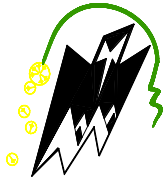


**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**



**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA COSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



mémoire fin d'étude

**POUR L'OBTENTION DU DIPLOME MASTER PROFESSIONNEL EN GENIE CIVIL
Option : CONSTRUCTIONS CIVILES ET INDUSTRIELLES**

Thème

***Etude d'un bâtiment (R+5 + entre sol + attique + charpente
en bois) à usage mixte contreventé par voiles Porteurs
avec l'application de Logiciel ETABS (9.7.0)***



Présenté par :

Mr : HAMMOUCHE Khaled

M^{lle} : LOUNIS Sara

Dirigé par :

M^{me} : KHELOUI Fatma

Promotion 2021/2022

Remerciements

Nous tenons à remercier dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir ce jour sans l'aide et l'encadrement de **Madame KHELOUI. F**, On la remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience et sa confiance, ses remarques et ses conseils.

Nous remercions également les membres des jurys qui nous ferons l'honneur de juger notre travail, afin de l'enrichir par leur proposition.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Enfin, Merci à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et d'avoir participé à faire de ces années, une expérience inoubliable et heureuse

Dédicaces

Je dédie ce travail a :

Ma très chère mère, ma raison de vivre, la lumière de mes jours qui éclaire mon chemin, la source de mes efforts, ma vie et mon bonheur que j'adore.

Mon cher père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de Sacrifices et de privation pour m'aider à avancer dans la vie.

Ma chère sœur **Lydia** et son mari **Meziane** ; et bien sur mes adorables sœurs **Chanez** et **Ouiza** sans oublié son mari **Khlifa** et mes neveux « Rahim ; Lounis ; Elina » qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et générosité.

Mon beau père et ma belle-mère et bien sur mes très chères belles sœurs (**Nacira ; Hakima ; Ouiza** et **Yasmina**) et mes beaux-frères (**Tahar ; Samir et Hassene ; Ahmed ; Hamid et Djamel** qui nous a quitté très tôt que dieu l'accueil dans son vaste paradis) et leurs enfants .

Mon cher binôme et fiancé **Khaled** qui m'a toujours soutenue du mieux

Qu'il pouvait et qui a cru en moi.

Aux personnes qui m'ont toujours encouragé et aidé mes chères copines

Zahra et sa famille sans oublier mes chers Idas et Salas ; Nacira et sa fille Alicia ; Sarah et Souad

Ma très chère grand-mère qui nous a quittés tôt, je voulais tellement que tu partage

Avec moi ma joie et ma réussite « dieu t'accueille dans son vaste paradis **dadi** »

A toute la promotion Master 2 professionnelle (CCI 2021-2022)

Je vous dédie ce travail en vous souhaitant un avenir radieux.

Tous les gens qui ont cru en moi et qui me donnent l'envie d'aller en avant, je vous remercie tous.

LOUNIS SARA

Dédicaces

Je dédie ce travail a :

A ma chère mère,

A mon cher père,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir

Et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mes frères, Tahar ; Samir et Hassene,

A mes chères sœurs Nacira , Hakima , Ouiza et Yasmina,

Les maris de mes sœurs **Hamid ; Ahmed .et Djamel** qui nous a quitté tôt paix a ton âme tu resteras
toujours dans nos cœurs

A mes neveux Inés, Nabil, Hana ; Dana ; Miçipsa, Melissa et Alicia

Pour le soutien moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A ma chère binôme et fiancée **Sara et sa famille**, qui m'a toujours soutenue du mieux qu'il
pouvait et qui a cru en moi.

Pour leurs indéfectibles soutiens et leurs patiences infinies.

A tous mes amis

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

A tous mes amis de promotion,

Toute personne qui occupe une place dans mon cœur.

HAMMOUCHE KHALED

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Les listes de figures

Les listes des tableaux

Les notions et symboles

Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Introduction	1
I.1) Présentation de l'ouvrage	1
I.2) Caractéristique géométrique de l'ouvrage	2
I.3) Elément constitutifs de l'ouvrage	2
I.3.1) Superstructure	2
I.3.1.1) Ossature	2
I.3.1.2) Les plancher	2
I.3.1.3) Maçonnerie	3
I.3.1.4) Revêtements	4
I.3.1.5) Les escaliers	4
I.3.1.6) La toiture	5
I.3.2) L'infrastructure	6
I.3.2.1) Les fondations	6
I.4) Le système de coffrage	6
I.5) Règlement utilisé et norme de conception	6
I.6) la contrainte limite	7
I.7) caractéristique mécanique des matériaux	7

Sommaire

I.7.1) Le béton	8
I.7.1.1) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton.....	9
I.7.1.2) Contraintes limites	10
I.7.2) Les Aciers	15
I.7.2.1) Caractéristiques physiques et mécaniques des aciers utilisés	16
I.7.2.2) Contraintes limites	16

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

Introduction	20
II.1) Pré-dimensionnement des planchers	20
II.1.1) Planchers en corps creux	20
II.1.2) Dalles pleines	21
II.2) Pré-dimensionnement des poutres	23
II.2.1) Les poutres principales	24
II.2.2) Les poutres secondaires	25
II.2.3) La poutre palière.....	26
II.2.4) La poutre inclinée de la charpente.....	27
II.3) Pré-dimensionnement des voiles	27
II.4) Pré-dimensionnement des poteaux	29
II.4.1) Détermination des charges permanente et charges d'exploitation	31
II.4.1.1) Charges permanentes (G)	31
II.4.1.2) Charges d'exploitation (Q	35
II.4.2) Charge et surcharges revenant au poteau le plus sollicité	36
II.4.3) Loi de dégression des surcharges	39
II.4.4) Vérification des règles du RPA 99/2003	42

Sommaire

II.4.5) Vérification de la résistance des poteaux au flambement	43
Conclusion	45

Chapitre III: Calcul des éléments

Introduction	46
III.1) Calcul de l'Acrotère	46
III.1.1) Calcul à l'ELU	47
III.1.2) Ferrailage de l'acrotère	49
III.1.2.1) Calcul des armatures a l'ELU	50
III.1.3) Vérification a l'ELU	52
III.1.4) Vérification a l'ELS	54
III.1.5) Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99 art623)	55
III.2) calcul des planchers en corps creux	56
III.2.1) calcul et ferrailage de la dalle de compression	57
III.2.2) calculs des poutrelles a l'ELU	58
III.2.3) Choix de la méthode de calcul	63
III.2.4) ferrailage de la poutrelle a l'ELU	81
III.3) Balcons a dalle pleine	91
III.3.1) dimensionnement	91
III.3.2) détermination des charges	92
III.3.3) combinaison des charges	92
III.3.4) Les poutres palières de l'étage courant	93
III.3.4.1) ferrailage a l'ELU	93
III.3.4.2) vérification a l'ELU	94
III.3.4.3) Vérification a l'ELS	95

Sommaire

III.4) Calcul des escaliers..	97
III.4.1) définition	97
III.4.2) escalier 1er étage vers les étages supérieur	97
III.4.2.1) Dimensionnement des escaliers	97
III.4.2.2) Détermination des charges et surcharges	99
III.4.2.3) Combinaison des charges	100
III.4.2.4) étude des paillasse et des paliers	101
III.4.2.5) Vérification a l'ELU	106
III.4.2.6) Vérification a l'ELS	112
III.5) Calcul de la poutre palière	116
III.5.1) les poutres palière des étages courant	116
III.5.1.1) étude de la poutre palière	116
III.5.1.2) Evaluation des charges	116
III.5.1.3) calcul a l'ELU	116
III.5.1.4) vérification a l'ELU	118
III.5.1.5) calcul a l'ELS.....	121
III.5.1.6) vérification a l'ELS	123
III.6) calcul de la charpente	126
III.6.1) Détermination des charges et surcharges	126
III.6.2) Détermination des efforts revenant aux différents éléments a l'ELU	127
III.6.3) Dimensionnement des éléments de la charpente	128.

Chapitre IV : Modélisation et vérification à l'RPA

Introduction	137
--------------	-----

Sommaire

IV.1) choix de la méthode de calcul	137
IV.2) Manuel d'utilisation de l'Etabs	138
IV .3) détermination des paramètres de spectre de réponse de calcul.....	145
IV.4) vérification des exigences de RPA modifié 2003	150
V.4.1) nombre de mode a retenir	150
V.4.2) vérification de la période	151
IV.5) étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement	152
IV.6) Caractéristique géométrique de la structure	156
IV.6.1) Vérification de l'excentricité	156
IV.7) Justification du système de la sécurité	157
IV.7.1) Justification vis -a vis des déformations	157
IV.6.2) Justification de l'effet P- Δ	158
Conclusion	159

Chapitre V : ferrailage des éléments structuraux

V.1) ferrailage des poteaux	160
V.1.1) Introduction	160
V.1.2) recommandation RPA	160
V.1.2.1) Hypothèse de calcul	161
V.1.2.2) Calcul de ferrailage	164
V.1.2.3) vérification a l'ELU	165
V.1.2.4) Vérification ELS	167
V.2) ferrailage des poutres	168
V.2.1) Introduction :	168
V.2.2) recommandation RPA:	168

Sommaire

V.2.2.1) Hypothèse de calcul	168
V.2.2.2) calcul de ferrailage	169
V.2.2.3): vérification l'ELU	171
V.2.2.4) vérification a l'ELS	172
V.3) ferrailage des voiles	173
V.3.1) Introduction	173
V.3.2) exposé de la méthode de calcul	174
V.3.2.2) calcul de ferrailage	174
V.3.2.3) vérification a ELS	176

Chapitre VI : Etude du mur Plaque

Introduction	178
VI.1) Pré-dimensionnement du mur plaque	178
VI.1.1) Méthode de calcul	178
VI.1.2) Calcul des sollicitations	179
VI.1.3) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m	181
VI.2)calcul de ferrailage du mur plaque	181
VI.2.1) Identification des panneaux :	182
VI.2.2) Calcul à l'ELU:	182
VI.2.3) correction des moments	182
VI.3) ferrailage	183
VI.3.1) calcul a l'ELU	184
VI.3.2) Correction des moments	184
VI.3.3) Ferrailage	185
VI.3.4) recommandation RPA	185.

Sommaire

VI.3.5) vérification ELU	185
VI.3.1) Vérification ELS	187
VI.3.2) Correction des moments panneau 1	187
VI.3.3) vérification des contraintes panneau 1	187
VI.3.4) correction des moments panneau 2	189.
VI.3.5) vérification des contrainte panneau 2	189
Conclusion	190.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Introduction	192
VII.1) Choix du type de fondation	192
VII.2) Étude du sol	193
VII.3) dimensionnement	193
VII.3.1) Semelles isolées sous poteaux	193
VII.4) semelle filante	194
VII.4.1) semelle filante sous voiles	194
VII.4.2) semelle filante sous poteaux	195
VII.4.3) calcul de la semelle	197
VII.5) calcul des armatures	201
VII.6) vérification ELU	202
VII.7) Ferrailage de la semelle :	203
VII.8) Ferrailage de la longrine	204
VII.9) Les armature de peau	205

Conclusion générale

Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Figure I. 1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.	3
Figure I. 2 : Murs intérieurs et extérieurs	4
Figure I. 3 :schéma descriptif de la toiture	5
Figure I. 4 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.	11
Figure I. 5 :Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.....	13
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation d'acier	17

Chapitre II: Prè-dimensionnement des éléments

Figure II. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	20
Figure II. 2 : pré dimension des poutres principale	24
Figure II. 3 :. pré dimension des poutres secondaire.....	25
Figure II. 4 :coupe d'un voile en élévation	28
Figure II. 5 : coupe verticale de type de voile en plan (RPA99/version 2003).....	28
Figure II. 6 : vue de la toiture.....	31
Figure II.7 : coupe du plancher d'étage d'une paillasse	32
Figure II.8 : vue d'un palier d'une paillasse.....	32
Figure II.9 : Mur extérieur	34
Figure II.10 : Mur intérieur	34
Figure II.11 : surface d'influence du poteaux plus sollicité	36
Figure II .12 : surface d'influence de la toiture	37
Figure II.13 : dégression des surcharges	39

Chapitre III: Calcul des éléments

Figure III. 1 coupe schématique de l'acrotère	47
Figure III. 2 : diagramme des efforts interne	48
Figure III. 3 : Section rectangulaire soumise a une flexion composée.	49
Figure III. 4 : Schéma statique de la section de l'acrotère	50
Figure III. 5 : schéma de treillis soudé	58
Figure III. 6 : coupe transversale de la poutrelle.....	59
Figure III. 7 : les dimensions de la poutre	60
Figure III. 8 :surface revenant aux poutrelles	60

Liste des figures

Figure III. 9 : diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)	65
Figure III. 10 : schéma statique de la 1ère poutrelle	66
Figure III. 11 : diagramme des moments fléchissant l'ELU	69
Figure III. 12 :diagramme des efforts tranchant a l'ELU	71
Figure III. 13 : Diagrammes des moments fléchissant ELS	74
Figure III. 14 : Diagrammes des efforts tranchants ELS	75
Figure III. 15 : Schéma statique de la 2eme poutrelle	75
Figure III. 16 : diagramme des moments fléchissant ELU.	77
Figure III. 17 : diagramme des efforts normal ELS	78
Figure III. 18 : Diagrammes des moment fléchissant l'ELS	79
Figure III. 19 : diagramme des efforts tranchant a l'ELS	80
Figure III. 20 : Section des poutre en T.....	89
Figure III. 21 : Coupe schématique du ferrailage de plancher	91
Figure III. 22 : Schéma statique du balcon.....	92
Figure III. 23 : coupe verticale détaillant la liaison balcon-poutre de rive	92
Figure III. 24 : Schéma statique de section rectangulaire	94
Figure III. 25 : ferrailage des balcons en dalle pleine	97
Figure III. 26 : Schéma statique de l'escalier.....	97
Figure III. 27 : schéma statique de l'escalier	99
Figure III. 28 : schéma statique de calcul de 1ere volée a l'ELU de l'escalier	101
Figure III. 29: Diagrammes des efforts interne a l'ELU de l'escalier	104
Figure III. 30 : Schéma statique de calcul de 1er volée a l'ELS	109
Figure III. 31 : diagramme de l'effort interne a l'ELU l'escalier.....	112
Figure III. 32 : schéma ferrailage de l'escalier étage courant	117
Figure III. 33 :diagramme des efforts tranchant et du moment fléchissant a l'ELU.....	119
Figure III. 34 : Diagrammes des efforts tranchant et du moment fléchissant l'ELS	124
Figure III. 35 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	126
Figure III. 36 : Disposition des chevrons sur les pannes	132

Chapitre IV: Modélisation et vérification selon les exigence de l'RPA

Figure IV. 1 : Géométrie de la base	139
Figure IV. 2: modifications des longueurs de trames suivant x-x et y-y.	140

Liste des figures

Figure IV. 3 : modification des hauteurs d'étage	140
Figure IV. 4 : fenêtre représente la structure en 3D et 2D	141
Figure IV. 5 : Introduction des propriétés mécanique de béton	141
Figure IV. 6 : les dimensionnements des éléments	142
Figure IV. 7 : dimensionnement des dalles pleines et voiles et du plancher corps creux	143
Figure IV. 8: Résultats après dessin de tous les cas des éléments plaque	143
Figure IV. 9 : définitions des charges G et Q	144
Figure IV. 10 : spectre de réponse.....	144
Figure IV. 11 : définitions des charges Ex et Ey	146
Figure IV. 12 : Introduction des combinaisons d'action	147
Figure IV. 13 : encastrement des appuis	148
Figure IV. 14 : définitions des diaphragmes	149
Figure IV. 15 : le model final en 3D	149
Figure IV. 17 : disposition des voiles	150

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Figure V. 1 : schéma statique d'une section simplement armée	169
Figure V. 2 : schéma statique d'une section doublement armée	169

Chapitre VI : Etude du mur Plaque

Figure VI.1 : schéma statique de mur plaque	178
Figure VI. 2 : Diagramme des contraintes à l'ELU.	179
Figure VI. 3 : diagramme des contraintes a l'ELS.	180
Figure VI.4 : schéma statique du ferrailage de mur plaque	183
Figure VI.5 : schéma statique de ferrailage mur plaque	191

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII. 1: semelle isolée	193
Figure VII. 2: Diagramme des moments aux appuis et en travée	201

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I. 1 les valeurs de K en fonction d'ordre de risque.	10
Tableau I. 2 Caractéristique d'acier.	15

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II. 1 : vérification des dimensions des poutres principales.	24
Tableau II. 2 : vérification des dimensions des poutres secondaires	25
Tableau II. 3 : vérifications des poutres palières	26
Tableau II. 4 : Charge permanente de la toiture	31
Tableau II. 5 : Charge permanente de plancher étage courant.	32
Tableau II. 6 : Charges permanente du palier.	33
Tableau II. 7 : charge permanente de la paillasse	33
Tableau II. 8 : Charges permanente de la dalle pleine balcon	34
Tableau II. 9 : charge permanente des murs extérieurs	35
Tableau II. 10 : charge permanente des murs intérieurs.	35
Tableau II. 11 : charge d'exploitation	35
Tableau II. 12 : poids propre des éléments.....	38
Tableau II.13 : charges d'exploitation linéaire	38
Tableau II.14 : sections des poteaux	41
Tableau II.15 : vérification des sections des poteaux selon RPA99/2003	43
Tableau II.16 : vérification de la résistance des poteaux en flambement	44
Tableau II.17 : dimensions des section trouvées	45

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III. 1: Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	64
Tableau III. 2: charge permanente de garde-corps.....	92
Tableau III. 3: Calcul de la charge permanente du palier.	100
Tableau III. 4: Calcul de la charge permanente de la paillasse.	100
Tableau III. 5: Combinaison de charges à L'ELU et L'ELS.....	101

Liste des tableaux

Chapitre IV : Modélisation et vérification selon les exigences de l'RPA

Tableau IV. 1 : Nombre de mode	150
Tableau IV. 2 : vérification de la force sismique statique et dynamique.	154
Tableau I V. 3 : vérification de l'effort normal aux niveau des poteaux	156
Tableau IV. 4 : Vérification de l'excentricité.	156
Tableau IV. 5 : Vérification des déplacements inter-étage le sens x-x ; y-y.	158
Tableau IV. 6 : Vérification des effets P- Δ dans le sens X-X . Y-Y.	159
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux	
Tableau V. 1 : Les recommandations RPA	161
Tableau V. 2 : résultats ferrailage des poteaux ELU sens x-x	164
Tableau V. 3 : résultats de ferrailage des poteaux à l'ELU sens y-y	164
Tableau V. 4 : vérification de la quantité d'armature transversal.	165
Tableau V. 5 : détermination des zones nodales.	166
Tableau V. 6 : Vérification des contraintes tangentielle	166
Tableau V. 7 : Vérification des contrainte ELS sens x-x	167
Tableau V. 8 : Vérification des contraintes ELS sens y-y	167
Tableau V. 9 : les recommandations RPA.	168
Tableau V. 10 : Résultats de ferrailage des poutres a l'ELU.	170
Tableau V. 11 : Vérification des contraintes.....	172
Tableau V.12 : résultats de ferrailage des voiles de 1.25 m	177
Tableau V.13 : résultats de ferrailage des voiles de 1 m	177
Tableau V.14 : résultats de ferrailage des voiles de 0.8 m	178
Tableau V.15 : résultats de ferrailage des voiles de 4.4 m	178

Chapitre VI : Etude du mur Plaque

Tableau VI. 1 : Ferrailage du mur plaque. Panneau 1	183
Tableau VI. 2 : Ferrailage du mur plaque. Panneau 2.....	185
Tableau VI. 3 : Vérification des contraintes panneau 1	188
Tableau VI. 4 : Vérification des contraintes panneau 2	190

Liste des tableaux

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII. 1: Surface des semelles filantes sous voiles, sens longitudinal	194
Tableau VII. 2 : Surface des semelles filantes sous voiles, sens transversal.	195
Tableau VII. 3: Résultante des charges sous poteaux	195
Tableau VII. 4 : calcul de l'excentricité.....	199

Notion et symboles

Symboles	Notations
A	Aire d'une section d'acier (longitudinal)
At	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	Air d'une section de béton
Es	Module de young de l'acier
E_{ij}	Module de young instantanée à l'âge de j jours
E_{vj}	Module de young diffère à l'âge de j jours
F	Force ou action en général
I_l	Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
Mser	Moment fléchissant de calcul de service
M_u	Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	Effort normal de calcul de service
N_u	Effort normal de calcul ultime
G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
V_u	Effort tranchant de calcul ultime
a	Largeur d'un poteau ou d'un voile
B	Largeur d'une poutre ou poteau
b_0	Largeur de l'âme d'une poutre
d_1 et d_2	Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section
E	Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jour
g	Charge permanente unitaire
h	Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	Hauteur du talon d'une poutre
j	Nombre de jours de maturité du béton
L	Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	Longueur de flambement.
n	Coefficient d'équivalence acier-béton
St	Espacement des armatures transversales
Y_l	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
Y_u	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
Z ou Zb	Bras de levier du couple de flexion.
α_u	Profondeur de l'axe neutre adimensionnée a l'ELU.
γ_s	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).
γ_b	Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
$\epsilon_{hc\ max}$	Déformations maximale du béton comprime (epsilon).
ϵ_{st}	Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	Déformations des armatures comprimées.
η	Coefficient de fissuration relatif a une armature (eta)
λ	Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda)
μ_{ser}	Moment ultime réduit a l'ELS (mu).
μ_u	Moment ultime réduit a l'ELU (mu).
ν	Coefficient de poisson (nu).
ρ	Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).

