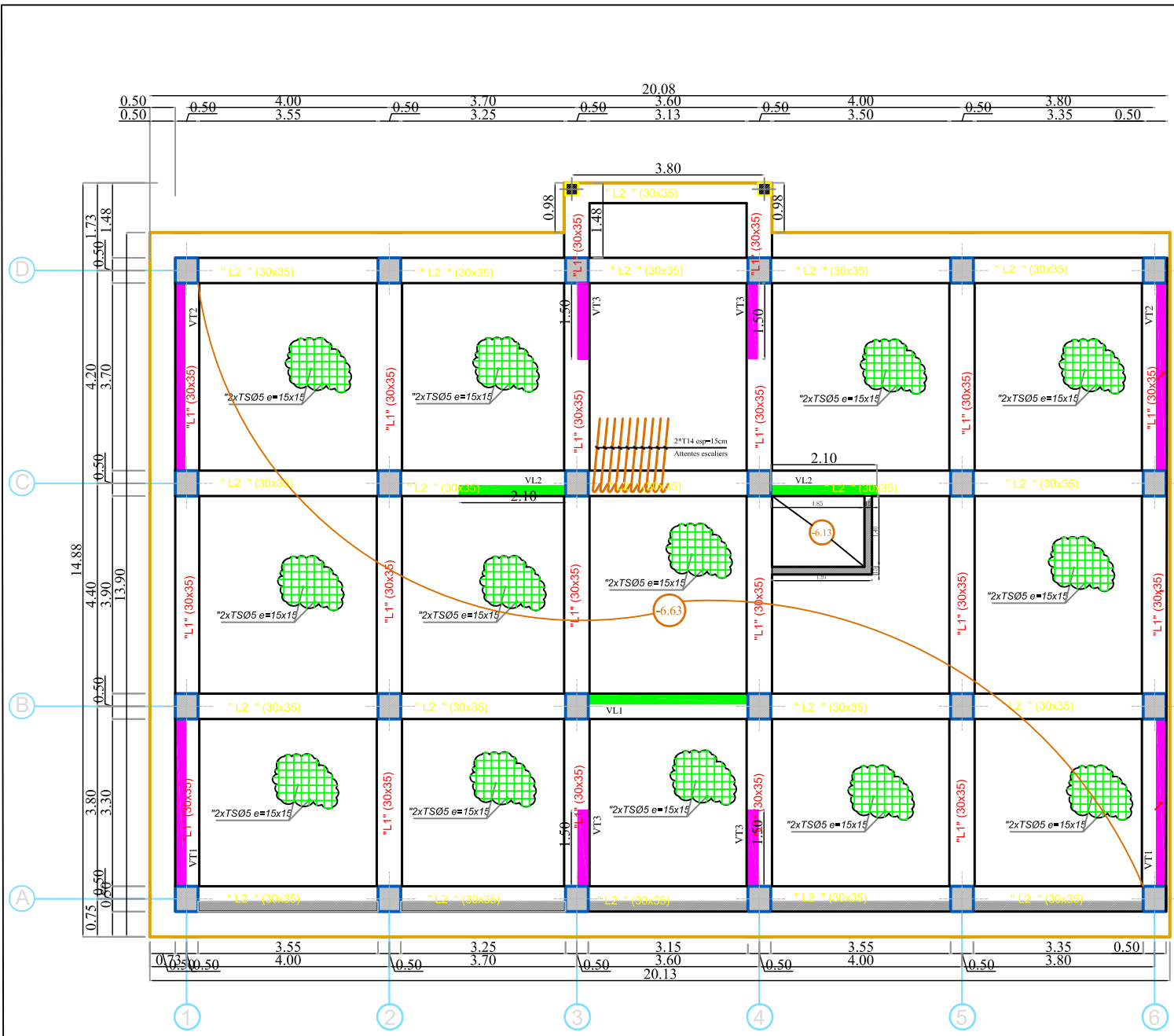


Ferrailage des voiles VT3
Ech 1/25

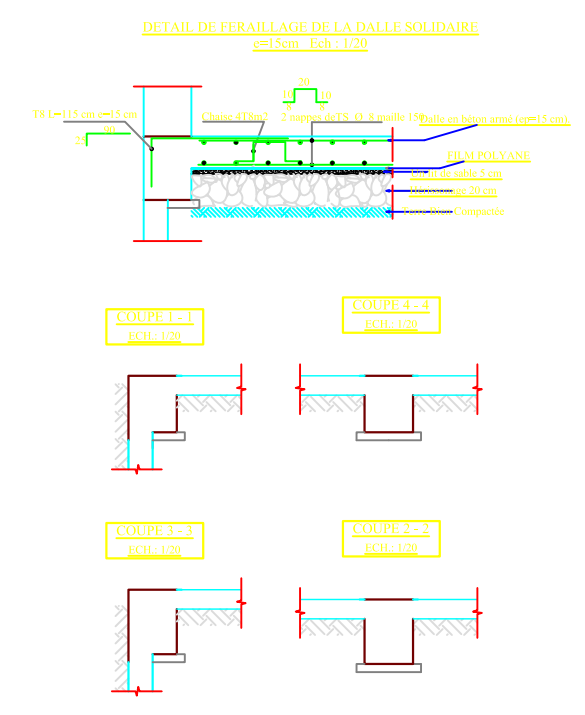


plan de ferrailage du voiles