σ	Contrainte normale (sigma).
σ_{hc}	Contrainte maximale du béton comprimé
σ_{st}	Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle
τ_s	Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ	Coefficient de fluage (phi).
Φ_l	Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	Diamètre d'une armature transversale
ψ_s	Coefficient de scellement relatif à une armature (psi)



Plans

D'architecture

Façade Principale

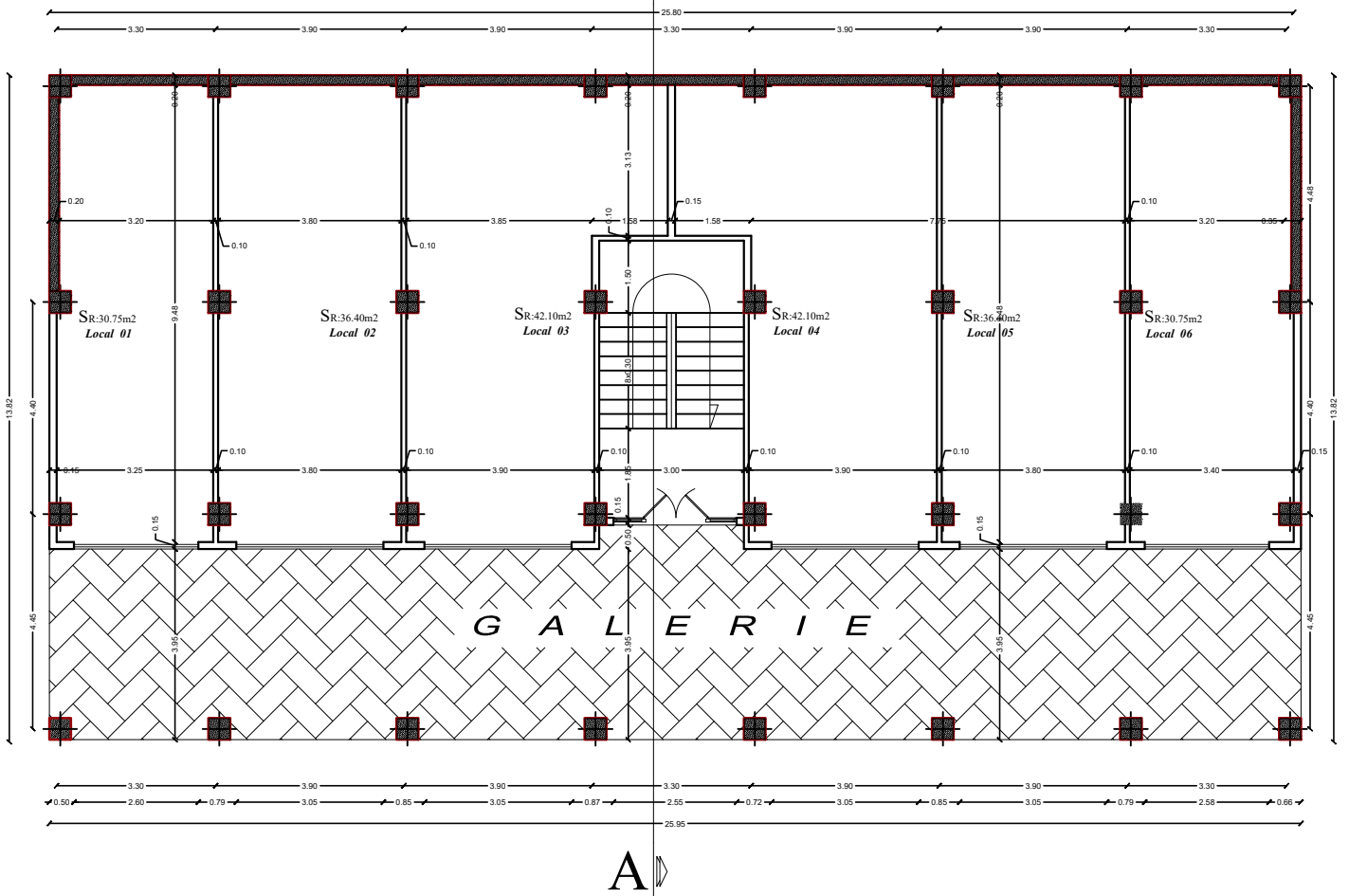
ECH / 1/50



PLAN R.D.C - Commerces

A

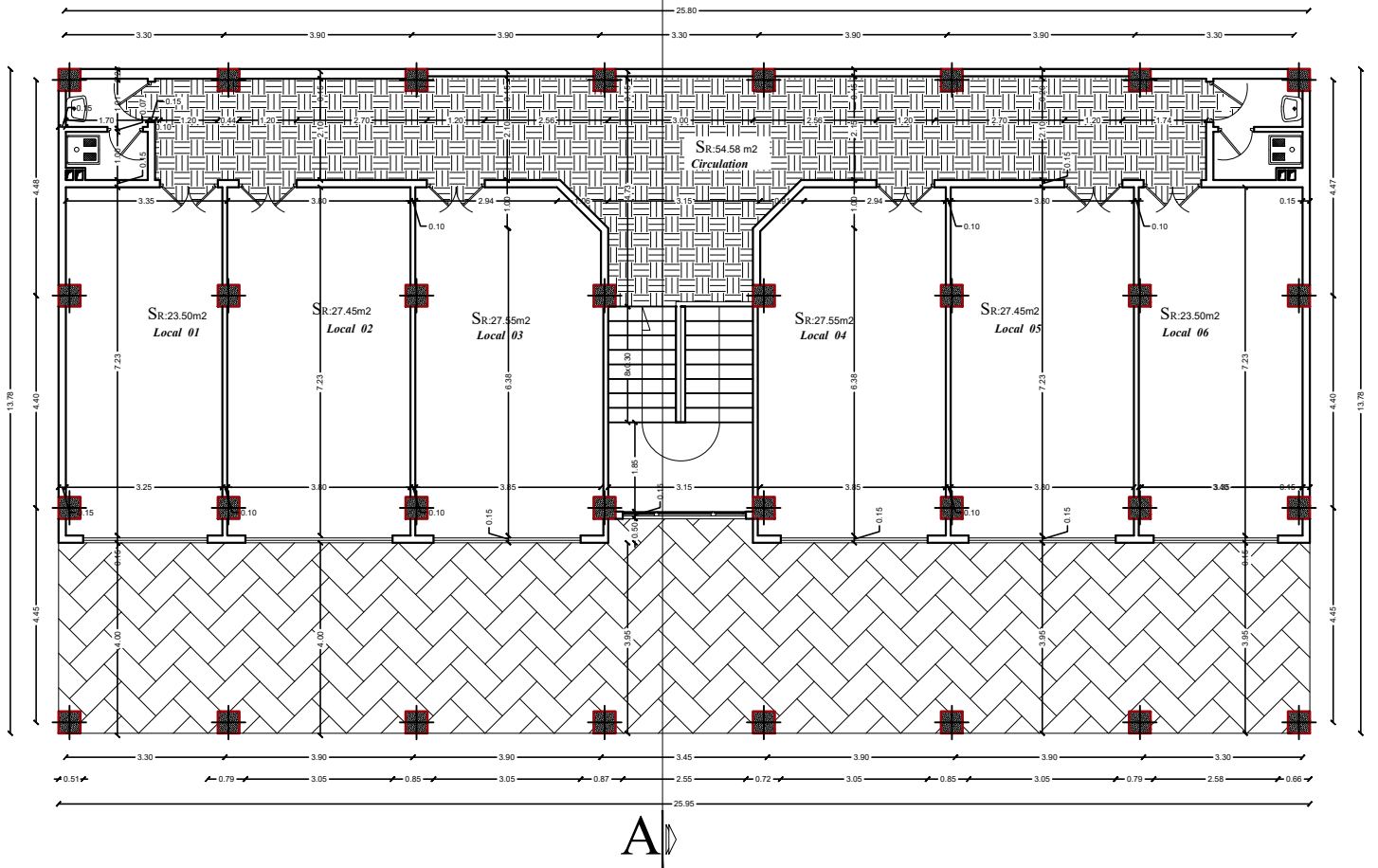
ECH : 1/50



PLAN Entre-Sol Etage de Services

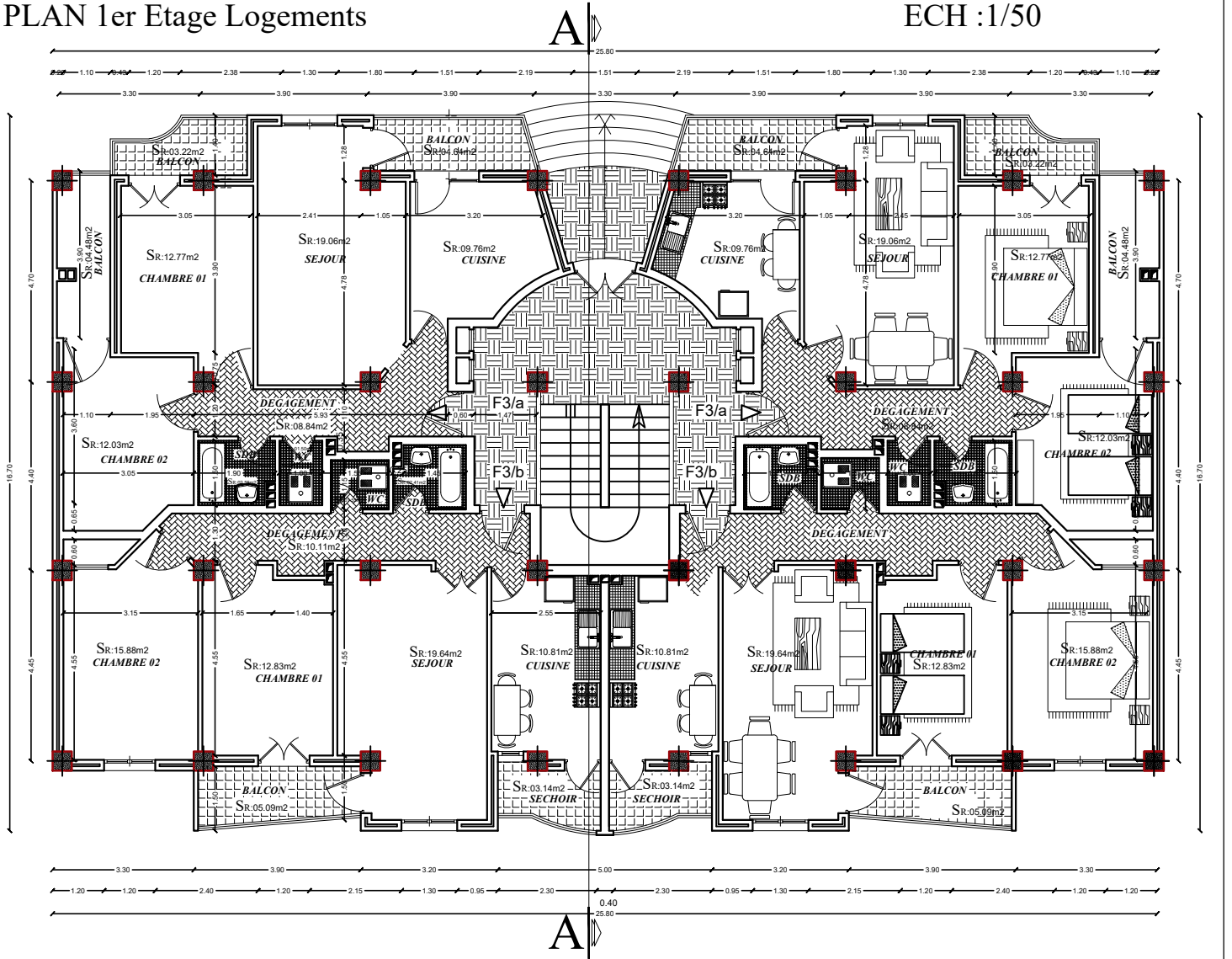


ECH : 1/50



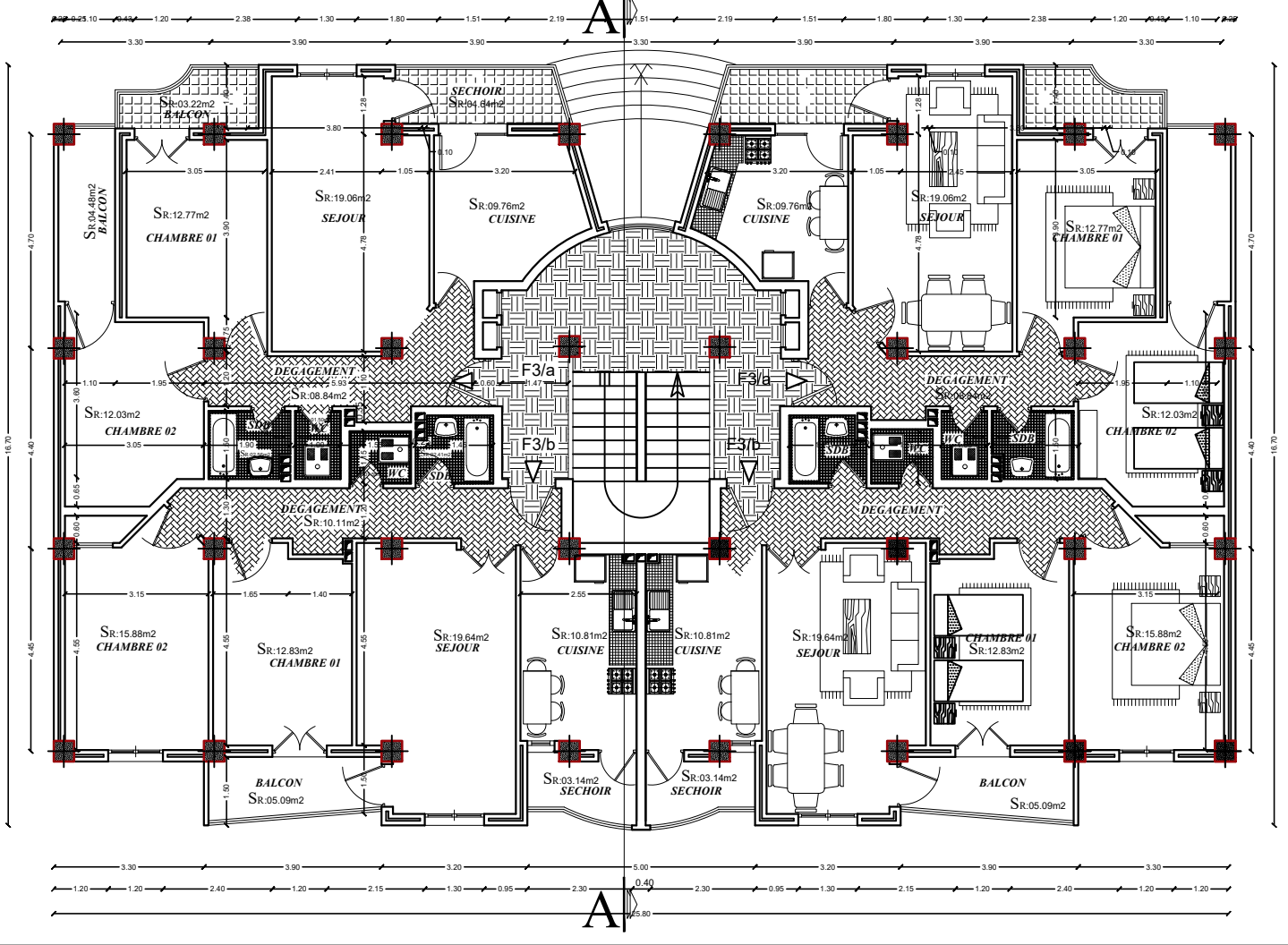
PLAN 1er Etage Logements

ECH : 1/50



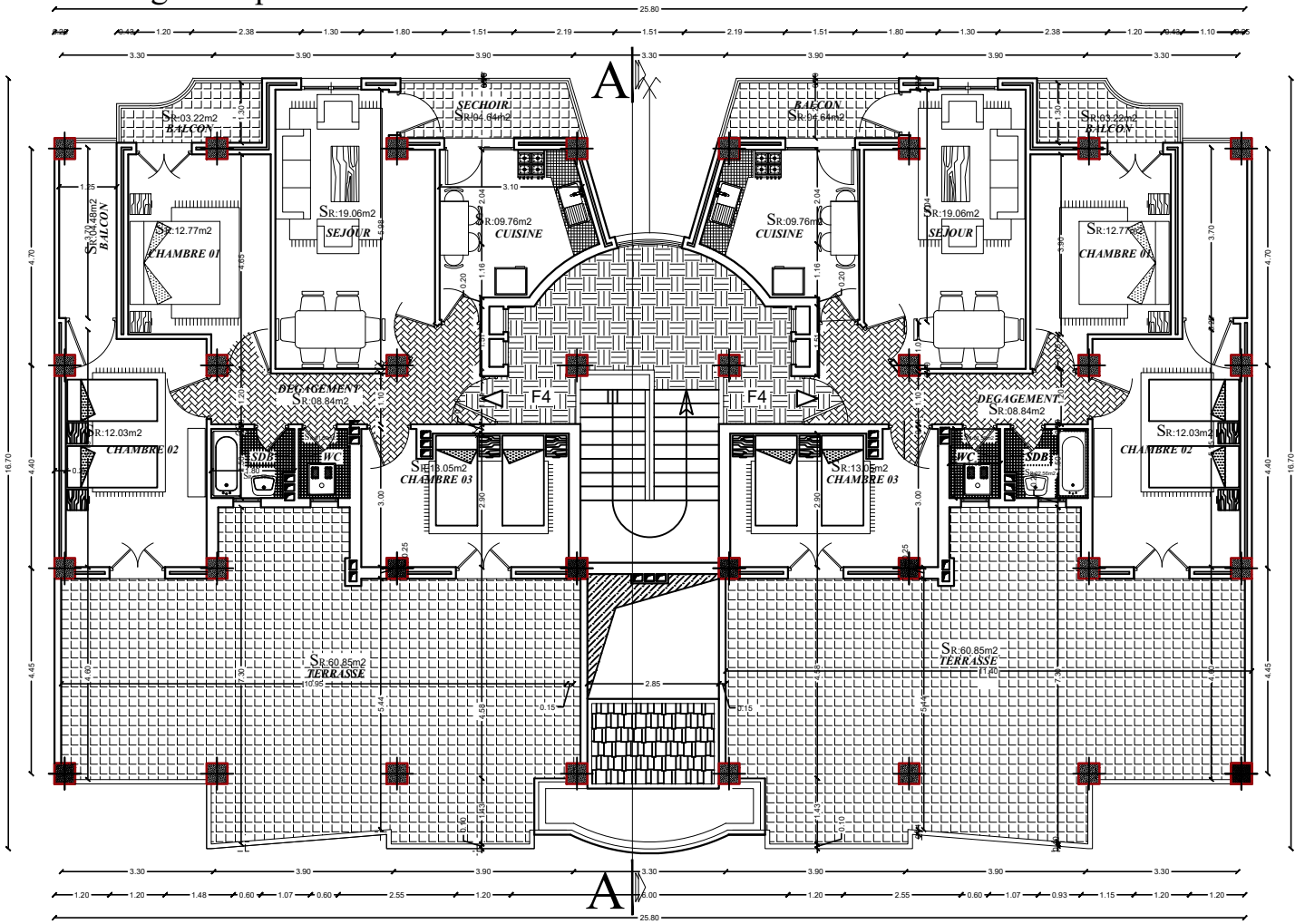
PLAN Etage Courant 02 à 05

ECH : 1/50



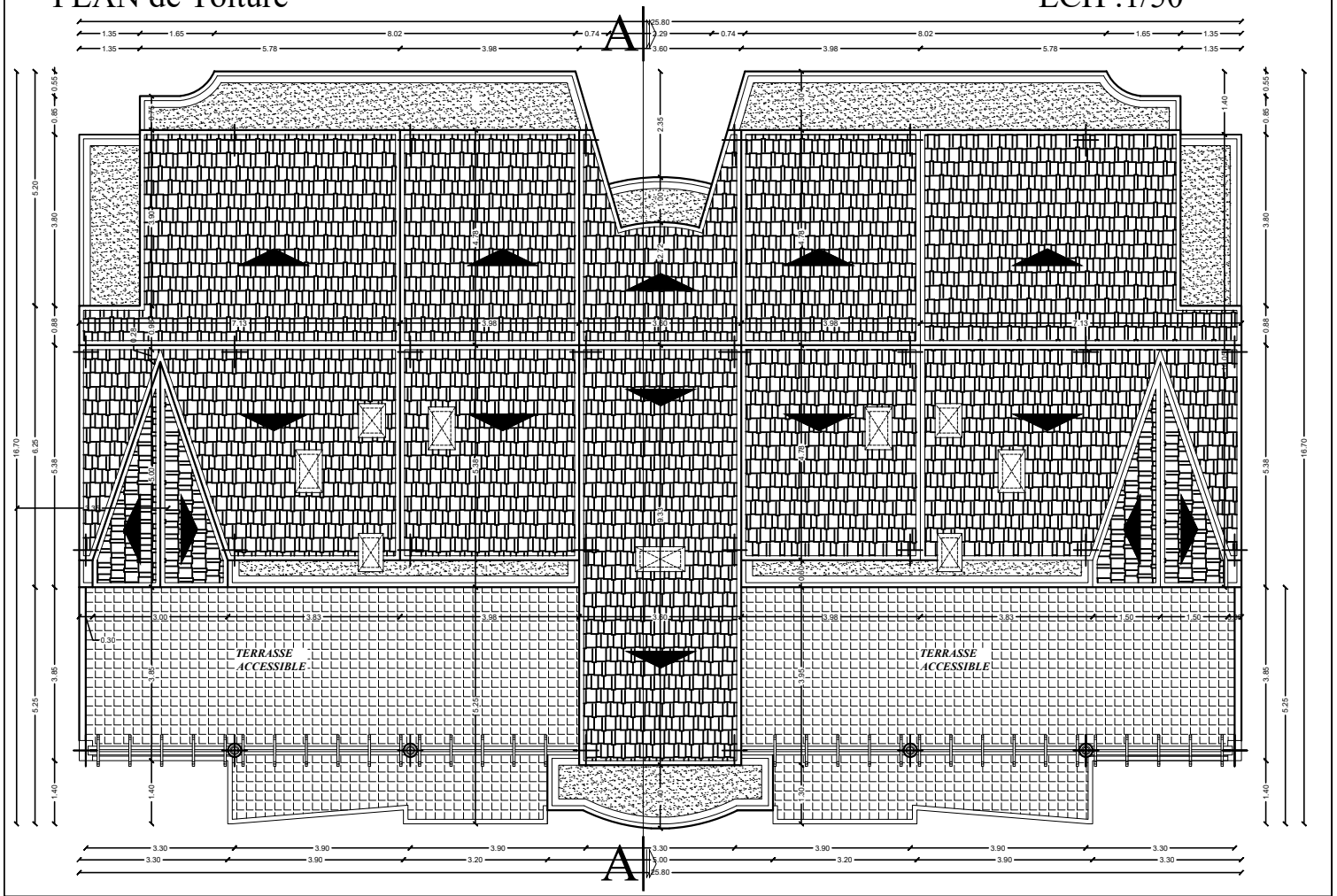
PLAN Etage Attique

ECH : 1/50



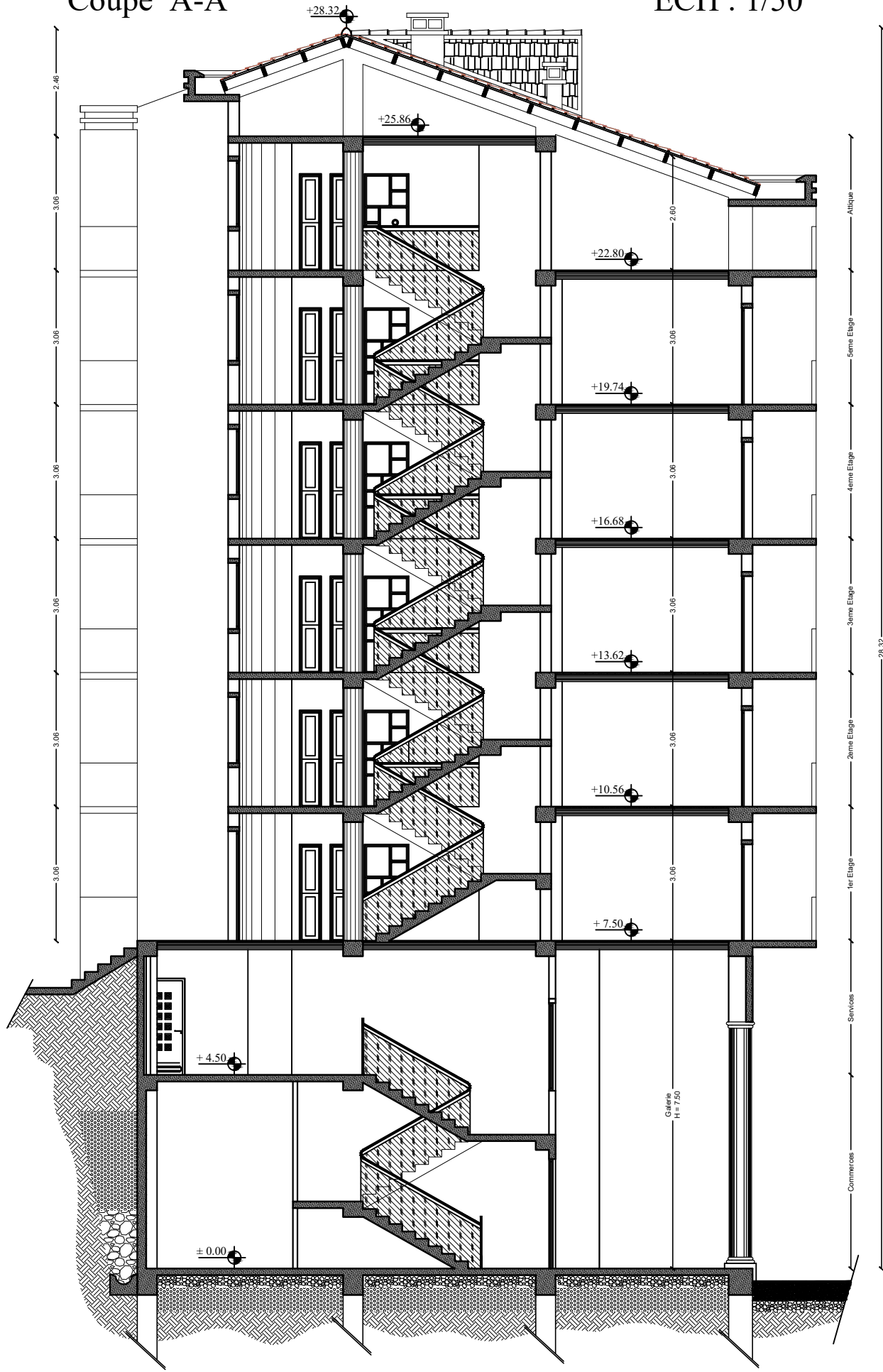
PLAN de Toiture

ECH : 1/50



Coupe A-A

ECH : 1/50



Introduction Général

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

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives.