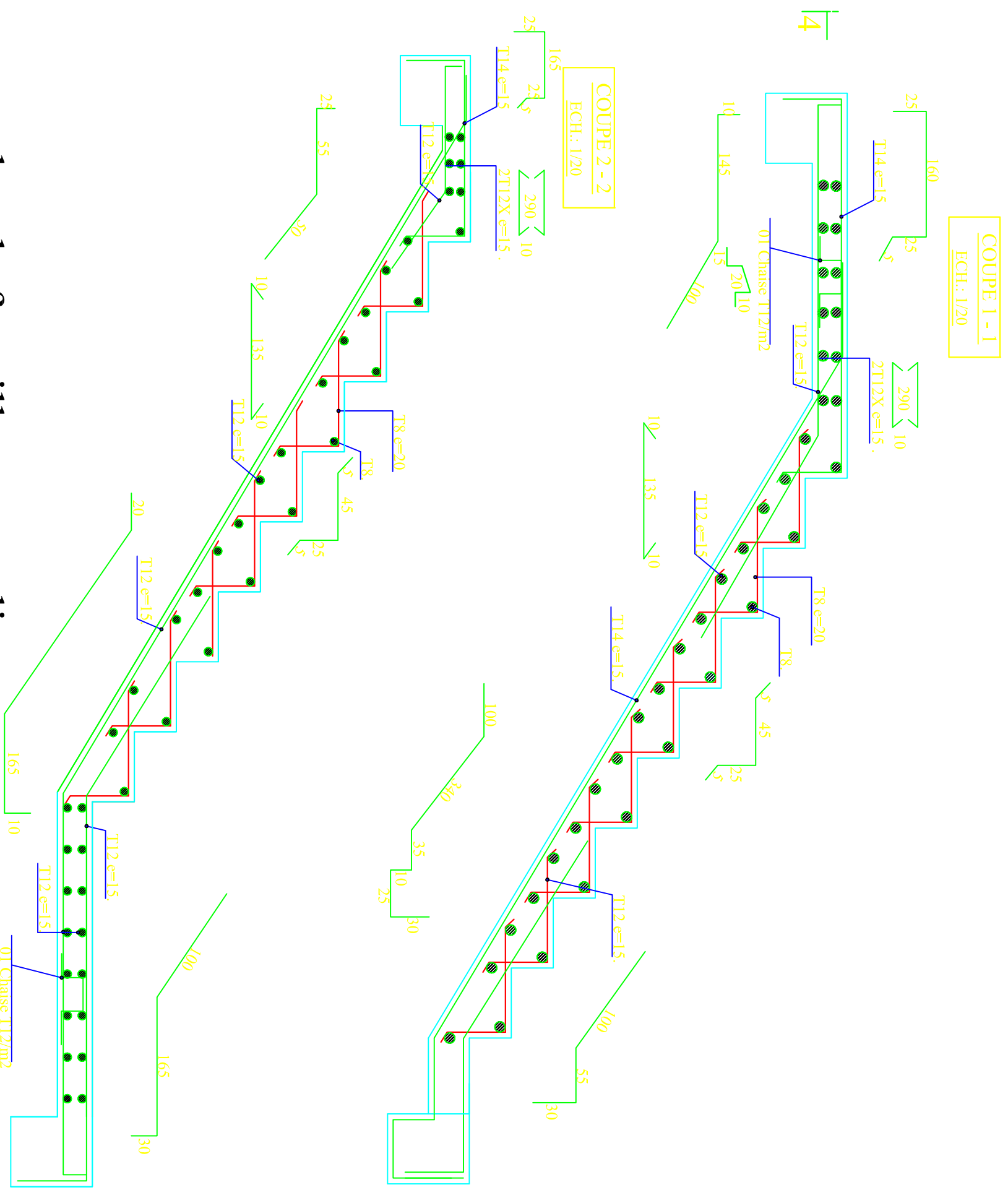
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Wilaya : TIZI OUZOU		
Daira: TIZI OUZOU		
Commune: Tizi Ouzou		
PROJET: CONSTRUCTION EN R+5+ 2SSOL A USAGE D'HABITATION A TIZI OUZOU		
Maitre de L'Ouvrage		
Date : septembre 2023	Planche: 17	Echelle: 1/50 1/25
VISA:	coffrage et ferrillage etage 3.4.5	