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.

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

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.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (**R+5+E-sol+attique +charpente en bois**) , 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 V 9.7.0**



CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE

L'OUVRAGE

Introduction :

On regroupera sous le terme « Bâtiment » les immeubles a usage d'habitation, de bureau ou de commerce, il est composé d'une partie enterrée « infrastructure ou fondation » et d'une partie hors terre « superstructure : sous-sol , rez- de- chaussée et étages »

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

Le présent projet consiste a l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+5+entre sol + étage attique, a usage d'habitation, contreventé par voiles porteur, ainsi qu'une charpente en bois qui lui sert de toiture.

I.1) Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à calculer les éléments d'un bâtiment (R+5+entre sol+ attique+ charpente en bois) à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles porteurs en béton armé. Cet ouvrage sera implanté à **BOUKHALFA** dans la wilaya de **TIZI-OUZOU** qui est classée selon les règles parasismique Algériennes « **RPA99/version 2003** » comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 « ouvrage d'importance moyenne » .Ce bâtiment est composé de :

- Un RDC à usage commercial.
- Un entre sol à usage de service.
- Cinq étages courant + attique à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une charpente en bois.

Selon l'étude de sol, la contrainte de calcul $\sigma_{sol}=2.5$ bars à une profondeur de **D=2m**.

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage, ainsi que la sécurité des usagers pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur a savoir ;

- Règlement parasismique algérien (**RPA 99, modifier 2003**).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**B.A.E.L 91 modifier 99**).
- Document technique règlementaire (**DTR-B.C. 2.2**).

I.2) Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

➤ **En plan :**

Longueur totale du bâtiment : **L=25.80m**

Largeur totale du bâtiment : **l=16.70m**

➤ **En élévation :**

Hauteur totale du bâtiment : **H = 28.32 m**

Hauteur du RDC : **H = 4.5m**

Hauteur du entre sol : **H = 3m**

Hauteur de L'étage courant : **H = 3.06 m**

Hauteur de l'attique : **H=3.06m**

I.3) Elément constitutifs de l'ouvrage :

I.3.1) Superstructure

I.3.1.1) Ossature

Le bâtiment a une ossature mixte d'après le règlement Parasismique Algérien « **RPA99/version 2003** » qui préconise, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone IIa une ossature mixte, faite en voiles et portiques, son contreventement est assuré par deux types :

- **Portique** : Ils sont en béton armé constitués de poutres et de poteaux ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.
- **Voile** : Ils sont des éléments rigides en béton armé verticaux coulés sur place disposés dans les deux sens transversal et longitudinal .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.

I.3.1.2) Les plancher

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment. Ils assurant deux fonctions principales :

-Fonction de résistance mécanique : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les charges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

-Fonction d'isolation : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux :**

Ils sont en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

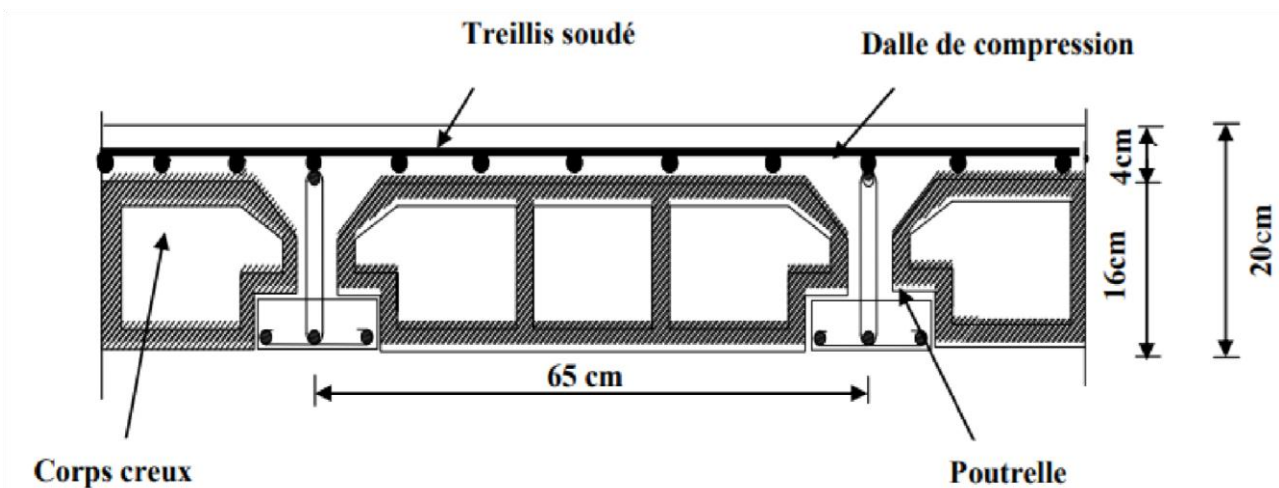


Figure I.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

- **Dalle pleine en béton armé :**

C'est une plaque porteuse en béton armé coulée sur un coffrage plat reposant sur des appuis, elle est prévue là où il n'est pas possible de réaliser un plancher en corps creux.

Dans notre structure, on a utilisé ce type de plancher au niveau des balcons et des escaliers (paliers ; volées).

I.3.1.3) Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse il existe deux type de murs :

▪ Mur extérieurs :

Ils sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparée d'une lame d'air de 5cm, au total on aura un mur de 25 cm d'épaisseur.

▪ Mur intérieurs :

Ils sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur ayant comme principale fonction la séparation des espaces.

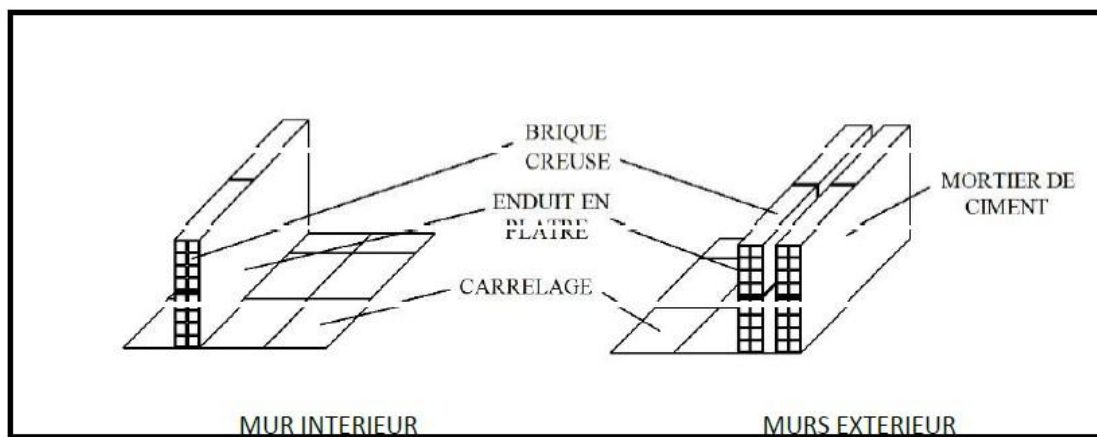


Figure I.2 : Murs intérieurs et extérieurs

I.3.1.4) Revêtements

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit en plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

I.3.1.5) Les escaliers

Sont des éléments secondaire permettant de se déplacer et relient entre les différents niveaux, ils sont composés d'un palier de repos et des volées réalisées en béton armée coulés sur place.

I.3.1.6) La toiture

C'est une surface ou couverture permettant principalement de protéger l'intérieur contre l'infiltration d'eau lors des intempéries et humidité. Elle est composée de deux éléments :

C'est un assemblage de pièces de bois qui servent de squelette et de support de couverture de toit, ses fonctions sont les suivantes :

- Supporter son poids propre.
- Porter les matériaux de couverture.
- Résister aux pressions exercées par le vent sur un versant.
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.

➤ La couverture :

Sa fonction est de rendre imperméable la construction par des matériaux tels que tuiles, ardoises, ou autres portés par la charpente.

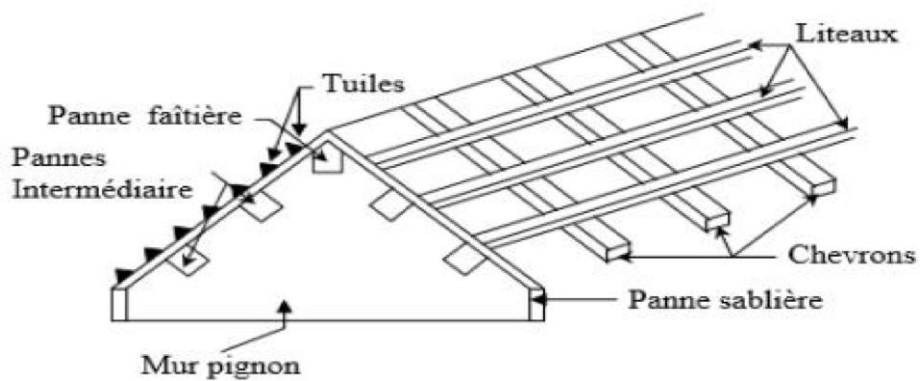


Figure I. 3 : Schéma descriptif de la toiture.

I.3.2) L'infrastructure :

I.3.2.1) Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, son ancrage dans le sol assure la stabilité du bâtiment.

Ses principaux rôles peuvent être décrits comme suit:

- Reprendre les charge et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts au sol.
- Etre un organe de liaison entre la structure et le sol de fondation.
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.

-Il existe trois types de fondation

- La fondation superficielle.

- La fondation profonde.

- La fondation semi-profonde.

- Le choix du type de fondation sera défini après l'étude de sol.

I.4) le système de coffrage :

Le coffrage est une enceinte provisoire, destinée à contenir un matériau de construction (béton), utile pour maintenir ce matériau en place, en attendant sa prise puis son durcissement. Les coffrages utilisés sont :

- Le coffrage classique en bois, pour les portiques.
- Un coffrage métallique pour les voiles.

I.5) Règlement utilisés et normes de conception :

L'étude de bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlement parasismique Algérien « RPA 99/Version 2003 »
- Règle de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « BAEL.91/modifiées99 »

- Documents Technique Réglementaires « DTR-BC.2.2 » charges permanentes et d'exploitations.
- Règle de conception et de calcul des structures en Béton armé « CBA93 ».

I.6) La contrainte limite :

Tous les calculs qui vont suivre seront basés sur la théorie des états limites.

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux états limites.

- **États limites ultimes (ELU):** Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante:

-Équilibre statique de la construction (pas de renversement).

-Résistance de chacun des éléments (pas de rupture).

-Stabilité de forme (pas de flambement).

- **États limites de service (ELS):** Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue:

-États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.

-États limites d'ouverture des fissures.

-États limites de service de déformation.

I.7) Caractéristique mécaniques des matériaux :

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

I.7.1) Le Béton

a. Définition :

Le béton est un mélange des granulats (graviers + sable) et d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient ; Il a une résistance à la traction faible par rapport à la résistance à la compression.

La masse volumique du béton est $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée à **28 jours (fc28)**
- Un retrait minimum
- Une bonne tenue dans le temps.

Ce dernier doit être conforme aux normes du **BAEL91 modifié** et/ou règlement parasismique Algérien **RPA modifié 2003**

b. Composition du béton:

Ciment: C'est un liant hydraulique qui provient de la cuisson d'un mélange de clin (80%) et d'argile (20%). Le (CPJ-CEM II/A 42,5)(ciment portland composé de classe 425)

Granulats: Leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de production. Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance, ils représentent le squelette du béton.

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 8$) mm.
- Graviers de dimension ($8 \leq D_g \leq 25$) mm.

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. Donc, elle doit être propre et dépourvue de tous produits

pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton et tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.

Dosage du béton :

Pour confectionner un béton selon la demande on doit déterminer les proportions de chacun des constituants (ciment, graviers, eau ...etc.) de ce dernier, afin d'obtenir les caractéristique mécanique et les conditions de mise en œuvre souhaitées. A cet effet plusieurs méthode de formulations sont proposées telles que : la méthode de **DREUX GORISSE**, de **FAURY**, **D'ABRAMS**.

I.7.1.1) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

➤ **Résistance du béton**

❖ **Résistance à la compression f_{cj} (Art A2.1, 11 BAEL 91/99)**

La résistance à la compression d'un béton a un âge de « j » jours, est mesurée par compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique, de diamètre **D=16 cm** et une hauteur **h = 32 cm**. (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées). Du point de vue mécanique, le béton est définie par sa résistance caractéristique a la compression a **28 jours** de durcissement f_{c28} exprimée en MPa.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge de **$j \leq 28$ jours**, sa résistance a la compression est calculée selon les fonction ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = 1.10f_{c28} & \text{pour } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right. \quad \text{Art A2.1, 11 BAEL 91/99}$$

Pour notre projet on adoptera: **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** .

❖ Résistance à la traction f_{tj} (Art A2.1.12 BAEL 91/99)

La résistance à la traction du béton à «j» jours est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression comme suit:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa) pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

Dans notre cas on a: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.

I.7.1.2) Contraintes limites

• Contrainte de compression :

On définit les états limites comme étant des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité, et de bon comportement en service pour lesquels une structure est calculée. En limitant les contraintes à γ_b (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité des matériaux, on a :

❖ L'état limite ultime [ELU] (Art A.4.3.41BAEL 91/99)

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants, qui conduisent à la ruine de l'ouvrage :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement ; basculement)
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture)
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du Béton, elle est donnée par la formule suivante :

$$F_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ (MPa)} \quad (\text{Art.A.4.3.41.BAEL91/99})$$

Avec : le coefficient de minoration **0.85** ; pour couvrir l'erreur faite en négligeant le Fluage du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité.

F_{bu} : contrainte limite ultime du béton en compression

θ : coefficient dépendant de la durée d'application (t) du chargement

- $\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables (courante).
- $\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles : coefficients qui tiennent compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge.
- $\theta = 1$ lorsque $t > 24$ heure
- $\theta = 0,9$ lorsque $t < 1j$
- $\theta = 0,85$ lorsque $j < 1$ heure

Pour $j=28$ jours en situation courante $\theta=1$, pour $f_{c28} = 25$ Mpa.

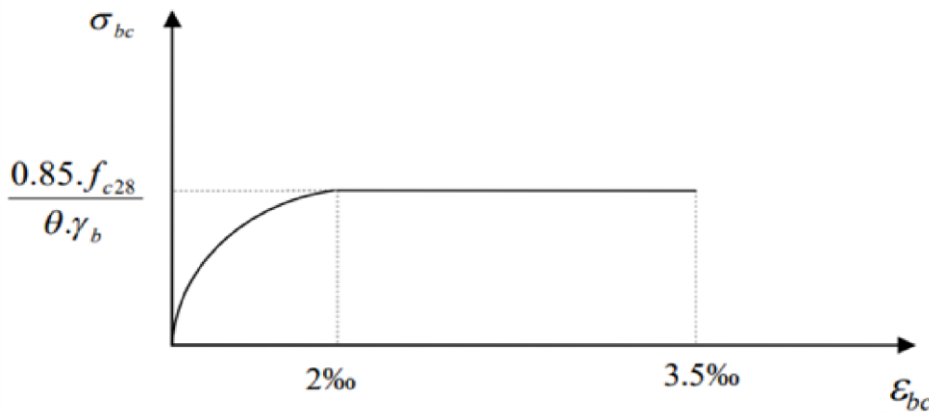


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ c'est l'Etat Elastique.
- D'une partie rectangle $2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ c'est l'Etat Plastique.

Pour $\sigma_{bc} < 2 \text{ ‰}$ on applique la loi de Hooke qui dit: $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Avec:

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

E_b : Module de Young.

Les déformations du béton sont:

$$\epsilon_{bc 1} = 2 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{bc 2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ (4,5 - 0,025 f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ Etat limite de service (ELS)...(Art A.4.5.2 BAEL 91/ 99)

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \text{ [MPa]}$$

Pour notre cas on a : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$.

Elle est limitée par: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

A l'ELS le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

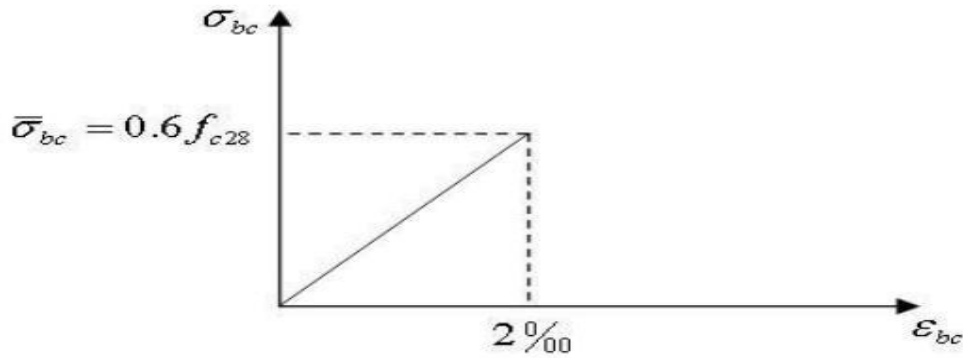


Figure I. 5 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissuration peu nuisible (non préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

❖ **Contrainte limite de cisaillement..... (Art.5.1.1BAEL.91/99)**

Elle est donnée par la formule suivante:

$$\tau_u = \frac{(V_u)}{b_0 \cdot d}$$

Avec V_u : l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : Largeur de l'âme. d : hauteur utile $d = (h-c) = 0,9 h$:

position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

Module d'élasticité du béton E:

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue :

- **Module d'élasticité instantané..... [ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99].**

Correspond à une durée d'application des contraintes normales inférieures à 24 heures, à j jours il vaut :

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$.

- **Module d'élasticité différée..... [Art A.2.1.22 BAEL91 modifiées 99].**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Dans notre cas pour $j = 28$ jours Donc : $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ Alors : $E_{cj} = 10818,86 \text{ MPa}$.

Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant. Sa valeur est donnée par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} E : \text{module de Young.} \\ \nu : \text{Coefficient de poisson.} \end{array} \right.$$

Coefficients de poisson (Art. A.2.1.3.BAEL91/ 99) :

Le coefficient de poisson(ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par :

$$\nu = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$$

Il sera pris égal à:

$\nu=0$ pour un calcul des sollicitations à l'État Limite Ultime (ELU).

$\nu=0.2$ pour un calcul de déformations à l'État Limite Service (ELS).

- **Fluage de Béton :** Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représentées jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E_{0e} = 3.E_i$
- **Phénomène de retrait :**Après coulage, une pièce de béton conservée a l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de 1.5×10^{-4} à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement. La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.
- **Dilatation Thermique :** Le coefficient de dilatation du béton vaut 9×10^{-6} à 12×10^{-6} et on adopteras une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé. Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation. Pour éviter ces désordre, on placera régulièrement sur les éléments (dalle , voile de façade) ou bâtiment de grande dimensions des joints de dilatation.

I.5.2) Les Aciers

Le béton est connu comme matériau travaillant très bien en compression mais faible en traction, pour cela on utilise des aciers afin de reprendre les efforts de traction. L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs nuances.

En général les aciers utilisés sont de trois types :

- Les aciers à hautes adhérences (HA) FeE400, dont la limite d'élasticité $f_e = 400$ mpa
- Treillis soudés TS520 ($\varnothing < 6$ mm, dont la limite d'élasticité $f_e = 520$ MPA
- Aciers rond lisse FeE235, dont la limite d'élasticité $f_e = 235$ MPA

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement (ψ)
Acier en barre	Haute Adhérence Fe E400	HA	400	1.6	1.5
Acier en Treillis	Treillis Soudés TL 520($\varnothing < 6$)	TS	520	1.3	1

Tableau I.1 : Caractéristique d'acier.

I.7.2.1) Caractéristiques physiques et mécaniques des aciers utilisés

❖ **Le module d'élasticité longitudinale (E) (Art-2.2.1 BAEL91/99)**

Le module d'élasticité longitudinale sera pris égal à $E = 2 \times 10^5$ MPa pour tous les aciers utilisés.

❖ **Coefficient de Poisson des aciers:**

Le coefficient de Poisson (ν) pour les aciers est pris égal à **0.3**.