- COFFRAGE plate forme
Ech : 1/50.

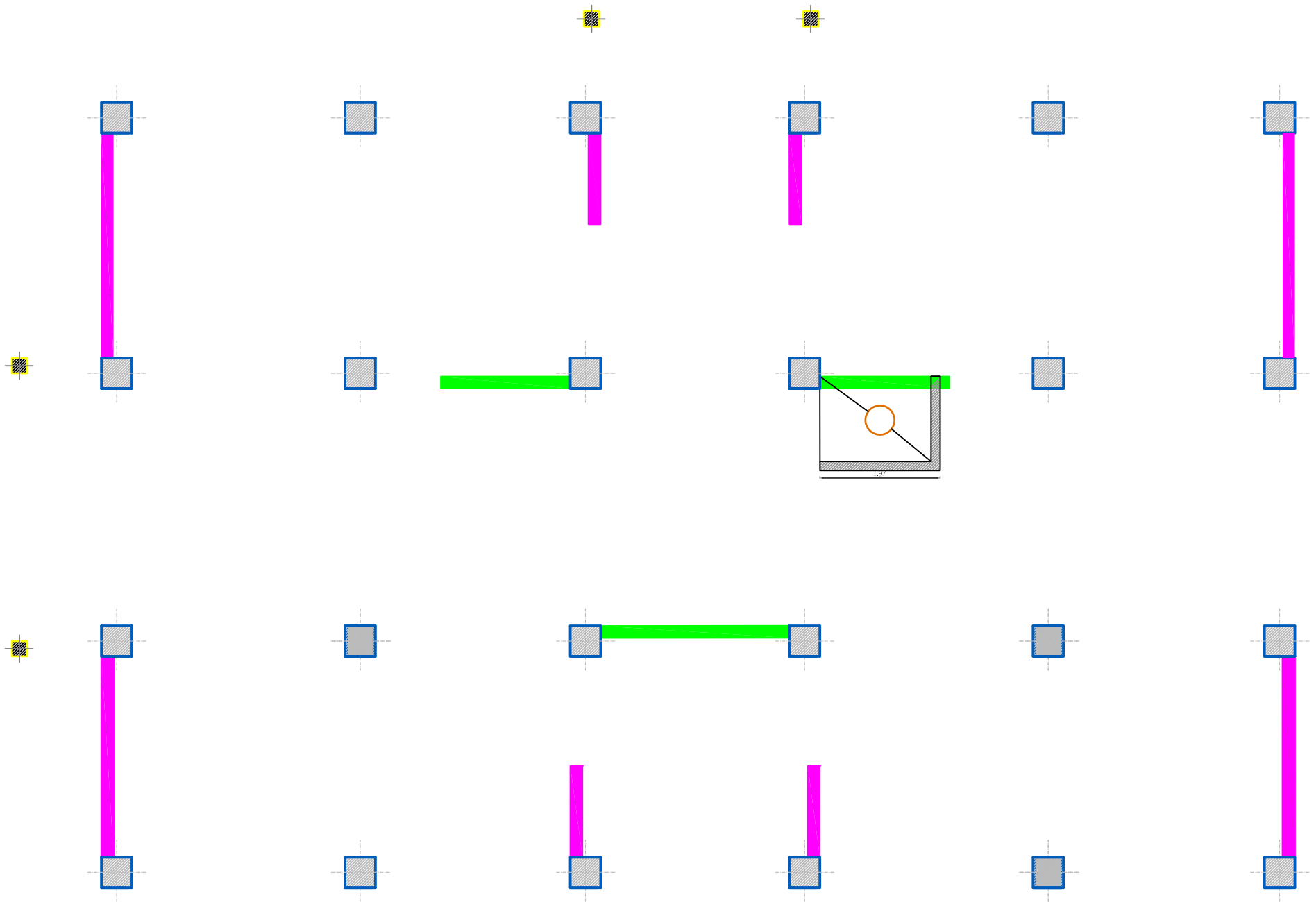


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
G E N E R A L C I V I L	Wilaya : TIZI OUZOU	
	Daira: TIZI OUZOU	
	Commune: Tizi Ouzou	
	PROJET: CONSTRUCTION EN R+5+ 2SSOL A USAGE D'HABITATION A TIZI OUZOU	
	Maitre de L'Ouvrage	
Date : septembre 2023	Planche: 06	Echelle: 1/50 1/25
VISA:	● coffrage et ferraillage plate forme	