I.7.2.2) Contraintes limites

❖ **État limite Ultime [ELU]..... [BAEL91 modifiée 99] :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = f_e / (\gamma_s)$$

σ_{st} : la contrainte de l'acier à l'ELU.

f_e : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité. $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ cas des situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas des situations durables ou transitoires.} \end{array} \right.$

• **Pour les aciers (HA):**

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ alors : } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{alors : } \sigma_{st} = 400 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

• **Pour les treillis soudés (TS):**

$$f_e = 520 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ alors : } \sigma_{st} = 452.20 \text{ MPa.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{alors : } \sigma_{st} = 520 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul (σ_{st}) des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations (ϵ_s) de l'acier par le diagramme contrainte déformation de la figure suivante:

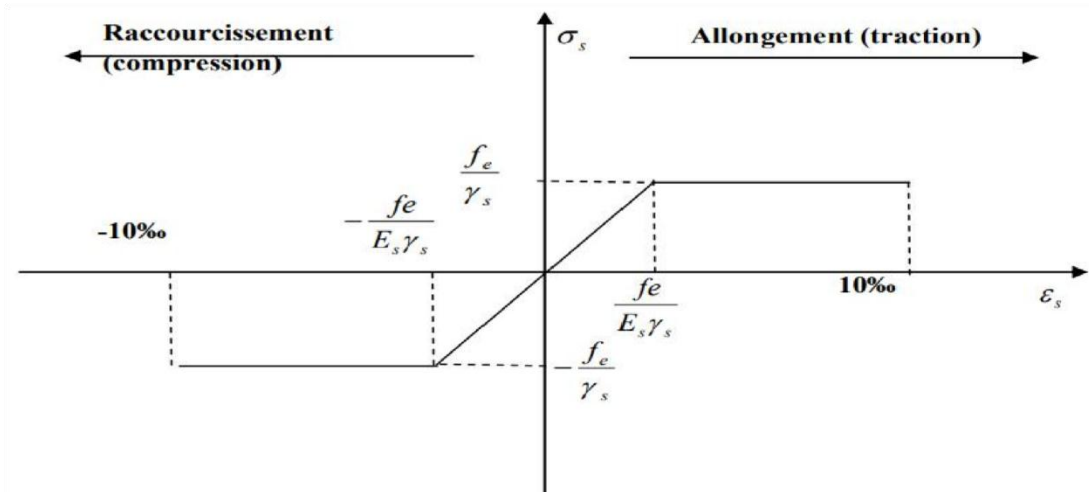


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation d'acier

Le diagramme contrainte-déformation se compose d'une droite de pente $E_s=2 \times 10^5$ Mpa (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier et d'un palier horizontal d'ordonnée $\frac{f_e}{\gamma_s}$

❖ **Etat limite service (ELS).....(Art A.4.5.3 BAEL91/99).**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures (risque de corrosion des armatures), on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures, d'après les règles de **BAEL** on distingue 03 cas de fissuration :

- **Fissuration peu préjudiciable ou peu nuisible..... (Art. A.4.5.32, BAEL91/99).**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable ou peu nuisible lorsque les éléments sont situés dans des locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées). Dans ce cas, aucune vérification n'est à effectuer. $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

- **Fissuration préjudiciable..... (Art.A.4.5.33, BAEL91/99).**

La fissuration est considérée comme préjudiciable exposés aux intempéries ou ils peuvent être alternativement immergés en eau. Contrainte dans l'acier est limitée comme suit :

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable..... (Art.4.5.34, BAEL91/99).**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien ils doivent assurer une étanchéité parfaite. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur 0,8 (MPa), l'expression étant donnée en A.4.5, 33.

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right\}$$

Avec : n Coefficient de fissuration.

- $n = 1$ pour les aciers ronds lisses (**RL**) et treillis soudés.
- $n = 1,3$ pour les aciers de haute adhérence (**HA**) ($\varnothing < 6\text{mm}$).
- $n = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence (**HA**) ($\varnothing \geq 6\text{mm}$).

❖ **Protection d'armatures (enrobage) :..... (Art A.7.1 BAEL91/99).**

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$ pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$ pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1 \text{ cm}$ pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (**Art A 7.2. 4 BAEL 91/99**).

Afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des intervalles suffisamment larges pour livrer passage à ces aiguilles, et à des distances telles que la vibration de la totalité du béton soit assurée..... (**Art A7.2, 8 BAEL 91/99**)



CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des Éléments

Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux à utiliser, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (Principales et secondaires), les poteaux, les voiles, les escaliers et la toiture. Les dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93** et le **BAEL91/99**.

II.1) Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant des différents niveaux d'un bâtiment, ils s'appuient sur les éléments porteurs, capable de supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure (voiles-poteaux-poutres), ils sont aussi des isolations thermique et acoustique entre les différents niveaux, ainsi d'assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité .

‘‘Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans horizontale ‘‘

Pour notre cas, deux types de planchers seront utilisés :

- Planchers à corps creux.
- Dalle pleine.

II.1.1) Plancher en corps creux : Ce plancher se compose de : (voir la figure ci-dessous)

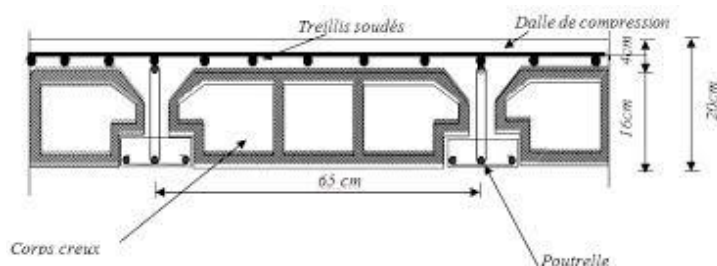


Fig.II.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots\dots\dots(\text{Art B6.8.424/ BAEL91})$$

Avec : **L_{max}** : La plus grande portée dans le sens des poutrelles entre nus des appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

En **zone IIa** le **RPA** exige une section minimale de (25x25) cm² pour les poteaux.

$$L_{\max} = L - b$$

Dans notre cas :

$$L_{\max} = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$$

$$h_t = 16.22 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur $h_t = (16 + 4) = 20 \text{ cm}$

- Epaisseur du corps creux : **16 cm**
- Epaisseur de la dalle de compression : **4 cm**

II.1.2) Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des planchers minces en béton armé de **15 à 20 cm** d'épaisseur. Le diamètre des armatures incorporées et leurs nombres varient suivants les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisée dans l'habitat collectif.

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte de leurs portées ainsi que des conditions suivantes :

- La résistance à la flexion
- L'isolation acoustique
- La résistance au feu

❖ Résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante : $e_p \geq L_0/10$

Avec : L_0 : portée libre

E_p : épaisseur de la dalle

Nous avons : $L_0 = 1,35\text{m}$

$$e_p \geq 1,35/10 = 0,135 \text{ m}$$

$$e_p = 13.5 \text{ cm}$$

❖ Résistance au feu :

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

$e=11 \text{ cm}$: pour **deux heures** de coupe-feu.

$e=15 \text{ cm}$: pour **trois heures** de coupe-feu.

On opte pour un plancher qui devrait résister largement plus de deux heures. D'où : $e_p = 15 \text{ cm}$

❖ Isolation acoustique :

Selon les règles technique (CBA93) en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si} \quad M < 200 \text{ kg/m}^2.$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si} \quad M > 200 \text{ kg/m}^2.$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2 .

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e_p \geq 350 \text{ kg/m}$$

$$\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$e_p \geq \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

on prend pour notre projet : $e_p = 15 \text{ cm}$

II.2) Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé. Elles assurent la transmission des charges se surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles), elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments. Les dimensions de la section transversales de la poutre à savoir la hauteur h et la largeur b doivent répondre aux règles du **BAEL 91/99**.

La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

- Hauteur h: $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- Largeur b: $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec : L_{\max} : longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis

h : hauteur totale de la poutre

Selon le **RPA99 modifié 2003 (article 7.5.1)** : les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ (Article 7.5.1 RPA99/2003)
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b$

II.2.1) Poutres principales :

Ce sont les poutres perpendiculaires aux poutrelles. Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les transmettent aux poteaux. Dans notre plan les poutres principales sont suivant **Y-Y**

On a :

- **Hauteur h**

$$L = 470 - 25 = 445 \text{ cm}$$

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \longrightarrow 29.67 \leq h \leq 44.5$$

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

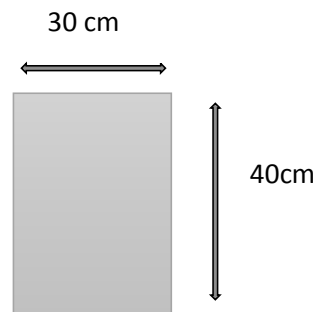


Fig II.2 : pré dimensionnement des poutres principales

- **Largeur b :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 16 \leq b \leq 28$$

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

Poutres principales (30 x 40) cm²

Vérification RPA99/2003 :

Condition	Poutres principales	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	Vérifiée
$b_{\max} \leq 1,5h + b$	90 cm	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres principales

Les conditions sont vérifiées pour les Poutres Principales

————→ Poutres Principales : (30 x 40) cm²

II.2.2) Les poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, elle assurent le chaînage. Dans notre plan les poutres secondaires sont suivant l'axe **X-X**

On a :

- **Hauteur h :**

$$L = 390 - 25 = 365$$

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \longrightarrow 24.33 \leq h \leq 36.5$$

On prend : **h=35 cm**

- **Largeur b :**

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \longrightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend : **b= 30 cm**

Poutres secondaire (30x35) cm²

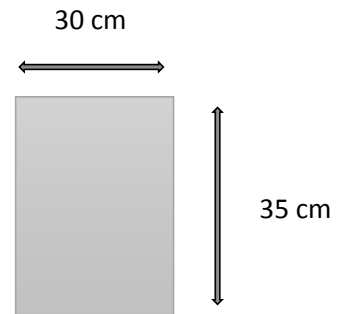


Fig . II.3 : Pré dimensionnement des poutres secondaire

Vérification RPA99/2003 :

Condition	Poutres secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.67	Vérifiée
$b_{\max} \leq 1,5h + b$	82.5	Vérifiée

Tableau II.2 : Vérification des dimensions des poutres Secondaires

————→ **Poutres Secondaires (30 x 35) cm²**

II.2.3) Poutres palière :

Comme les poutres principales et secondaires se sont des éléments en béton armé coulés sur place, elles servent à porter l'escalier.

- **Hauteur h:**

$$L_{\max} = 390 - 40 = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \longrightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

On prend : **h=35cm**

- **Largeur b :**

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Les raisons constructives on opte pour : **b= 30 cm**

Vérification RPA99/2003 :

Condition	Poutres palière	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.167	Vérifiée
$b_{\max} \leq 1,5h + b$	82.5	Vérifiée

Tableau II.3 : Vérification des dimensions des poutres Palière

Les conditions sont vérifiées pour les Poutres Palière

—————> **Poutres Palière : (30 x 35) cm²**

II.2.4) La poutre inclinée de la charpente :• **Hauteur h:**

$$L_{\max} = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$$

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \longrightarrow 24.33 \leq h \leq 36.5$$

On prend : h = 30 cm

• **Largeur b:**

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Pour les raisons constructives on adopte pour

b = 25 cm.

- $b = 25 \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1.2 \leq 4.0$ condition vérifiée.
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \longrightarrow 30 \leq 70$condition vérifiée.

Donc la section de la poutre inclinée de la charpente : **(b×h) = (25×30) cm².**

II.3) Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article (**ART 7.7.1RPA99/2003**).

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition **$L_{\min} \leq 4a$** .

Avec :

- L_{min} : Longueur minimale des voiles.
- a : Epaisseur des voiles.
- L'épaisseur minimale est de **15 cm**

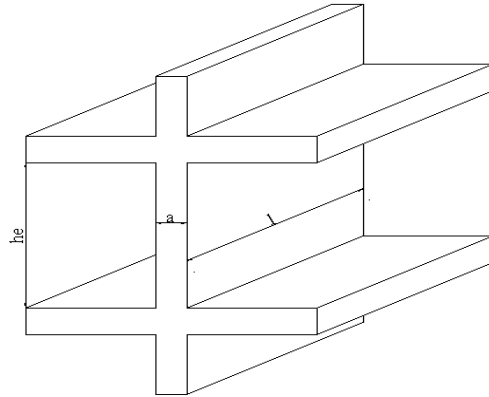
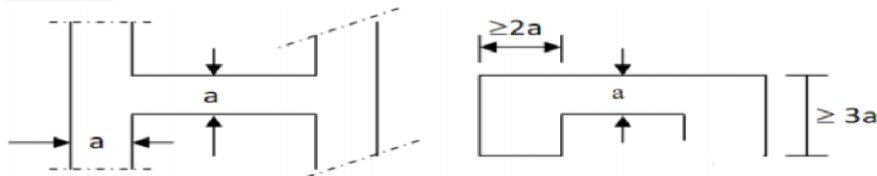


Fig.II.4 : coupe d'un voile en élévation

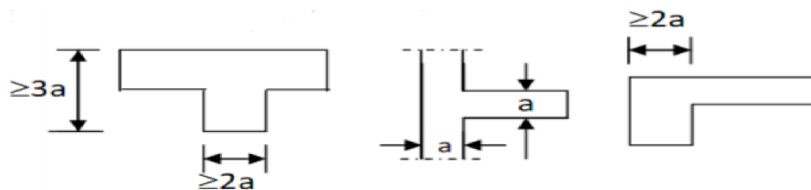
De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure

1^{eme} cas



$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

2^{eme} Cas



$$a \geq \frac{h_e}{22}$$

3^{eme} Cas



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

Figure II. 5: Coupe verticale des types des voiles en plan (RPA 99 /version 2003)

Le cas qui correspond à nos plans est le troisième cas.

On prend donc : $a \geq \frac{h_e}{20}$

- **Pour le s-sol : h= 450 cm**

$h_e = h_{s-s}$ – épaisseur de la dalle

$h_e = 450 - 20 = 430 \text{ cm}$

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{430}{20} = 21.50 \text{ cm}$

- **Pour le RDC : h = 306 cm**

$h_e = h_{RDC}$ – épaisseur de la dalle

$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$

- **Pour l'étage courant : h= 306 cm**

$h_e = h_{\text{étage}}$ – épaisseur de la dalle

$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$

on adopte une épaisseur : **de a = 20 cm** pour tous les étages

❖ **Vérification selon le RPA 99 /version 2003 :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement sa longueur minimale (L_{\min}) doit être a quatre fois son épaisseur (**ART 7.7.1RPA99/2003**) .

$a = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

$L_{\min} = 1 \text{ m} \geq 4a = 80 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

Les conditions sont vérifiées donc on opte pour des voiles d'épaisseur **a=20cm**.

III.4) Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales). Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations.

Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tout en vérifiant les exigences du RPA,

Pour un poteau de la zone II, on a :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et IIa .
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 22$ en zone IIb et III
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Remarque : on considère en premier lieu, pour notre calcul la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de (25X25) cm².

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus

Sollicité. La section transversale du poteau le plus sollicité est donné par : $S = \frac{N}{\sigma_{bc}}$

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

Avec : $N=G+Q$

N : Effort de compression repris par les poteaux.

S : Section transversale du poteau.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression tel que :

$$\sigma_{bc} = 0,6 F_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

S : section transversale du poteau :

➤ Poteaux rectangulaire : $S = b \times h$

II.4.1) Détermination des charges permanente et charges d’exploitation :

Pour déterminer les charges permanentes **G** et les charges d’exploitation **Q**, nous allons nous référer au document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**), qui nous conduit aux données ci-après :

II.4.1.1) Charges permanentes (G) :

- **Toiture :**

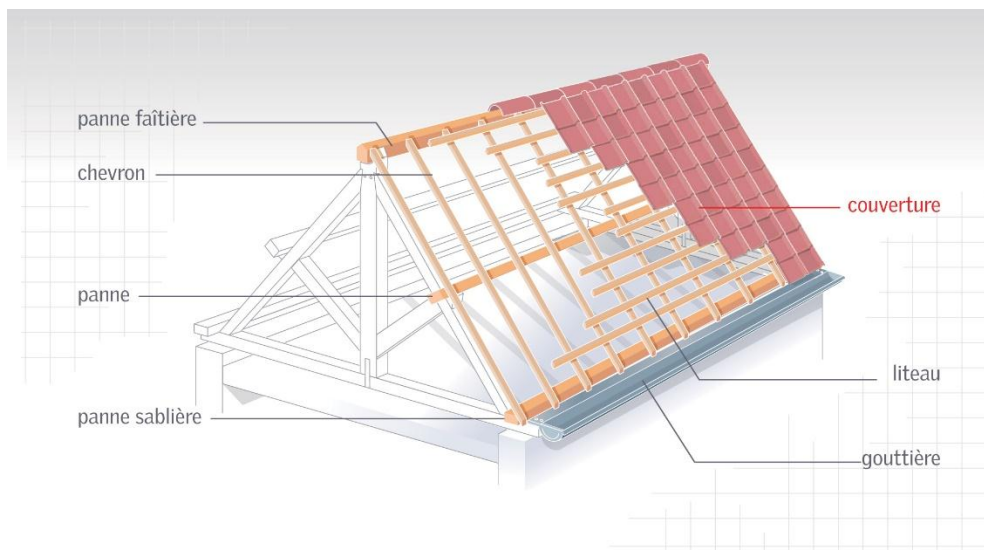


Fig II.6 : vue d’une toiture

N°	Nature de la couche	Pente	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Couverture tuile mécanique (linteaux compris)	70	0.45	0.45
2	Pannes + chevron + fixation	70	0.15	0.15
3	Mur de séparation (Ep = 10 cm)	70	09	0.9
Charge permanente totale Gt				1.50 KN/m ²

Tableau II.4 : charge permanente du la Toiture

• Plancher étage courant :

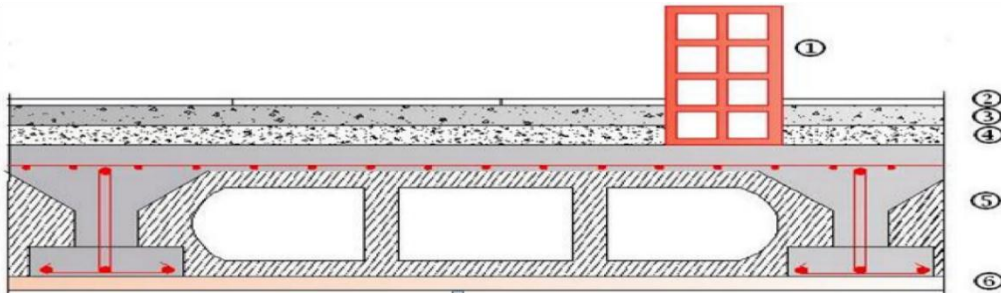


Figure II. 7: Coupe du plancher d'étage courant.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Cloison en brique creuse	0.1	09	0.9
2	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en corps creux	0.20	/	2.80
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				5.10 KN/m ²

Tableau II. 5: charge permanente du plancher étage courant

• Les dalles pleines :

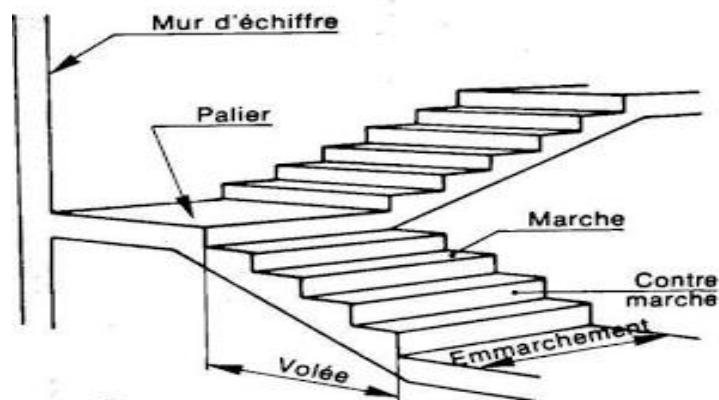


Fig II.8 : vue d'un palier et d'une pailasse

➤ Les paliers :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit de ciment	0.015	22	0.33
5	Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
6	Poids propre de palier	0.15	25	3.75
Charge permanente totale Gt				5.48 KN/m ²

Tableau II. 6: charge permanente du palier

➤ La paillasse :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	0.15/cos a	25	4.5
2	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Revêtements en carrelage	0.02	22	0.44
6	Enduit de ciment	0.015	22	0.33
7	Poids propre du garde-corps	/	/	0.20
Charge permanente totale Gt				8.36 KN/m ²

Tableau II.7 : charge permanente de la paillasse

• **Dalle pleine des balcons :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Revêtements de carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Etanchéité	0.02	6	0.12
Charge permanente totale Gt				5.07 KN/m ²

Tableau II.8 : charge permanente de la dalle pleine balcon

• **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et intérieurs.

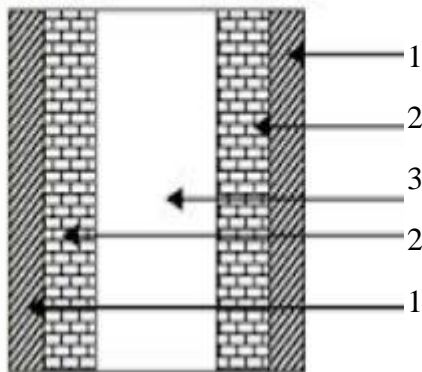


Fig II.9 : Murs extérieurs

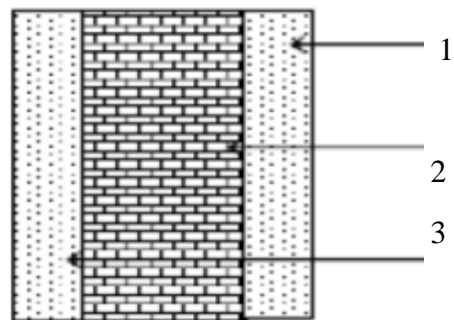


fig II.10 : Murs intérieurs

• **Murs extérieurs :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
2	Brique creuse	2 x 0.10	09	1.8
3	Lame d'air	0.05	/	0
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt				2.4 KN/m ²

Tableau II.9 : charge permanente des murs extérieurs

• **Murs intérieurs :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2 x 0.02	10	0.4
2	Brique creuse	0.1	09	0.9
Charge permanente totale Gt				1.30 KN/m ²

Tableau II.10 : charge permanente des murs intérieurs

II.4.1.2) Charges d'exploitations (Q) :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.22**

N°	Les Eléments	Charges Exploitations Q (kN/m ²)
1	Toiture	1
2	Plancher Sous toiture	1.5
3	Plancher étage courant et attique à usage d'habitation	1.5
4	Plancher RDC	2.5
5	Escalier	2.5
6	Balcon	3.5
7	Sous-sol	1.5

Tableau II. 11: Charges d'exploitation

II.4.2) charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :**A- Surface d'influence du poteau le plus sollicité :****Remarque :**

On considère en premier lieu, pour notre calcul la section du poteau (30x30) selon Le Minimum exigé par le RPA qui est de (25X25) cm²

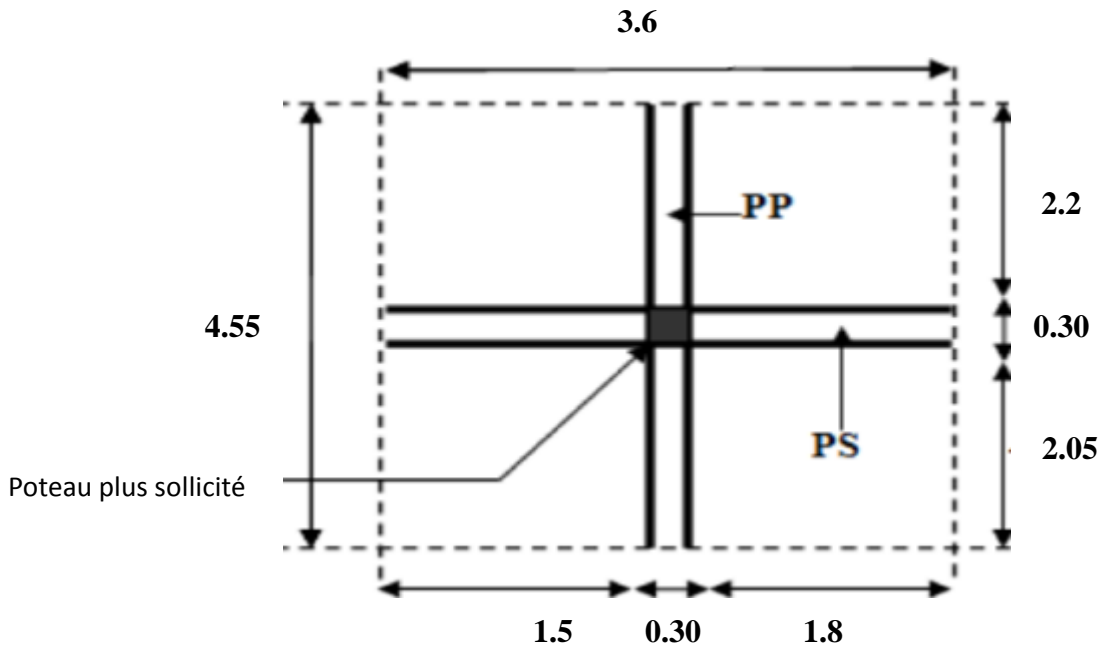


Fig II.11 : surface d'influence du poteau le plus sollicité

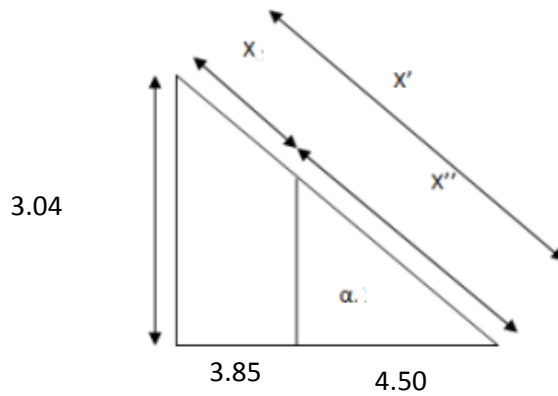
Calcul des surfaces :

$$S_{net} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

- $S_1 = 1.8 \times 2.05 = 3.69 \text{ m}^2$
- $S_2 = 1.5 \times 2.05 = 3.07 \text{ m}^2$
- $S_3 = 1.8 \times 2.2 = 3.96 \text{ m}^2$
- $S_4 = 1.5 \times 2.2 = 3.3 \text{ m}^2$

$$S_{net} = 3.69 + 3.07 + 3.96 + 3.3 = 14.02 \text{ m}^2$$

$$S_{brut} = 4.55 \times 3.6 = 16.38 \text{ m}^2$$

B- Surface d'influence de la toiture :**Fig II.12 :** surface d'influence de la toiture**-Calcul de l'angle d'inclinaison α :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3.04}{8.35} = 0.364$$

$$\alpha = 20^\circ$$

- Calcul de X :

$$X = X' - X'' \text{ on a : } \cos \alpha = \frac{8.35}{X'} = \frac{4.5}{X''}$$

$$\text{Donc : } X = \frac{8.35}{\cos \alpha} - \frac{4.5}{\cos \alpha} = 4.1 \text{ m} \approx 4 \text{ m}$$

Calcul de la surface de la toiture inclinée S_t :

$$S_t = X \left(\frac{3.85}{2} \right) = 7.7 \text{ m}^2$$

C- Poids propre des éléments :

	éléments	Poids propre des éléments
Poids des plancher	Plancher attique	$14.02 \times 5.10 = 71.50 \text{ KN}$
	Plancher étage courant	$14.02 \times 5.10 = 71.50 \text{ KN}$
	Toiture	$7.7 \times 1.5 = 11.55 \text{ KN}$
Poids des poutres	Poutre principale (30 x 40)	$3.99 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 11.97 \text{ KN}$
	Poutre secondaire (30 x 35)	$2.85 \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 7.48 \text{ KN}$
	Poutre de chainages (25 x 25)	$2.85 \times 0.25 \times 0.25 \times 25 = 4.45 \text{ KN}$
	Poutre palière (30 x 35)	$2.85 \times 0.3 \times 0.35 \times 25 = 7.48 \text{ KN}$
	Poutre incliné (25 x 30)	$((2.125 / \cos 20) + (1.975 / \cos 20)) \times 0.25 \times 0.30 \times 25 = 8.18 \text{ KN}$
Poids des poteaux	Poteaux de la toiture	$0.30 \times 0.30 \times 1.75 \times 25 = 3.93 \text{ KN}$
	Poteaux de 2 au 5 eme étage + attique	$0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN}$
	Poteaux de 1 er étage	$0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN}$
	Poteaux entre sol	$0.30 \times 0.30 \times 3 \times 25 = 6.75 \text{ KN}$
	Poteaux de RDC	$0.30 \times 0.30 \times 4.5 \times 25 = 9 \text{ KN}$

Tableau II .12: poids propre des éléments

D- Charges d'exploitations

		Charges d'exploitations
Les planchers	Toiture	$7.7 \times 1 = 7.7 \text{ KN}$
	Plancher Attique	$14.02 \times 1.5 = 21.03 \text{ KN}$
	Plancher étage courant	$14.02 \times 1.5 = 21.03 \text{ KN}$
	Plancher RDC Et entre sol	$14.02 \times 2.5 = 35.05 \text{ KN}$

Tableau II. 13 Charges d'exploitations linéaires.

➤ II.4.3) Loi de dégression des surcharges

D'après le règlement (**DTR B.C. 2.2**) la loi de dégression des surcharges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

La loi de dégression est: $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ Pour: $n \geq 5$

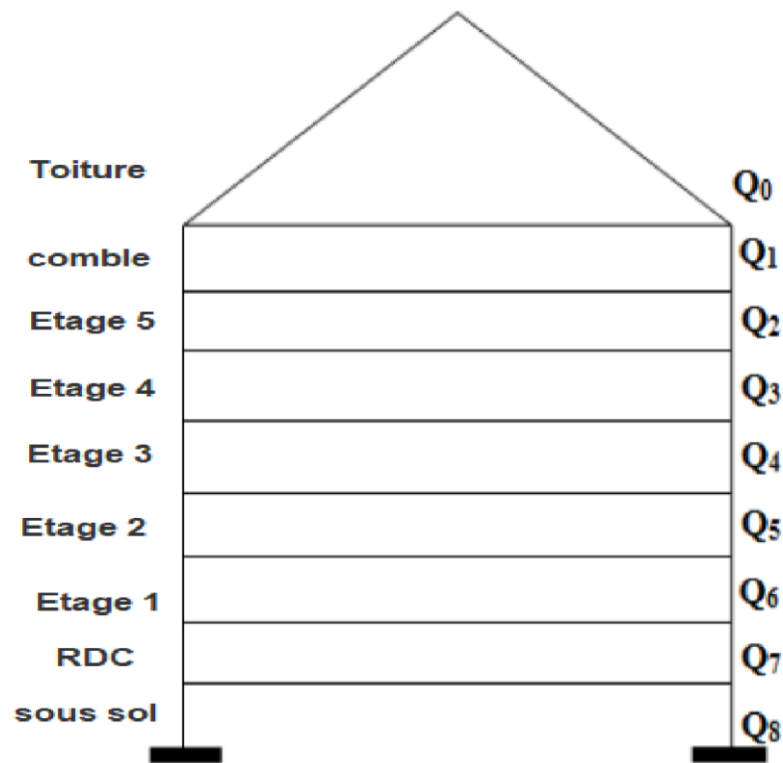


Figure II. 13 : Dégression des surcharges.

Q_0 : Charge d'exploitation de la toiture.

Q_i : Charge d'exploitation de l'étage i .

n : Numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : Charge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

➤ Les surcharges cumulées:

Toiture: $\sum 0 = Q_0$

Attique : $\sum 1 = Q_1 = Q_0 + Q_1$

Niveau 5 : $\sum 2 = Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Niveau 4: $\sum 3 = Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 3 : $\sum 4 = Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau 2: $\sum 5 = Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Niveau 1 : $\sum 6 = Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Niveau Entre sol : $\sum 7 = Q_7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Niveau RDC : $\sum 8 = Q_8 = Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Application numérique:

Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression:

Toiture: $Q_0 = 7.7 \text{ KN}$

Attique : $\sum 1 = Q_1 = 7.7 + 21.03 = 28.73 \text{ KN}$

Niv 5: $\sum 2 = Q_2 = 7.7 + 0.95 (2 \times 21.03) = 47.66 \text{ KN}$

Niv 4: $\sum 3 = Q_3 = 7.7 + 0.90 (3 \times 21.03) = 64.48 \text{ KN}$

Niv 3: $\sum 4 = Q_4 = 7.7 + 0.85 (4 \times 21.03) = 79.20 \text{ KN}$

Niv 2: $\sum 5 = Q_5 = 7.7 + 0.80 (5 \times 21.03) = 91.82 \text{ KN}$

Niv 1 : $\sum 6 = Q_6 = 7.7 + 0.75 (6 \times 21.03) = 102.34 \text{ KN}$

Niv Entre sol : $\sum 7 = Q_7 = 7.7 + 0.714 (6 \times 21.03 + 35.05) = 122.82 \text{ KN}$

Niv RDC: $\sum 8 = Q_8 = 7.7 + 0.687 (6 \times 21.03 + 35.05 + 35.05) = 142.54 \text{ KN}$

Niveau	Charges permanentes (KN/m ²)					Charges d'exploitations (KN/m ²)			Effort normal (KN)	Section (cm ²)	
	G plancher	G Poutre	G poteau	G total	G cumulé	Qi	Coef de dégression Des charges	Q cumulé		N=G+Q	S Trouvée = N/(0.6f _c 28)
Toiture	11.55	20.15	3.93	35.63	35.63	7.7	1	7.7	43.33	28.89	35x40
Attique	71.50	31.38	6.88	109.76	145.39	21.03	1	28.73	174.12	116.08	35x40
5	71.50	31.38	6.88	109.76	255.15	21.03	0.95	49.76	304.91	203.27	35x40
4	71.50	31.38	6.88	109.76	364.91	21.03	0.90	70.79	435.7	290.46	35x40
3	71.50	31.38	6.88	109.76	474.67	21.03	0.85	91.82	566.49	377.66	35x40
2	71.50	31.38	6.88	109.76	584.43	21.03	0.80	112.85	697.28	464.85	40x45
1	71.50	31.38	6.88	109.76	694.19	21.03	0.75	133.88	828.07	552.05	40x45
Entresol	71.50	31.38	6.75	109.63	803.82	35.05	0.714	168.93	972.75	648.5	40x45
RDC	71.50	31.38	9	111.88	915.7	35.05	0.688	203.98	1119.68	746.45	40x45

Tableau II.14 : sections des poteaux

Remarque :

On est passé d'une section de (25 x 25) à une section de (40 x 45) pour deux raisons :

- Pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres.
- Pour une meilleure disposition des armatures.

II.4.4) Vérification des règles du RPA 99/2003

Le **RPA 99 /version 2003, A.7.4.1** nous impose pour la **zone (IIa)** que les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$-\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \dots\dots\text{en zone IIa}$$

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

$$-1/4 < b / h < 4$$

Avec: b et h : dimensions des poteaux.

Niveaux	Poteaux	Valeurs calculés	vérification
Attique	(35 x 40)	Min (b, h)=35 ≥ 25cm	Vérifiée
		$h_e/20=306/20=15.3 \leq \text{Min (b, h)}$	Vérifiée
		$1/4 < b / h < 4$	Vérifiée
		$0.25 \leq 35/40 = 0.87 \leq 4$	
Du 3 eme au 5eme niveau	(35 x 40)	Min (b, h)=40 ≥ 25cm	Vérifiée
		$h_e/20=306/20=15.3 \leq \text{Min (b, h)}$	Vérifiée
		$1/4 < b / h < 4$	Vérifiée
		$0.25 \leq 35/05 = 0.87 \leq 4$	
1 er et 2 eme étage	(40 x45)	Min (b, h)=40 ≥ 25cm	Vérifiée
		$h_e/20=306/20=15.3 \leq \text{Min (b, h)}$	Vérifiée
		$1/4 < b / h < 4$	Vérifiée
		$0.25 \leq 40/45 = 0.89 \leq 4$	
Entre sol	(40x45)	Min (b, h)=40 ≥ 25cm	Vérifiée
		$h_e/20=300m/20=15 \leq \text{Min (b, h)}$	Vérifiée
		$1/4 < b / h < 4$	Vérifiée
		$0.25 \leq 40/45= 0.89 \leq 4$	
RDC	(40x 45)	Min (b, h)=40 ≥ 25cm	Vérifiée
		$h_e/20=450m/20=22.5 \leq \text{Min (b, h)}$	Vérifiée
		$1/4 < b / h < 4$	Vérifiée
		$0.25 \leq 40/45= 0.89 \leq 4$	

Tableau : II .15 : vérification des sections des poteaux selon RPA 99/2003

II.4.5) Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux soit: $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du

poteau ($L_f = 0,7i_0$)

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

S : section transversale du poteau

($b \times h$)

i_0 : Longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7i_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7i_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12S}}} \leq 50$$

Niveau	b(cm)	H(cm)	I (cm ⁴)	S(cm ²)	i (cm)	i_0 (cm)	L_f (cm)	λ	Condition
attique	35	40	186666.66	1400	133.33	306	214.2	18.55	Vérifiée
3 ^{eme} et 5 ^{eme} niv	35	40	186666.66	1400	133.33	306	214.2	18.55	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	40	45	303750	1800	168.75	306	214.2	16.489	Vérifiée
Entre sol (service)	40	45	303750	1800	168.75	300	210	16.166	Vérifier
RDC	40	45	303750	1800	168.75	450	315	24.249	Vérifiée

Tableau II.16 : vérification de la résistance des poteaux en flambement

La condition étant vérifiée pour tous les niveaux donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement

Conclusion

On a pré-dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit:

		Les dimensions (cm)
Les planchers en corps creux		20 (16+4)
Les poutres	Poutres principales	(30 x 40)
	Poutres secondaires	(30 x 35)
	Poutres incliné	(30 x 35)
	Poutres palière	(30 x 35)
	Poutres de chainage	(25 x 25)
Dalle pleine		20
Les voiles		20
Les poteaux	Attique, et de 3 eme au 5 eme niveau	(40 x 45)
	1 er et 2eme niveau, entre sol et RDC	(40 x 45)

Tableau II.17 : Dimensions des sections trouvées

Ces résultats nous serviront de base pour la suite de nos calculs dans les chapitres suivants



CHAPITRE III

Calcul des éléments

Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement), ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91(modifié 99)** et le **RPA**.

III.1) Calcul de l'acrotère :**Définition :**

Comme on a vu déjà dans le premier chapitre, l'acrotère est un élément secondaire sert à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant l'écoulement des eaux pluviales sur les murs de façade, il sera calculé comme console encastree au niveau de la poutre du plancher terrasse. Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande de 1 mètre de largeur soumise à la flexion composée avec compression due au poids propre de l'acrotère(G) et d'une poussée latérale ($Q=1\text{KN/ml}$) due à la main courante qui engendre un moment de renversement (M_r) dans la section d'encastrement.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

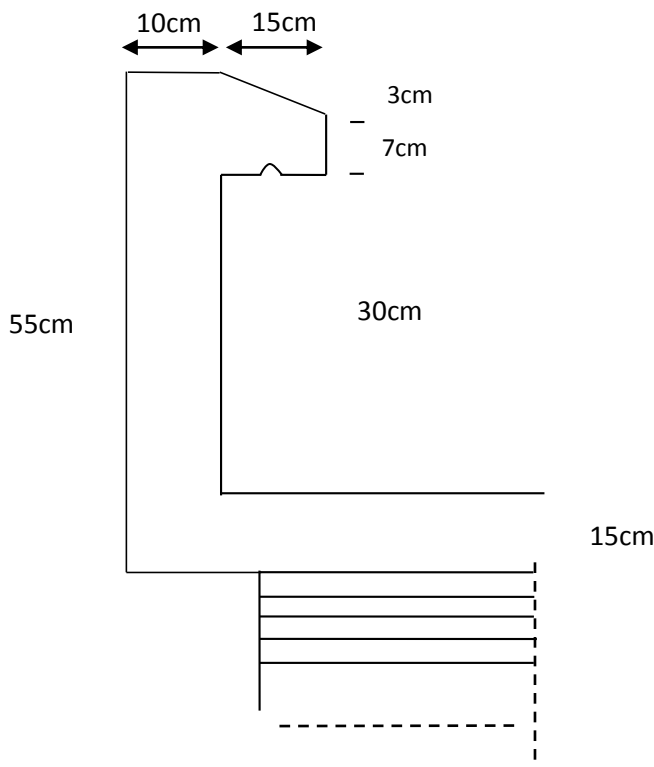


Fig 3.1.1 : coupe transversal de l'acrotère

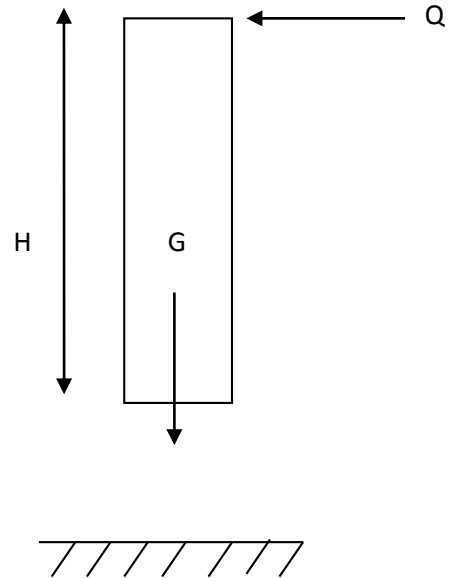


Fig 3.1.2: Schéma statique

Figure III-1 : coupe schématique de l'acrotère

III.1.1) Calcul à l'ELU :

➤ **Détermination des sollicitations pour une bande unitaire :**

- **Poids propre de l'acrotère (G) :**

$$G_{acro} = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$$

$$S = (0.30 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) + (0.15 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.15}{2} \right) = 0,05275 \text{ m}^2$$

$$S = 0,05275 \text{ m}^2$$

D'où $G_{acro} = 25 \times 0,04325 \times 1 = 1,318 \text{ KN/ml}$

$$G_{acro} = 1,318 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : poids volumique du béton.

S : section transversale de l'acrotère.

- Surcharge d'exploitation horizontale (Q) : $Q = 1\text{KN/ml}$ - Les efforts internes :

- L'effort normal dû au poids propre : $N_G = G \times 1\text{m} = 1.318 \times 1\text{m} = \mathbf{1.318\text{ KN}}$

- L'effort tranchant : $T_Q = Q \times 1\text{m} = 1 \times 1\text{m} = \mathbf{1\text{ KN}}$

- Le moment fléchissant dû à la charge Q : $M_Q = T_Q \times H = 1 \times 0.55 = \mathbf{0.55\text{ KN.m}}$

Avec : $H = 0.35\text{m}$

➤ Diagrammes des efforts internes :

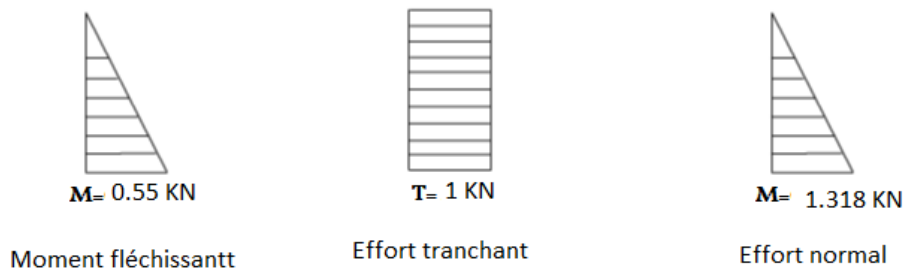


Figure III-2 : Diagrammes Des Efforts Internes.

➤ Combinaison de charges :

A l'ELU :

$\mathbf{1,35G + 1,5Q}$

La combinaison de charges à considérer est (BAEL 91 révisées 99.A-3-3,2-1)

$N_U = 1.35 \times N_G = 1.35 \times 1.318 = \mathbf{1.77\text{ KN}}$

$T_U = 1.5 \times T_Q = 1.5 \times 1 = \mathbf{1.5\text{ KN}}$

$M_U = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.55 = \mathbf{0.825\text{ KN.m}}$

A l'ELS :

$G + Q$

$N_s = N_G =$

1.318 KN

$T_s = T_Q = 1.5 \text{ KN}$

$M_s = M_Q = 0.55 \text{ KN.m}$

III.1.2) : Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression (N) et un moment de flexion (M).

Il consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire de hauteur $h=10\text{cm}$ et de largeur $b=1\text{m}$ soumise à la flexion composée. Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif (M_f) afin de déterminer les armatures fictives (A_f) puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles (A).

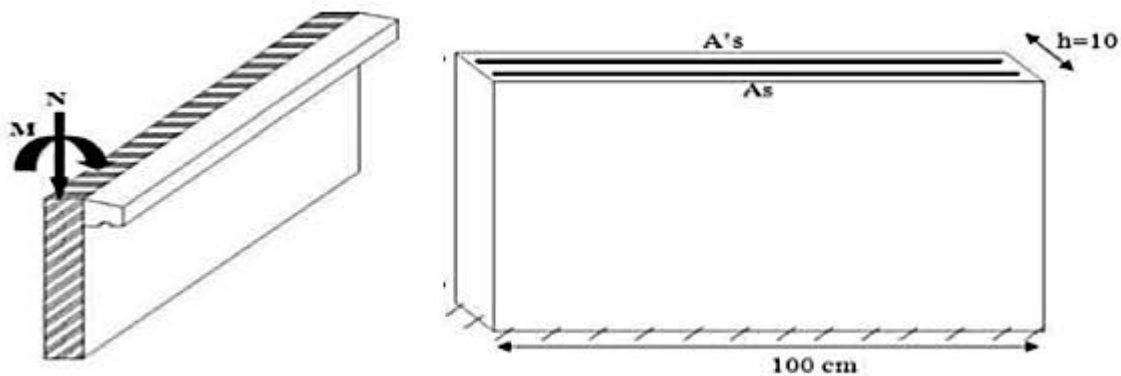


Figure III-3: Section rectangulaire soumise à une flexion composée.

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 centre de gravité (CDG) des armatures tendues.