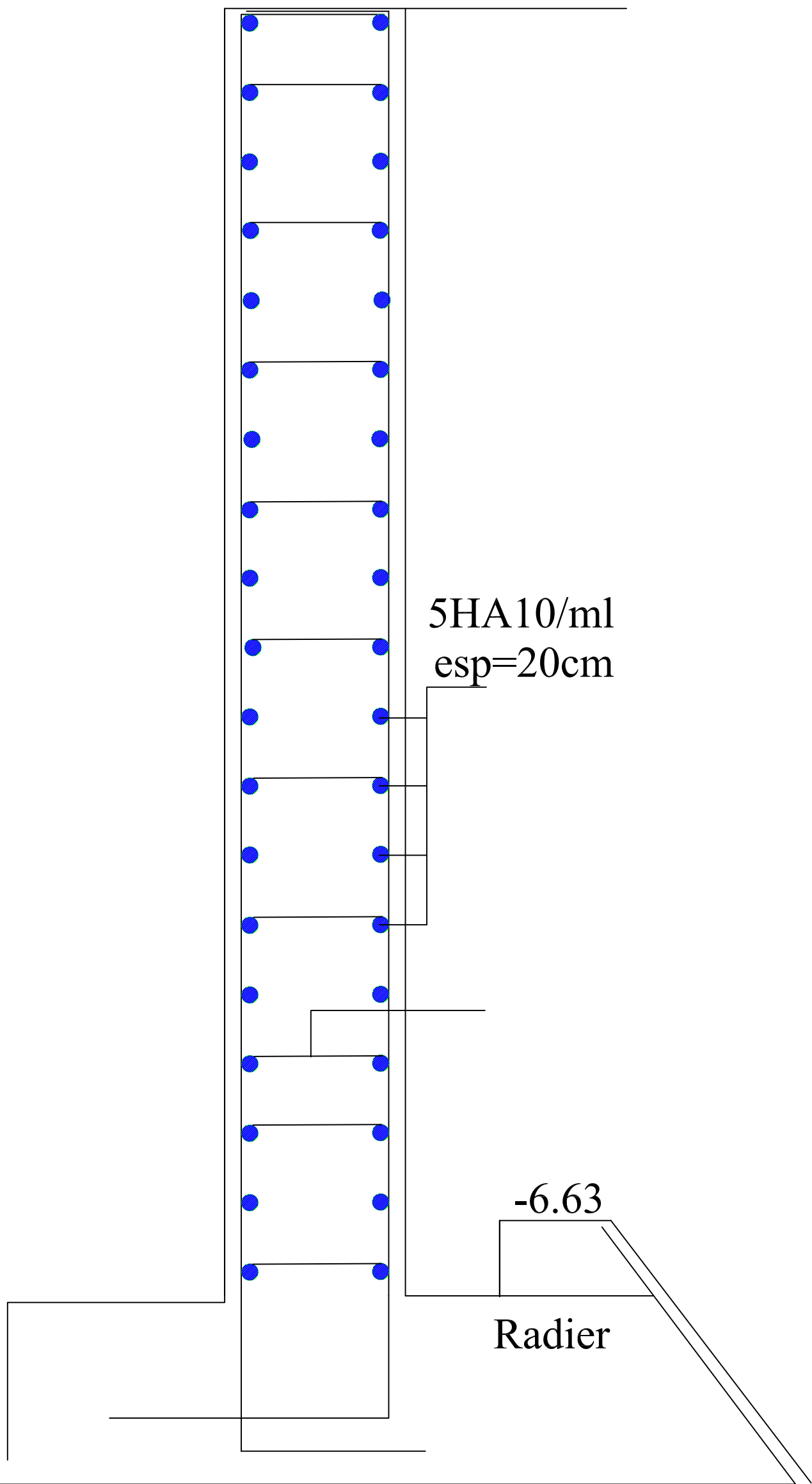
plan de ferrailage escalier

REPLY BLOQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
G E N T I V	
Village : TIZI OUZOU Dates : TIZI OUZOU Communes : TIZI OUZOU	
PROJET : CONSTRUCTION EN R.F.S 28801 A USAGE D'HABITATION A TIZI OUZOU	
Maître de l'ouvrage :	
Date : septembre 2023	Planche : 13
Echelle : 1/20 1/25	collage et ferrillage des escaliers
TSNV	



plan voile

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
G E N I E C I V I L	Wilaya : TIZI OUZOU	
	Daira: TIZI OUZOU	
	Commune:Tizi Ouzou	
	PROJET: CONSTRUCTION EN R+5+ 2SSOL A USAGE D'HABITATION A TIZI OUZOU	
	Maitre de L'Ouvrage	
Date : septembre 2023	Planche: 05	Echelle:1/50 1/25
VISA:	déposition des voiles	



5HA10/ml
esp=20cm

-6.63

Radier

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
G E N I E R C I V I L	Wilaya : TIZI OUZOU	
	Daira: TIZI OUZOU	
	Commune: Tizi Ouzou	
	PROJET: CONSTRUCTION EN R+5+ 2SSOL A USAGE D'HABITATION A TIZI OUZOU	
	Maitre de l'ouvrage:	
DATE : septembre 2023	Planche: 15	Echelle: 1/50 1/25
VISA:	<input checked="" type="checkbox"/> coffrage et ferrillage - poteaux principale <input type="checkbox"/> poteaux secondaire	

plan de ferrailage de mur plaque