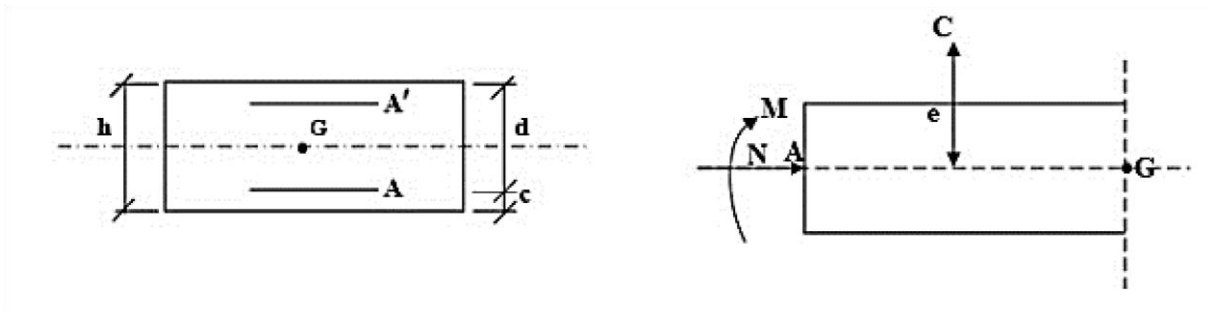


Figure III-4 : Schéma statique de la section de l'acrotère.

III.1.2.1) Calcul des armatures à L'ELU :

- Calcul de l'excentricité :

$$e_U = \frac{Mu}{NU} = \frac{0.825}{1.77} = 0,46 \text{ m} = 46 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$$

Avec :

M_u: moment dus à un effort de compression

N_u: effort de compression.

e_U: l'excentricité.

h/2-c : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendue.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée. Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M_f) puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

- **Calcul des armatures en flexion simple:**

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

g : Distance entre C_p et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 46 + 5 - 2 = 99 \text{ cm} = 0,49 \text{ m}$$

D'où : $M_f = N_u \times g = 1,77 \times 0,49 = 0,867 \text{ KN.m}$

- **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\mu_b = \frac{867}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0095 \quad \longrightarrow \quad \mu_b = 0,0095 < \mu_l = 0,392 \text{ Donc c'est une section Simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_b = 0,010 \quad \beta = 0,995$$

- **Section des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{867}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2$$

Avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$

- **Calcul des armatures en flexion composée :**

La section réelle d'armatures : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

$$A = 0,31 - \frac{17,7}{348} = 0,259 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

- **Les armatures des répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,02}{4} = 0,755 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $St = 14 \text{ cm}$.

III.1.3) Vérifications à l'ELU :

a- Condition de non fragilité : (BAEL99 /Art A.4.2.1) :

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 + \frac{ft_{28}}{f_e} \left[\frac{eu - 0.455d}{leu - 0.185d} \right] b \cdot d = 0.23 \frac{2.1}{400} \left[\frac{46 - 0.455 \times 8}{46 - 0.185 \times 8} \right] \times 100 \times 8$$

$$A_{min} = 0.919 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.02 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.919 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

b- Vérification au cisaillement : (BAEL99 / A.5.1,1)

Vérification de la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

(BAEL99 /A.5.1,211)

$$\tau_u = \frac{TU}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

-les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c- Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL91 modifié99/Art A.6.1, 3) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Avec :}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence})$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \Sigma U_i}$$

ΣU_i = Somme des périmètres utiles des barres.

n = nombre de barres.

$$\Sigma U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 15.07 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \Sigma U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 15.07} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Donc pas de risque d'entraînement des barres.

d- Vérification de la longueur de scellement : (BAEL 91 modifié 99/ Art

A.6 .1.21) :

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \varnothing = 0.8 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28.22 \text{ cm} \quad \text{On prend : } L_s = 30 \text{ cm}$$

e- Longueur d'ancrage mesurée hors crochets
(BAEL 91/ Art A.6.1,2.53) :

On remarque que L_s est égale à l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

f- Vérification des espacements des barres :
(BAEL 91/ Art A.8.2.42):

- Armatures principales :

$$St < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = (3 \times 10 ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

- Armatures de répartitions :

$$St < \min (4h ; 35\text{cm}) = (4 \times 10 ; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$St = 17\text{cm} \leq 40 \text{ cm}$$

III.1.4) Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Il faut vérifier les conditions suivantes :

-Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

-Dans le béton :

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

σ_{st} : la contrainte dans les aciers

tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: la contrainte limite dans

les aciers tendus.

σ_{bc} : la contrainte dans le béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$: la contrainte limite dans le béton.

a- Vérification des contraintes :

➤ Contrainte dans l'acier (BAEL 91/ Art A.4.5,33):

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe ; 110\sqrt{\eta ft_{28}} \right\}$$

On a des aciers : HA : $\varnothing \geq 6\text{mm}$ et FeE400 $\Rightarrow \eta = 1,6$ (coefficient de fissuration).

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 21} \right\} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 x d x Ast} \text{ avec : } \beta_1 \text{ est fonction de } \rho_1$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bXd} = \frac{302}{100 \times 8} = 0.377$$

$$\rho_1 = 0,377 \quad k = 37.63 ; \beta_1 = 0,905 \text{ d'où :}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.55 \times 10^3}{0.905 \times 8 \times 3.02} = 25.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 25.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{25.15}{37.63} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.5) Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3) :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés, dans notre cas $A = 0,15$ (zone IIa et groupe d'usage 2).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1), dans notre cas l'acrotère est une console donc le $C_p = 0,8$.

W_p : Poids de l'élément considéré = 1,318 KN/ml.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,318 = 0.632 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

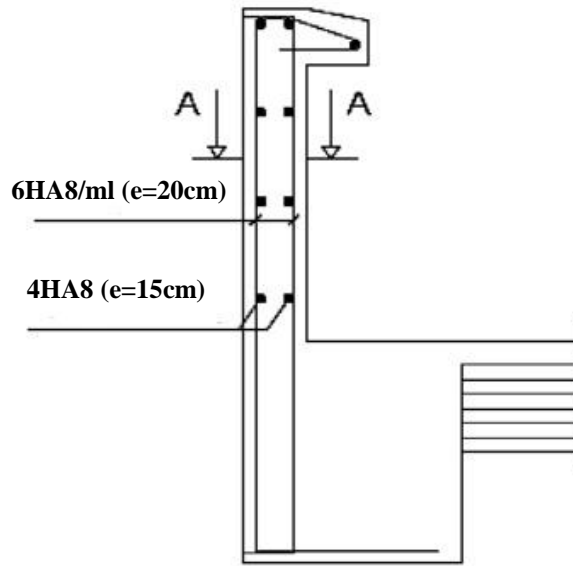
Conclusion :

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

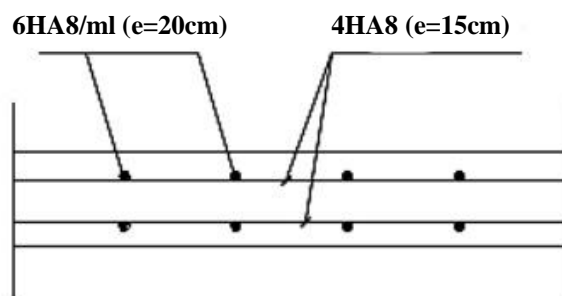
Armatures principales : $6HA8=3.02 \text{ cm}^2$ avec $St = 20\text{cm}$.

Armatures de répartition : $4HA8=2.01 \text{ cm}^2$ avec $St= 15\text{cm}$.

Les plans de ferrailage sont comme suit :



Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

III.2) Calcul des planchers en corps creux :

La structure comporte des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) cm. Ils sont constitués de:

- Nervure appelé poutrelle de section en Té, elle assure la fonction de portance. La distance entre axe des poutrelles est de **65cm**.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de **16cm**.
- Une dalle de compression en béton de **04cm** d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de:
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

III.2.1) 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 **Fe520** dont les dimensions des mailles ne doit pas dépasser les valeurs suivantes données par le **BAEL (Art B.6.8, 423 BAEL91/99)**:

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles: $A_{\perp} \geq \frac{4 L'}{Fe}$

Avec : A_{\perp} : Section d'armatures (cm²/ml).

L' : Distance entre axes des poutrelles, égale à 65cm.

Fe: Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimé en MPa : Fe = 520 MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 5T4 = 0.63cm²

Avec un espacement $S_t = 20$ cm.

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles:** $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

$$A_{\parallel} = 0.315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = 20$ cm.

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (20x20) mm².

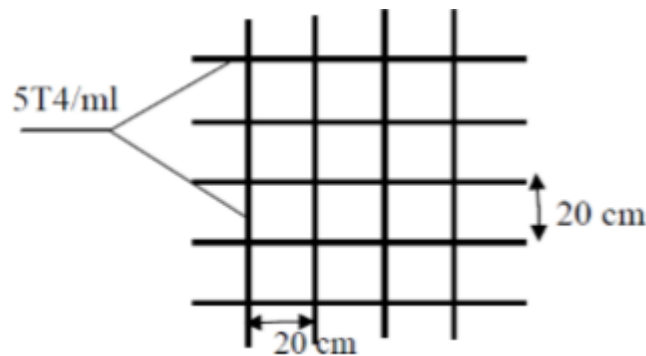


Figure III-5 : schéma de treillis soudé.

III -2-2) calcul des poutrelles à l'ELU :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la longueur est déterminée par l'entre-axe de deux poutrelles. Le calcul se fera comme suit.

A. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

B. Dimensionnement de la poutrelle :

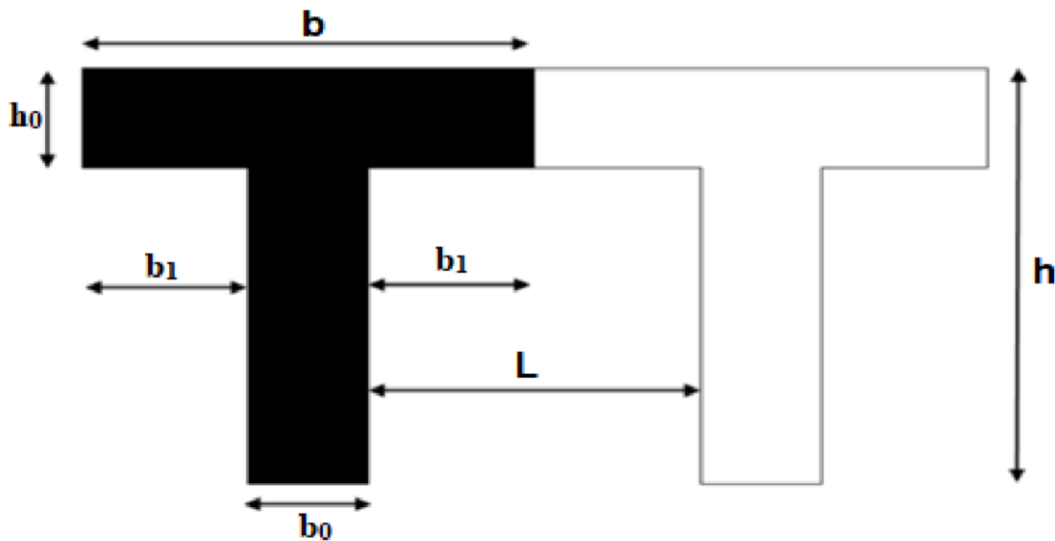


Figure III.6 coupe transversale de la poutrelle.

- b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$.
- h : hauteur totale de plancher $h = 20 \text{ cm}$.
- $c = 2 \text{ cm}$.
- $d = h - c = 18 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

D'après (BAEL91/99) la largeur de la dalle de compression $b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{10} \right)$

Avec: L : Portée de la plus grande travée, $L_1 = 390 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \left(\frac{53}{2} ; \frac{390}{10} ; \frac{2 \times 390}{3 \times 10} \right)$$

$$b_1 \leq \min (26.5 ; 39 ; 26)$$

- $b_1 = 26 \text{ cm}$
- $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26 + 12 = 64 \text{ cm}$.
- $b = 64 \text{ cm}$

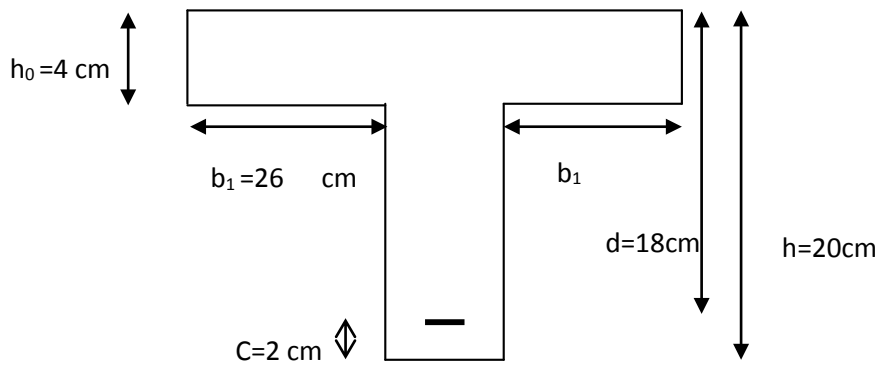


Figure III.7: les dimensions de la poutre

➤ **Etape 1 : Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, en plus de son poids propre, le poids des corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

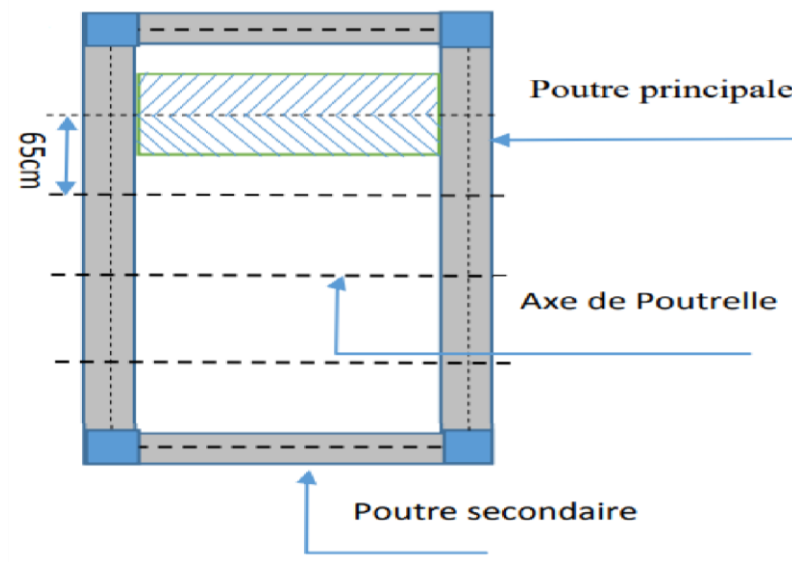


Figure III.8 : Surface revenant aux poutrelles.

Cette poutre est Soumise aux charges suivantes :

Poids propre du plancher (Toiture) :

$$G = 1.50 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation:

$$Q=1 \times 0.65=0.65 \text{ KN/ml}$$

Poids propre du plancher étage courant :

$$G=5.10 \times 0.65=3.315 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q=1.5 \times 0.65=0.975 \text{ KN/ml}$$

Les combinaisons de charge :

Toiture :

$$\text{ELU : } q_{u1}=1.35XG+1.5xQ$$

$$=(1.35 \times 1.1765)+(1.5 \times 0.65)$$

$$q_{u1}=2.291 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s=1G+1Q$$

$$=0.975 + 0.65$$

$$q_s=1.625 \text{ KN/ml}$$

Plancher étage courant :

$$\text{ELU : } q_{u2}=1.35XG+1.5xQ$$

$$=(1.35 \times 3.315)+(1.5 \times 0.975)$$

$$q_{u2}=5.937 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s2=1G+1Q$$

$$=3.315 + 0.975$$

$$q_s2=4.29 \text{ KN/ml}$$

Alors : $q_u=5.937 \text{ KN/ml}$ $q_s=4.29 \text{ KN/ml}$

Moment maximal en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 5.937 \times \frac{3.9^2}{8} = 11.28 \text{ KN / ml}$$

• **L'effort tranchant :**

$$T_{\max} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{5.937 \times 3.90}{2} = 11.577 \text{ KN / ml}$$

• **Calcul d'armatures :**

La hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\text{avec ; } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{11.28 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 8.492 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est doublement armée (SDA).}$$

Remarque :

Comme la section de la poutrelle est faible ($12 \times 4 \text{ cm}^2$), on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

- Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée :

$$M_l = \mu_l \times b_0 \times d^2 \times f_{bu}$$

$$M_l = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 \times 10^{-6} = 0.267 \text{ KN}$$

Donc, la longueur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée est à

$$: \sqrt{\frac{8 M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.9243 \text{ m}$$

Remarque :

- Pour les travées de 390 cm on prévoit $(390 / 92,43) = 4$ distances entre étais, donc on place 3 pieds droits.

- Pour les travées de 330 cm on prévoit $(330 / 92,43) = 4$ distances entre étais, donc on place 3 pieds droits.

➤ **Etape 2 : après coulage de la dalle de compression**

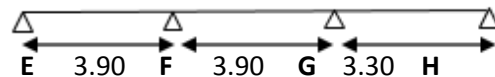
Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples.

Dans notre projet on destingue 2 cas :

Cas 01



Cas 02



III.2.3) Choix de la méthode de calcul :

La détermination des moments se fera a l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthode Forfaitaire
- Méthode des trois moments
- Méthode Caquot.
- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

Le principe de cette méthode consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissants « M_0 » dans la travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Les conditions d'applications sont : (Art B .6.2 , 210 BAEL 91/99)

- La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN / m^2

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN / m}^2 \}$$

$$Q = 0.975 \leq \max \{ 6.64 ; 5 \text{ KN/m}^2 \} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées **Condition vérifiée .**
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** .

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

Travée	Longueur L_i (m)	Longueur L_i / L_{i+1}	Conclusion
A-B	3.30	/	Condition vérifiée
B-C	3.90	0.846	
C-D	3.90	1	
D-E	3.30	1.18	
E-F	3.90	0.846	
F-G	3.90	1	
G-H	3.30	1.18	

Tableau III.1 : vérification des conditions

La fissuration est considérée comme non préjudiciable **Condition vérifiée .**

Les conditions sont toutes vérifiées donc **la méthode forfaitaire est applicable.**

Principe de la méthode forfaitaire (BAEL 91/ 99 / Art B.6.2.211) :

Cette méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis par des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

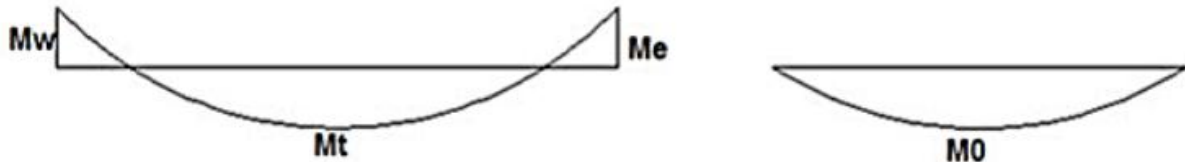


Figure III-9: Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

Exposé de la méthode :

Soit :

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée l que la travée considérée, et soumise aux mêmes charges q ;

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ (pour une portée } l, \text{ charge uniformément répartie).}$$

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

- M_t : Moment max en travée de la travée considérée en tenant compte de la continuité.

- α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des surcharges d'exploitation ($\alpha = Q / G + Q$)

- Pour $Q = 0 \Rightarrow \alpha = 0$

- Pour $Q = 2G \Rightarrow \alpha = 2/3$

- l : la portée de poutrelle

$$\alpha = 0.975 / (0.975 + 3.32) = 0.227$$

1^{er} Cas :

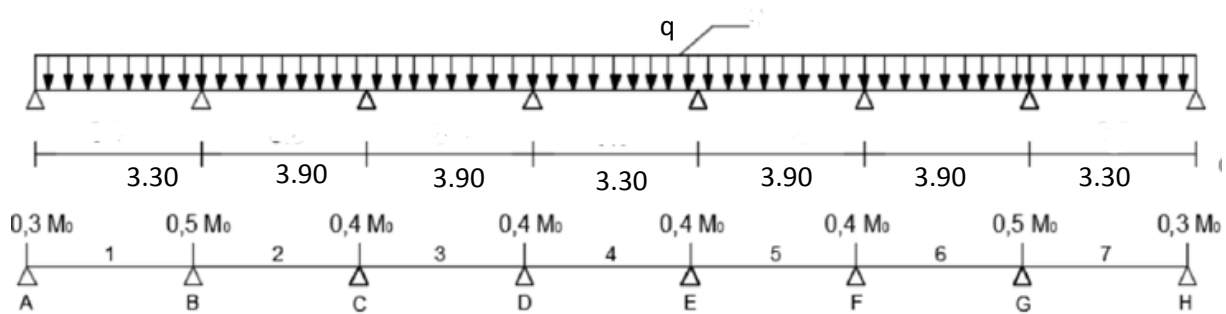


Figure III.10 : Schéma statique de la poutrelle.

Calcul a l'ELU :

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

- a- Moment en travées : $M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - (w + M_e) / 2$
- b- Moment en travées intermédiaires : $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
- c- Moment en travées de rives : $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$

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 encastés.

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = M_0^{DE} = M_0^{GH} = \frac{5,937 \times 3,30^2}{8} = 8,081 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{CD} = M_0^{EF} = M_0^{FG} = \frac{5.937 \times 3.90^2}{8} = 11.287 \text{ KN/m}$$

➤ **Moment en appuis :**

Comme le système est symétrique, alors : $M_A=M_H$, $M_B=M_G$, $M_C=M_F= M_D=M_E$.

$$M_A = M_H = 0,3 M_0 = 0,3 \times 8.081 = 2.42 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0,5 \max (M_01; M_02) = 0,5 \times 11,287 = 5,65 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = M_D = M_E = 0,4 \max (M_02; M_03) = 0,4 \times 11,287 = 4,52 \text{ KN.m}$$

- 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 (A-B) (travée de rive) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} + \frac{M_B + M_A}{2} \geq \max (1.05 M_0^{AB} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{AB}) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq - \frac{M_B + M_A}{2} + \max (1.05 \times 8.091 ; (1 + 0.3 \times 0.227) 8.091) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.277}{2} 8.091 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq - \frac{5.65 + 2.427}{2} + \max (8.495 ; 8.641) = 4.602 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq 5.190 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend : $M_{tAB} = 5.190 \text{ KN.m}$

Travée (B-C) (travée intermédiaire) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} + \frac{M_C + M_B}{2} \geq \max (1.05 M_0^{BC} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{BC}) \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq - \frac{M_C + M_B}{2} + \max (1.05 \times 11.30 ; (1 + 0.3 \times 0.227) 11.30) \\ M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.227}{2} 11.30 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC}^{BC} \geq - \frac{4.52 + 5.65}{2} + \max (11.865 ; 12.069) = 6.984 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq 7.164 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend : $M_{tBC} = 7.164 \text{ KN.m}$.

Travée (C-D) (travée intermédiaire) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} + \frac{M_D + M_C}{2} \geq \max (1.05 M_0^{CD} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{CD}) \\ M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq - \frac{M_D + M_C}{2} + \max (1.05 \times 11.30 ; (1 + 0.3 \times 0.227) 11.30) \\ M_{tCD}^{CD} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.227}{2} 11.30 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq - \frac{4.52 + 4.52}{2} + \max (11.86 ; 12.069) = 9.809 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} \geq 7.164 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_{tCD} = 9.809 \text{ KN.m}$

Travée (D-E) (travée intermédiaire) :

$$M_{tDE} = M_{tCD} = 9.809 \text{ KN.m}$$

Travée (E-F) (travée intermédiaire) :

$$M_{tEF} = M_{tCD} = 9.809 \text{ KN.m}$$

Travée (F-G) (travée intermédiaire) :

$$M_{tFG} = M_{tBC} = 7.164 \text{ KN.m}$$

Travée (G-H) (travée de rive) :

$$M_{tGH} = M_{tAB} = 5.190 \text{ KN.m}$$

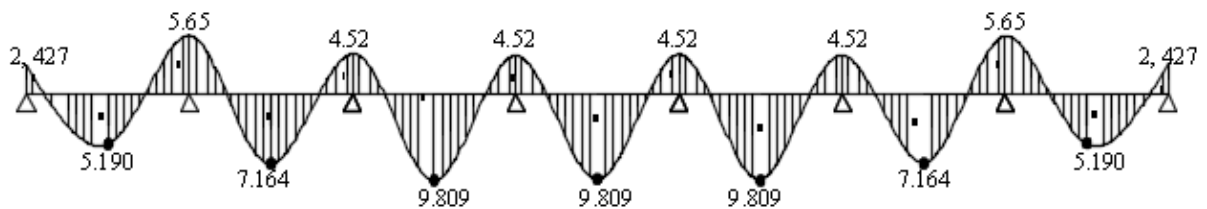


Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Calcul des efforts tranchants

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{L} + \frac{q_u \times l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_W - M_e}{L} - \frac{q_u \times l}{2}$$

Travée (A-B)

$$T_A = \frac{M_A - M_B}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.427 - 5.65}{3.30} + \frac{5.944 \times 3.30}{2} = 8.831 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{M_A - M_B}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.427 - 5.65}{3.30} - \frac{5.944 \times 3.30}{2} = -10.783 \text{ KN}$$

Travée (B-C) :

$$T_B = \frac{MB-MC}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.65-4.52}{3.90} + \frac{5.944 \times 3.90}{2} = 11.88 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{MB-MC}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.65-4.52}{3.90} - \frac{5.944 \times 3.90}{2} = -11.301 \text{ KN}$$

Travée (C-D) :

$$T_C = \frac{MC-MD}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4.52-4.52}{3.90} + \frac{5.944 \times 3.90}{2} = 11.590 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{MC-MD}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4.52-4.52}{3.90} - \frac{5.944 \times 3.90}{2} = -11.590 \text{ KN}$$

Travée (D-E) :

$$T_D = \frac{MD-ME}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4.52-4.52}{3.30} + \frac{5.944 \times 3.30}{2} = 9.807 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{MD-ME}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4.52-4.52}{3.30} - \frac{5.944 \times 3.30}{2} = -9.807 \text{ KN}$$

Travée (E-F) :

$$T_E = \frac{ME-MF}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4.52-4.52}{3.90} + \frac{5.944 \times 3.90}{2} = 11.590 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{ME-MF}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4.52-4.52}{3.90} - \frac{5.944 \times 3.90}{2} = -11.590 \text{ KN}$$

Travée (F-G) :

$$T_F = \frac{MF-MG}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4.52-5.65}{3.90} + \frac{5.944 \times 3.90}{2} = 11.311 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{MF-MG}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4.52-5.65}{3.90} - \frac{5.944 \times 3.90}{2} = -11.880 \text{ KN}$$

Travée (G-H) :

$$T_G = \frac{MG-MH}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.65-2.427}{3.30} + \frac{5.944 \times 3.30}{2} = 10.784 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{MG-MH}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.65-2.427}{3.30} - \frac{5.944 \times 3.30}{2} = -8.831 \text{ KN}$$

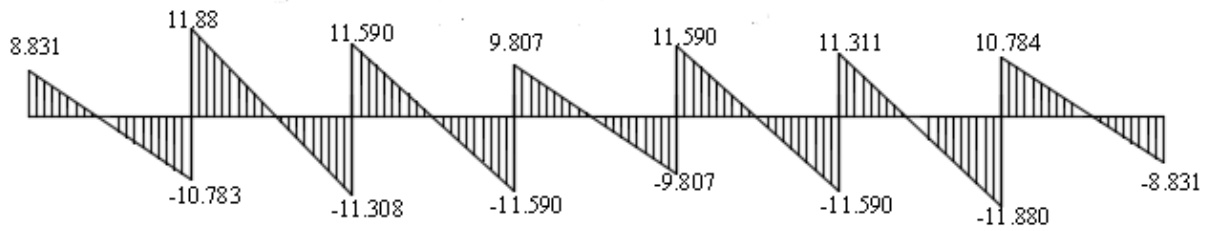


Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

Calcul a l'ELS :

On a : $q_s = 4.29 \text{ KN / ml}$

➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = M_0^{DE} = M_0^{GH} = \frac{4.29 \times 3.30^2}{8} = 5.839 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{CD} = M_0^{EF} = M_0^{FG} = \frac{4.29 \times 3.90^2}{8} = 8.156 \text{ KN/m}$$

➤ Moment en appuis :

Comme le système est symétrique, alors : $M_A = M_H, M_B = M_G, M_C = M_F = M_D = M_E$.

$$M_A = M_H = 0,3 M_0 = 0,3 \times 5.839 = 1.751 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0,5 \max(M_0; M_2) = 0,5 \times 8.156 = 4.078 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = M_D = M_E = 0,4 \max(M_2; M_3) = 0,4 \times 8.156 = 3.262 \text{ KN.m}$$

➤ Moments en travées :

Travée (A-B) (travée de rive) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} + \frac{M_B + M_A}{2} \geq \max (1.05 M_0^{AB} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{AB}) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \\ M_{tAB} \geq -\frac{M_B + M_A}{2} + \max (1.05 \times 6.70 ; (1 + 0.3 \times 0.227) 6.70) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.227}{2} 6.70 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq -\frac{4.681 + 2.01}{2} + \max (7.035 ; 7.156) = 5.820 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq 4.248 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend

$$M_{tAB} = 5.820 \text{ KN.m}$$

Travée (B-C) (travée intermédiaire) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} + \frac{M_c + M_B}{2} \geq \max (1.05 M_0^{BC} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{BC}) \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \\ M_{tBC} \geq -\frac{M_c + M_B}{2} + \max (1.05 \times 9.363 ; (1 + 0.3 \times 0.227) 9.363) \\ M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.227}{2} 9.363 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq -\frac{3.745 + 4.681}{2} + \max (9.831 ; 10.01) = 5.797 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq 5.936 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend

$$M_{tBC} = 5.797 \text{ KN.m}$$

Travée (C-D) (travée intermédiaire) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} + \frac{MD+MC}{2} \geq \max (1.05 M_0^{CD} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{CD}) \\ M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq - \frac{MD+MC}{2} + \max (1.05 \times 9.363 ; (1 + 0.3 \times 0.227) 9.363) \\ M_{tCD} \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.227}{2} 9.363 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{CD} \geq - \frac{3.745+3.745}{2} + \max (9.831 ; 10.01) = 6.265 \text{ KN.m} \\ M_t^{CD} \geq 5.936 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend

$$M_{tCD} = 6.265 \text{ KN.m}$$

Travée (D-E) (travée intermédiaire) :

$$M_{tDE} = M_{tCD} = 6.265 \text{ KN.m}$$

Travée (E-F) (travée intermédiaire) :

$$M_{tEF} = M_{tCD} = 6.265 \text{ KN.m}$$

Travée (F-G) (travée intermédiaire) :

$$M_{tFG} = M_{tBC} = 5.797 \text{ KN.m}$$

Travée (G-H) (travée de rive) :

$$M_{tGH} = M_{tAB} = 5.8 \text{ KN.m}$$

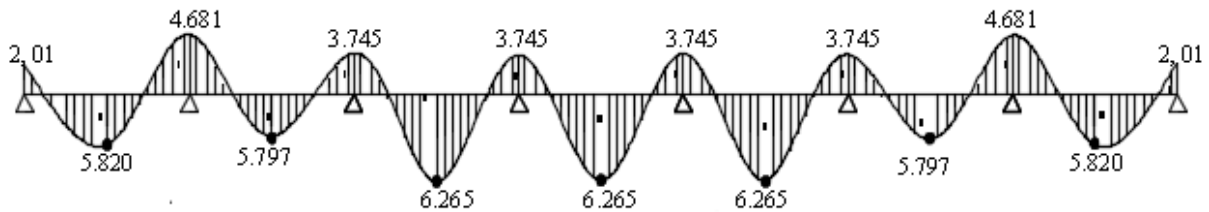


Figure III.13 Diagramme des moment fléchissant a l' ELS

Calcul des efforts tranchants :

Travée (A-B) :

$$T_A = \frac{M_A - M_B}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{2.01 - 4.681}{3.30} + \frac{4.295 \times 3.30}{2} = 7.316 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{M_A - M_B}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{2.01 - 4.681}{3.30} - \frac{4.295 \times 3.30}{2} = -7.896 \text{ KN}$$

Travée (B-C) :

$$T_B = \frac{M_B - M_C}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.681 - 3.745}{3.90} + \frac{4.295 \times 3.90}{2} = 8.615 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{M_B - M_C}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.681 - 3.745}{3.90} - \frac{4.295 \times 3.90}{2} = -8.135 \text{ KN}$$

Travée (C-D) :

$$T_C = \frac{M_C - M_D}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.681 - 3.745}{3.90} + \frac{4.295 \times 3.90}{2} = 8.615 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{M_C - M_D}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.681 - 3.745}{3.90} - \frac{4.295 \times 3.90}{2} = -8.615 \text{ KN}$$

Travée (D-E)

$$T_D = \frac{M_D - M_E}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{3.745 - 3.745}{3.30} + \frac{4.295 \times 3.30}{2} = 8.126 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{M_D - M_E}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{3.745 - 3.745}{3.30} - \frac{4.295 \times 3.30}{2} = -8.126 \text{ KN}$$

Travée (E-F) :

$$T_E = \frac{M_E - M_F}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{3.745 - 3.745}{3.90} + \frac{4.295 \times 3.90}{2} = 8.375 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{M_E - M_F}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{3.745 - 3.745}{3.90} - \frac{4.295 \times 3.90}{2} = -8.375 \text{ KN}$$

Travée (F-G) :

$$T_F = \frac{M_F - M_G}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{3.745 - 4.681}{3.90} + \frac{4.295 \times 3.90}{2} = 8.135 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{M_F - M_G}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{3.745 - 4.681}{3.90} - \frac{4.295 \times 3.90}{2} = -8.615 \text{ KN}$$

Travée (G-H) :

$$T_G = \frac{M_G - M_H}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.681 - 2.01}{3.30} + \frac{4.295 \times 3.30}{2} = 7.896 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{M_G - M_H}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.681 - 2.01}{3.30} - \frac{4.295 \times 3.30}{2} = -7.316 \text{ KN}$$

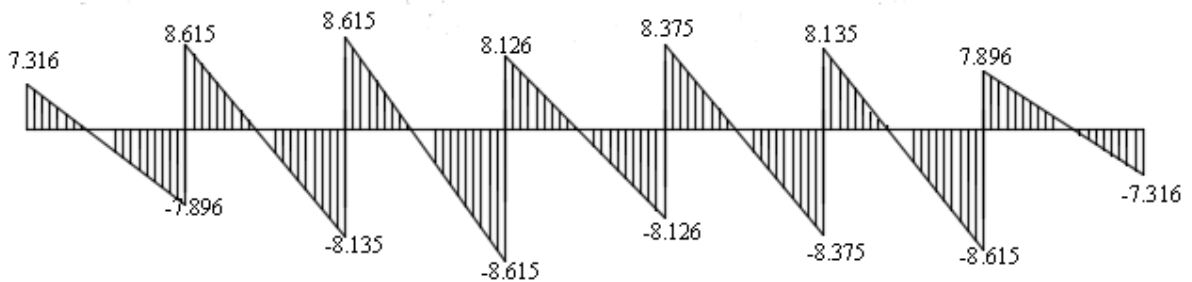


Figure III.14 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

2^{eme} cas :



Figure III.15 schéma statique de la 2eme poutrelle

- Calcul des moments isostatique à l'ELU :

$$\text{Travée EF : } M_{01} = q_u \times (l^2 / 8) = 5.944 \times ((3,90)^2 / 8) = 11.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée FG : } M_{02} = q_u \times (l^2 / 8) = 5.944 \times ((3,90)^2 / 8) = 11.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée GH : } M_{03} = q_u \times (l^2 / 8) = 5.944 \times ((3,30)^2 / 8) = 8.09 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments fléchissant :

- **Les moments aux appuis :**

$$ME = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 11.30 = 3.39 \text{ KN.m}$$

$$MF = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 11.30 = 5.65 \text{ KN.m}$$

$$MG = 0,5 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,5 \times 11,30 = 5,65 \text{ KN.m}$$

$$MH = 0,3 M_{03} = 0,3 \times 8.09 = 2.427 \text{ KN.m}$$

- **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 EF :**

$$M_t^{EF} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{MF + ME}{2} = (1 + (0.3 \times 0.227)) 11.30 - \frac{5.65 + 3.36}{2} = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0.634 \times 11.30 = 7.164 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{DE} = 7.56 \text{ KN.m}$$

- **Travée de Intermédiaire FG :**

$$M_t^{FG} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02} - \frac{MG + MF}{2} = (1 + (0.3 \times 0.227)) 11.30 - \frac{5.65 + 5.65}{2} = 6.419 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{FG} \geq \frac{1.2 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0.634 \times 11.30 = 7.164 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{FG} = 7.164 \text{ KN.m}$$

- **Travée de rive GH :**

$$M_t^{GH} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{03} - \frac{MH + MG}{2} = (1 + (0.3 \times 0.227)) 8.09 - \frac{2.427 + 5.65}{2} = 4.602 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{GH} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.634 \times 8.09 = 5.129 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{GH} = 5.129 \text{ KN.m}$

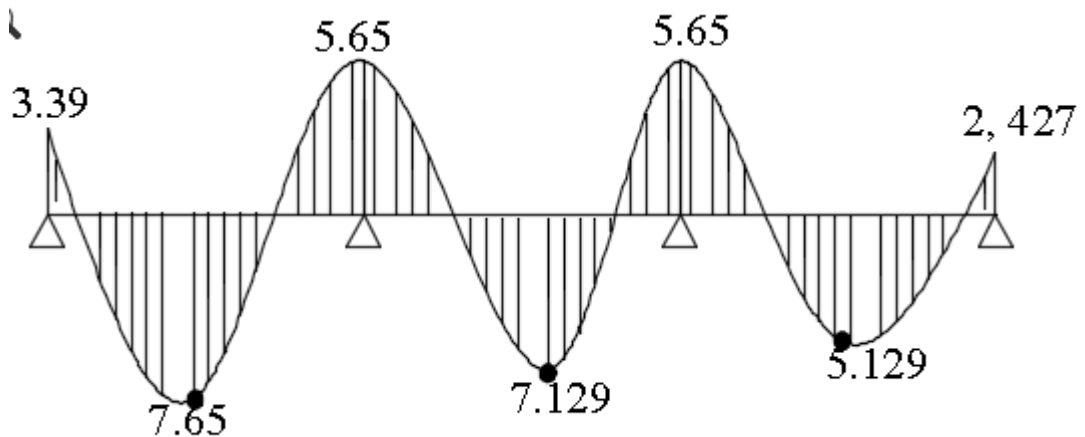


Figure III.16 : Diagramme des moment fléchissant a l' ELU

- Calcul des efforts tranchants :

• **Travée EF :**

$$T_E = \frac{M_E - M_F}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3.39 - 5.65}{3.90} + \frac{5.944 \times 3.90}{2} = 11.01 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{M_E - M_F}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3.39 - 5.65}{3.90} - \frac{5.944 \times 3.90}{2} = -12.170 \text{ KN}$$

Travée (F-G) :

$$T_F = \frac{M_F - M_G}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.65 - 5.65}{3.90} + \frac{5.944 \times 3.90}{2} = 11.590 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{M_F - M_G}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.65 - 5.65}{3.90} - \frac{5.944 \times 3.90}{2} = -11.590 \text{ KN}$$

Travée (G-H) :

$$T_G = \frac{M_G - M_H}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.65 - 2.427}{3.30} + \frac{5.944 \times 3.30}{2} = 10.784 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{M_G - M_H}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.65 - 2.427}{3.30} - \frac{5.944 \times 3.30}{2} = -8.831 \text{ KN}$$

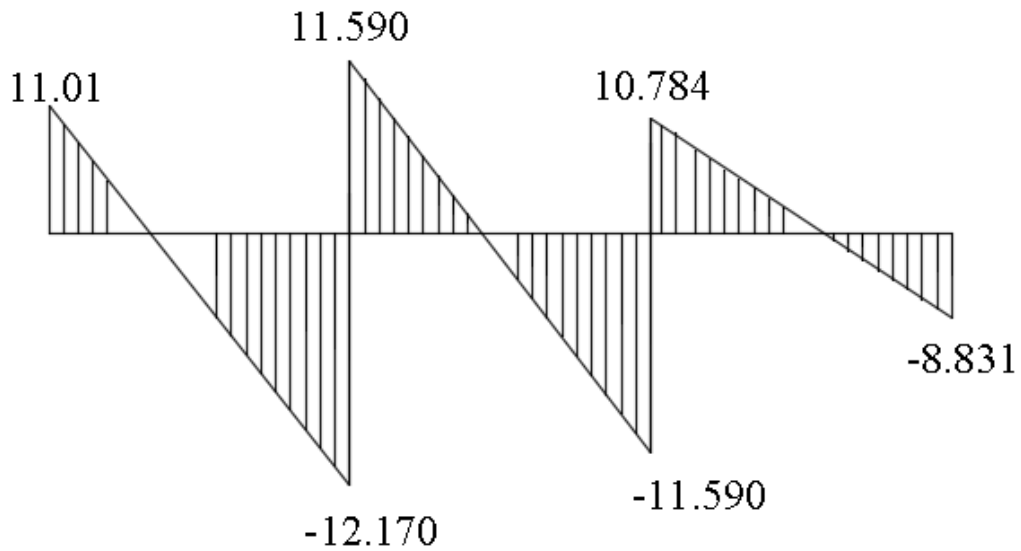


Figure III.17 : Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU

Calcul a l'ELS :

On a : $q_s = 4.925 \text{ KN / ml}$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$$

Travée EF : $M_{01} = q_s \times (l^2 / 8) = 4.925 \times ((3,90)^2 / 8) = 9.363 \text{ KN.m}$

Travée FG : $M_{02} = q_s \times (l^2 / 8) = 4.925 \times ((3,90)^2 / 8) = 9.363 \text{ KN.m}$

Travée GH : $M_{03} = q_s \times (l^2 / 8) = 4.925 \times ((3,30)^2 / 8) = 6.704 \text{ KN.m}$

Calcul des moments fléchissant :

- **Les moments aux appuis :**

ME = $0,3 M_{01} = 0,3 \times 9.363 = 2.808 \text{ KN.m}$

MF = $0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 9.363 = 4.681 \text{ KN.m}$

MG = $0,5 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,5 \times 9.363 = 4.681 \text{ KN.m}$

$$M_H = 0,3 M_{03} = 0,3 \times 6.704 = 2.011 \text{ KN.m}$$

• 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 EF :

$$M_t^{EF} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_F + M_E}{2} = (1 + (0,3 \times 0,227)) 9.363 - \frac{4.681 + 2.808}{2} = 6.256 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,634 \times 9.363 = 5.936 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 6.256 \text{ KN.m}$

- Travée de Intermédiaire FG :

$$M_t^{FG} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02} - \frac{M_G + M_F}{2} = (1 + (0,3 \times 0,227)) 9.363 - \frac{4.681 + 4.681}{2} = 5.319 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{FG} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,634 \times 9.363 = 5.936 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{FG} = 5.936 \text{ KN.m}$

- Travée de rive GH :

$$M_t^{GH} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{03} - \frac{M_H + M_G}{2} = (1 + (0,3 \times 0,227)) 6.704 - \frac{2.011 + 4.681}{2} = 3.814 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{GH} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,634 \times 6.704 = 4.250 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{GH} = 4.250 \text{ KN.m}$

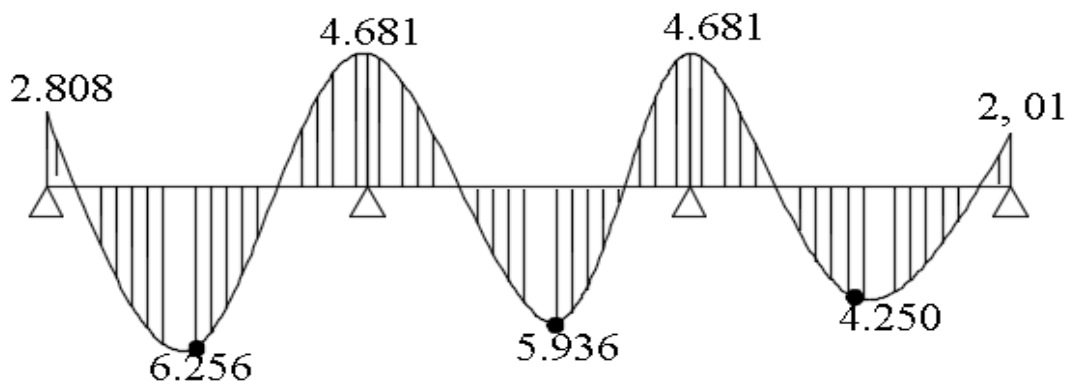


Figure III.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Calcul des efforts tranchants :**Travée (E-F) :**

$$T_E = \frac{M_E - M_F}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{2.808 - 4.681}{3.90} + \frac{4.295 \times 3.90}{2} = 7.894 \quad \text{KN}$$

$$T_F = \frac{M_E - M_F}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{2.808 - 4.681}{3.90} - \frac{4.295 \times 3.90}{2} = -8.855 \quad \text{KN}$$

Travée (F-G) :

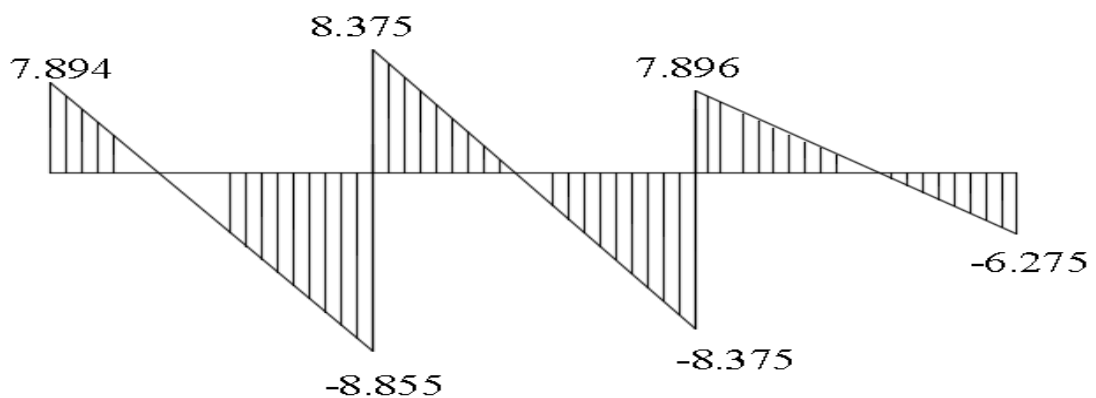
$$T_F = \frac{M_F - M_G}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.681 - 4.681}{3.90} + \frac{4.295 \times 3.90}{2} = 8.375 \quad \text{KN}$$

$$T_G = \frac{M_F - M_G}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.681 - 4.681}{3.90} - \frac{4.295 \times 3.90}{2} = -8.375 \quad \text{KN}$$

Travée (G-H) :

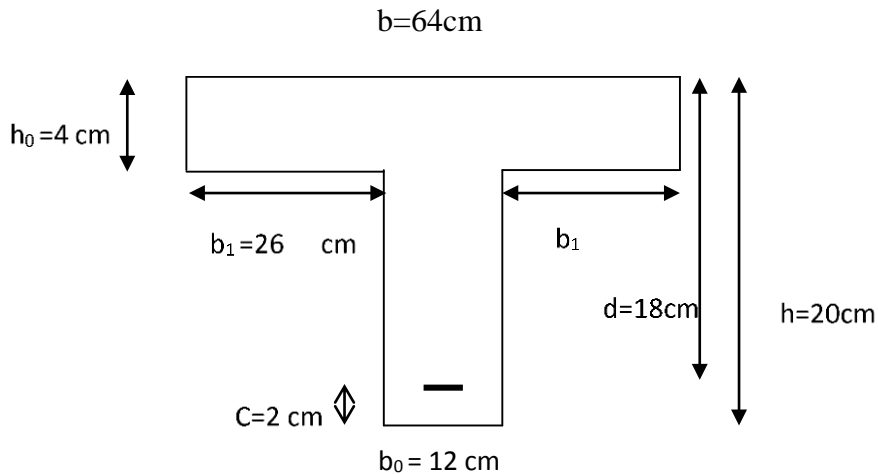
$$T_G = \frac{M_G - M_H}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.681 - 2.011}{3.30} + \frac{4.295 \times 3.30}{2} = 7.896 \quad \text{KN}$$

$$T_H = \frac{M_G - M_H}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.681 - 2.011}{3.30} - \frac{4.295 \times 3.30}{2} = -6.277 \quad \text{KN}$$

**Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELS**

III.2.4) Le ferrailage des poutrelles à l'ELU

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal à l'ELU:



Armatures longitudinales :

	Les moments d'appuis (KN.m)	Les moments de travée (KN.m)
Les moments maximaux	5.65	9.809

La position de l'axe neutre :

Si : $M_t \max > M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure.

Si : $M_t \max < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

• En travée :

Soit M_0 le moment équilibré par la table de compression donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0.64 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 \times 10^3 = 58.163 \text{ KN. m}$$

$M^t \max = 9.809 \text{ KN.m} < M_0 = 58.163 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression

Le béton tendu est négligé, donc la section en T se calcule comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h" ($b \times h$) = **(64x20) cm²**.

$$\mu_b = \frac{M_{max}^T}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.809}{0.64 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.034 \quad \mu = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.A.A), donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

On a : $\mu_b = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^T}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.809 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 1.59 \text{ cm}^2 \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

On opte pour une section d'armatures : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis :**

$M^A_{max} = 5.65 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{max}^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.65}{0.64 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.020 \quad \mu = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.A.A), donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

On a : $\mu_b = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^A}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.65 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 0.911 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

b) Calcul des Armatures Transversales (BAEL 91 /99 / Art A.7.2.2):

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{L \max}; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; 10; \frac{120}{2} \right) = \min (5.71 ; 10 ; 60) = 5.71 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

$\phi_{L \max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

h : Hauteur du plancher.

b_0 : Largeur de l'âme.

Soit : $A_{st} = 2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$

- Espacement des Armatures (BAEL 91/ 99 / Art A.5.1.22) :

$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm})$
 $St \leq \min(16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 16 \text{ cm}$

- Pourcentage minimum des armatures transversales (BAEL 91/ 99 / Art A.5.1.22)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{1 \times 400}{12 \times 16} = 2.083 \text{ Mpa} > 0.4 \text{ Mpa}$$

condition vérifier

Vérification à l'ELU :**Condition de non fragilité du béton (BAEL 91/ 99 / Art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_{\min} < A_{\text{adoptée}} = 2,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- Aux appuis : $A_{\min} < A_{\text{adoptée}} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91/99 / Art A.5.1.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$ avec : **Tmax = 15,55 KN.**

- Calcul la contrainte de cisaillement admissible :

Pour une fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$= \min (3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

- Calcul la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{15.55 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.719 \text{ Mpa}$$

$$= \bar{\tau}_u 3 \text{ Mpa} > 0.72 \tau_u \text{ pa}$$

condition vérifier .

Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91/99 / Art A.5. 1,313) :

On doit vérifier que : $T_{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec : **a = 0.9 d** : Longueur d'appui de la bielle

- **Appuis de rive :**

$T_{max} = 10.784 \text{ KN} < 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.162 \times 0.12 \times 10^3 = 129.6 \text{ KN}$ **condition vérifier**

- **Appuis intermédiaire :**

$T_{max} = 11.88 \text{ KN} < 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.162 \times 0.12 \times 10^3 = 129.6 \text{ KN}$ **condition vérifier**

Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

- **Appui de rive (BAEL 91/99 / Art A.5.1,312) :**

On doit prolonger au delà de l'appui coté travée et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant :

$$A_{st} \geq \frac{T_u^{max} \times \gamma_s}{f_e}$$

$$A_{st} \geq \frac{15,55 \times 10^3 \times 1,15}{400} = 0,045 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \text{ adoptée} = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.045 \text{ cm}^2$ **condition vérifier**

- **Appui intermédiaire (BAEL 91/99 / Art A.5.1,321) :**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime **M_u** est inférieure à (**0.9T_u.d**) on doit prolonger les armatures en travée au de la des appuis et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$T_{u \text{ max}} + \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9d}$$

T_{u max} = 11.88 KN M_{a max} = 5.65 KN.m

$0.9 \times d \times T_{u \text{ max}} = 0.9 \times 0.18 \times 11.88 = 1.92 \text{ KN.m}$

M_{a max} = 5.65 KN.m > 0.9 × d × T_{u max} = 1.92 KN.m **condition vérifier**

Donc les armatures adoptées sont suffisantes

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/99 / Art A.6.1,3) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement pour les barres **HA**

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{11.88 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.778 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 0.778 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$

Calcul de longueur du scellement droit (BAEL 91/99 / Art A.6.1,221) :

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

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

Forfaitairement : $L_s = 40 \varnothing = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

Donc on prend $L_s = 40 \text{ cm}$

Les règles du (BAEL 91/99 / Art A6.1,253) l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «**Lc**» est au moins égale à «**0.4 × Ls**» pour les aciers **H.A. Lc = 0.4 × Ls = 0.4 × 40 = 16 cm.**

❖ Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation

- Etat limite d'ouverture des fissures :

Dans notre cas, La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire

○ Vérification de la résistance à la compression du béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à **0,6 fcj** selon (BAEL 91/99 / Art A.4.5.2.)

- En travée :

La section d'armatures adoptées à l'ELU est : **Ast = 3 HA10 = 2.35 cm²**

• Vérification de la contrainte dans les aciers : $\sigma_s < \bar{\sigma}$:

$$\sigma_s = \frac{M_{t\max}^s}{A_t \times \beta \times d}$$

Avec :

$$M_{s\max}^t = 6.265 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100A_t}{b_0 d} = \frac{235}{12 \times 18} = 1.087$$

β est en fonction de ρ donc par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS; **$\beta = 0,856$ et $k=19.85$**

$$\sigma_s = \frac{6.256 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 172.775 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

• **Vérification de la contrainte dans le béton** : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{172,775}{19,85} = 8,704 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

- Aux Appuis :

La section d'armatures adoptées à l'ELU est : **Ast = 2HA10 = 1.57 cm²**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers** : $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = \frac{M_{a\max}^s}{A_t \times \beta \times d}$$

Avec :

$$M_s \text{ a max} = 4,681 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100A_t}{b_0 d} = 0,726$$

β est en fonction de ρ donc par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS; $\beta = 0,876$ et

$$k = 25,505 .$$

$$\sigma_s = \frac{4,681 \times 10^3}{1,57 \times 0,876 \times 18} = 189,087 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

• **Vérification de la contrainte dans le béton** : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{189,087}{25,505} = 7,413$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

- Vérification de l'état limite de déformation (BAEL 91/99 / Art B.6.5) :

- Vérification de la flèche (BAEL 91/99 / Art A.6.5.2) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'**ELS** les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/99 / Art B.6.8.424**) :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{t \max}}{15 M_0}$

Avec :

M_0 : moment max de la travée isostatique ($M_0 = 9,363 \text{ KN.m}$)

h : hauteur total du plancher (20cm)

Avec :

l : portée maximale entre nus d'appuis ($l = 3.90 \text{ m}$)

$M_{s t \max}$: moment max à l'ELS ($M_{s t \max} = 6,265 \text{ KN.m}$)

A_{st} : Section des armatures ($A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2$)

b_0 : largeur de la section ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

d : hauteur utile de la section droite ($d = 18 \text{ cm}$)

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{390} = 0.051 > 0.044$ **condition vérifiée**
- $\frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108 > 0.009$ **condition non vérifiée**
- $0.051 > \frac{5.265}{15 \times 9.363} = 0.0374$ **condition vérifiée**

L'une des conditions n'est pas vérifiée ; donc on doit calculer la flèche :

- Calcul de la flèche :

On doit vérifier que : $f_v < \bar{f}$

$$f_v = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad \text{Et} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (\text{BAEL 91/99 / Art B.6.5.3})$$

Avec :

Ms t : moment max en travée à l'ELS (5,58 KN.m).

L : longueur libre de la poutrelle (L=3,30 m).

E_v : module de deformation longitudinale différé

$$(E_v = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 3700^3 \sqrt{25} = \mathbf{10818,86})$$

I_{fv} : moment d'inertie fictif total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \gamma_v)}$$

I₀ : moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

$$I_0 = \frac{b_0 \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_t \times (y_2 - c)^2$$

Y₁ : position de l'axe neutre ($y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$)

S_{xx} : moment isostatique par rapport à l'axe passant par le CDG

B₀ : surface de la section homogène.

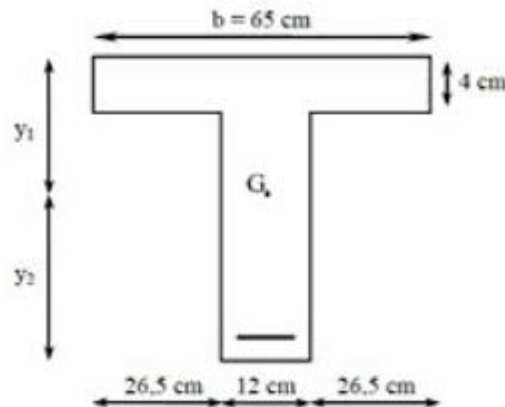


Figure III.20 Section de la poutre en T

- **Air de la section homogène :**

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

- **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 = \mathbf{3458,5 \text{ cm}^4}$$

- Calcul de « y1 » et « y2 » :

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = 7.0979 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.0979 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.098^3 + 12.98^3)}{3} + (64 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.098 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.98 - 2)^2$$

$$= 20110.861 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108 = 0.011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{64} \right) \times 0.011} = 1.490$$

• La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{M_{a\max}^s}{A_t \times \beta \times d} = \frac{4.681 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 129.277 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s}; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 129.277}, 0 \right)$$

$$\mu = \max (0.353 ; 0) = 0.353$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \gamma_v)} = \frac{1.1 \times 20110.861}{1 + (0.353 \times 1.490)} = 12309.460 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5.58 \times 10^6 \times 3900^2}{10 \times 10818.865 \times 12309.460 \times 10^4} = 6.372 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3900}{500} = 7.8 \text{ mm}$$

$$f_v = 6.372 \text{ mm} < \bar{f} = 7.8 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le ferrailage des poutrelles sera comme suivant:
Armatures **longitudinales** :

En travée : **3HA10**

Aux appuis : **2HA10**

Armatures transversales :

Un étrier en : **Ø6 Treillis soudé : TS Ø6 – 200 * 20**

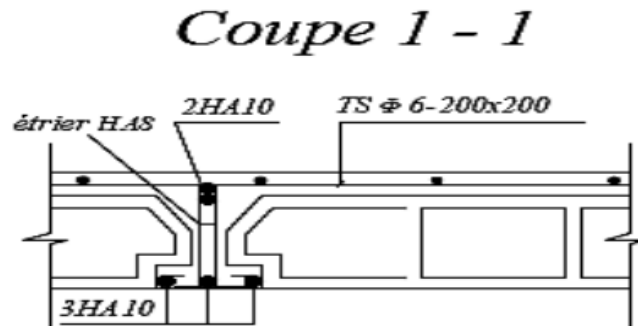


Figure III.21 : Coupe schématique du ferrailage du plancher.

III.3 Balcons en dalle pleine :

Introduction :

Un balcon est un élément de structure qui va subir des charges et surcharges. Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher et sera calculé comme une console encastree dans la poutre de rive.

III.3.1) Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

G: charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

Q: surcharge d'exploitation verticale revenant à la console.

P: charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Avec : Largeur $L = 1.35\text{m}$

Longueur $l = 5,20\text{ m}$

Épaisseur $e = 15\text{ cm}$ (voir chapitre II)

Un garde de corps de hauteur $h=1m$ en brique pleine de 10,5cm d'épaisseur

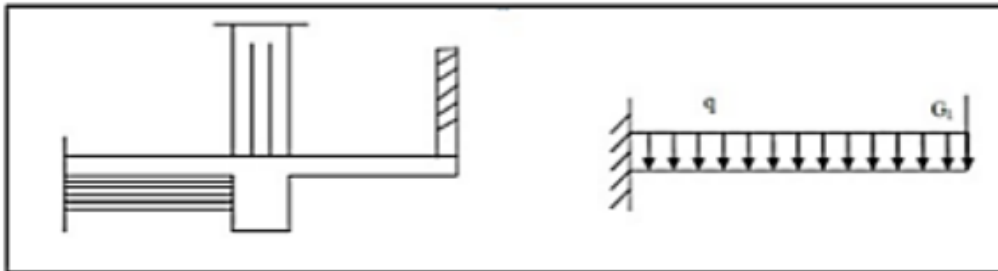


Figure III.22 schéma statique du balcon

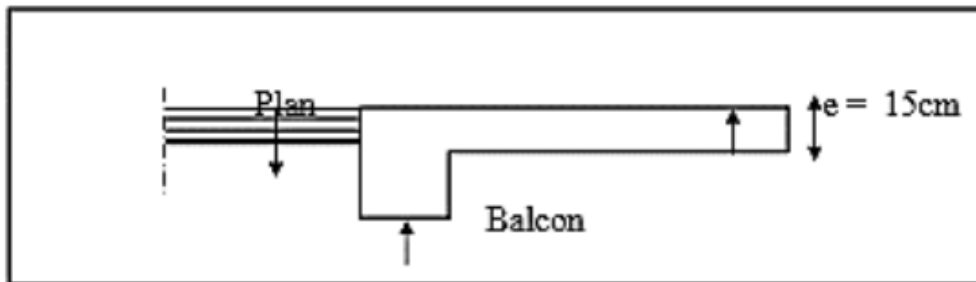


Figure III.23 coupe verticale détaillant la liaison balcon- poutre de rive.

III.3.2) Détermination des charges

a) Charges permanentes :

- Charge permanente de la dalle pleine : $G = 5,07 \text{ KN/m}^2$ (chapitre II)
- Charge de concentration due au poids du garde-corps :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
Brique ($e_p = 0.1m$)	0.1	9	0.90
Enduit de ciment	0.02×2	20	0.8
$G_T=1.7$			

Tableau III.2 Charges permanente de garde-corps

b) Surcharges d'exploitation :

- Surcharge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ (d'après le DTR)
- Surcharge dû à la main courante $q = 1 \text{ KN/m}$

$$Q_T = Q + q = 3,5 + 1 = 4,5 \text{ KN/ml}$$

III.3.3) Combinaisons des charges

a- **Combinaison de charge à l'ELU (balcon est calculé en flexion simple) :**

- Pour la dalle : $q_u = 1.35G + 1,5Q$

$$q_u = (1,35 \times 5,07) + (1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ m} = 12,09 \text{ KN/ml}$$

- Pour le garde-corps :

$$q_{ug} = (1,35 \times 1,7) = 2,295 \text{ KN/ml}$$

b- **Combinaison de charge à l'ELS :**

- Pour la dalle : $q_s = G + Q$

$$q_s = (5,07 + 3,5) \times 1 \text{ m} = 8,57 \text{ KN/ml}$$

- Pour le garde-corps : $q_{sg} = 1,7 \times 1 \text{ m} = 1,7 \text{ KN/m}$

III.3.4) Calcul des moments fléchissant :

a) **A l'ELU :**

- **Calcul du moment d'encastrement :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + q_{ug} \times l = \frac{12,09 \times 1,35^2}{2} + (2,295 \times 1,35)$$

$$= 14,12 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$T_u = q_u \times l + q_{ug} = (12,09 \times 1,35) + 2,295 = 18,62 \text{ KN}$$

b) **A l'ELS :**

- **Calcul du moment d'encastrement**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + q_{sg} \times l = \frac{8,57 \times 1,35^2}{2} + (1,7 \times 1,35)$$

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

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$T_s = q_s \times l + P_s = (8,57 \times 1,35) + 1,7 = 13,27 \text{ KN}$$

III.3.4.1) Ferrailage à L'ELU :

On étudiera une section rectangulaire de largeur **b=100cm** et d'hauteur **h=15cm** soumise à la flexion simple, avec un enrobage **c=3cm** (car l'élément est exposé aux intempéries)

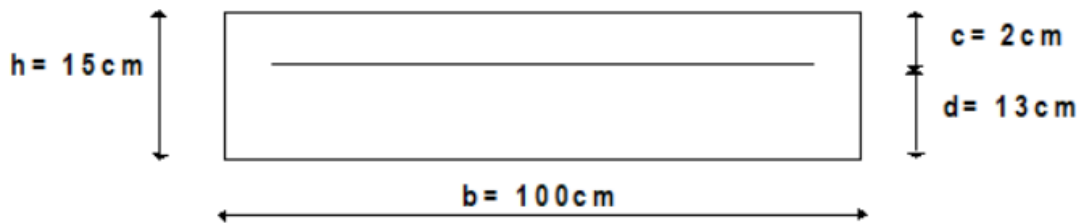


Figure III.24 . : Schéma statique de section rectangulaire

• Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.059$$

$\mu_u = 0.059 < \mu_l = 0.392$ Section simplement armé (SSA)

$\mu_u = 0,059 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,762$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.12 \times 10^3}{0.762 \times 13 \times 348} = 4.095 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}^2$

III.3.4.2) Vérifications à L'ELU

1. Condition de non fragilité :(BAEL 91modifier 99, article A.4.2.1 :

On doit vérifier que : $A > A_{min}$

Avec : $A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400}$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_s$

condition vérifier.

2. Espacement des armatures : (BAEL 91 modifier 99, article A.8.2.42) :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principale:** $S_t \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm})$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier.}$$

- **Armatures répartition** $S_t \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm})$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier.}$$

3. contrainte de cisaillement : (BAEL 91 modifier 99, article A.5.1. 211).

pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_s} = 2.5 \text{MPa}; 4 \text{MPa} \right)$$

Avec :

$$T_u = 18.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.62 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.143 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier.}$$

Pas de risque de cisaillement donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Vérification de la condition d'adhérence : (BAEL 91 modifier 99, article A.6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} (\Psi_s = 1.5 \Rightarrow \text{HA})$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

τ_{se} La contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

$$\sum U_i = n \cdot \Theta \cdot \pi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.62 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.844 \text{ Mpa} < 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier.}$$

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

5. Ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99, article 5.1.221) :

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400** et pour **fc28= 25 MPa**, la longueur de scellement droite **ls** est égale à : **ls = 35φ**

- Pour les HA 10 : $ls = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$.

- Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42$ cm.

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal, la longueur de recouvrement d'après l'article (A.61.235 BAEL91/99)

- Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14$ cm.
- Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16.8$ cm.

III.3.4.3) Vérification à l'ELS

- **contrainte de compression dans l'acier et le béton :**

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très Préjudiciable alors nous devons vérifier que :

➤ **La contrainte dans les aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435 \quad \beta_1 = 0.899 \quad K_1 = 34.50 \quad k = \frac{1}{k_1} = 0.029$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.10 \times 10^3}{0.899 \times 13 \times 5.65} = 152.96 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(0.5f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) = \min (0.5 \times 400 ; 90 \sqrt{1.6 \times 2.1}) = 164.97 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.029 \times 152.96$$

$$\sigma_{bc} = 4.44 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

condition vérifier .

- **Vérification de la flèche : (BAEL91 modifié 99 article B.6.5, 1)**

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \right\rangle$$

$$- \frac{h}{l} = \frac{15}{135} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition vérifier.}$$

$$- \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.00434 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{condition vérifier.}$$

$$- \frac{h}{L} = \frac{15}{135} = 0.11 = \frac{10.10}{10 \times 10.10} = 0.1 \quad \text{condition vérifier.}$$

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

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des balcons en dalle pleine La console sera ferrillée comme suit :

- Armatures principales: 5HA12 (St= 20 cm).
- Armatures répartition: 5HA 10 (St= 20 cm)

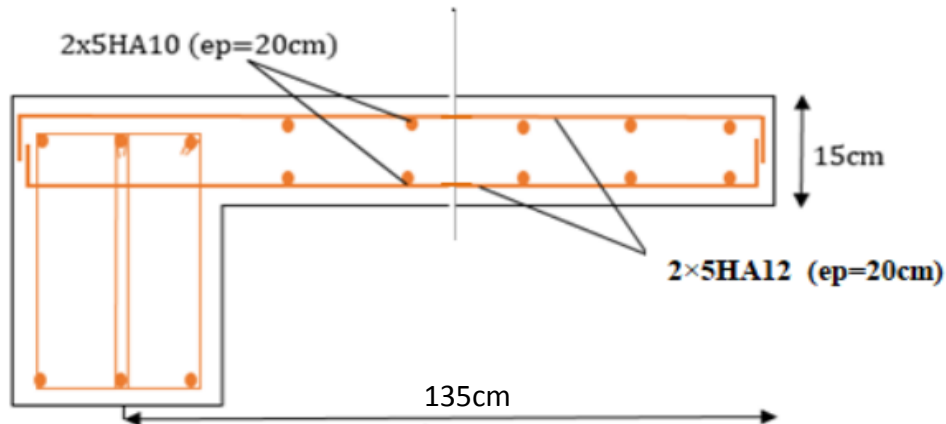


Figure III.25 ferrailage des balcons

III.4 Calcul de l'escalier

III.4.1) Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins reposant sur une paillasse et des paliers permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont réalisés et coulés sur place et sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

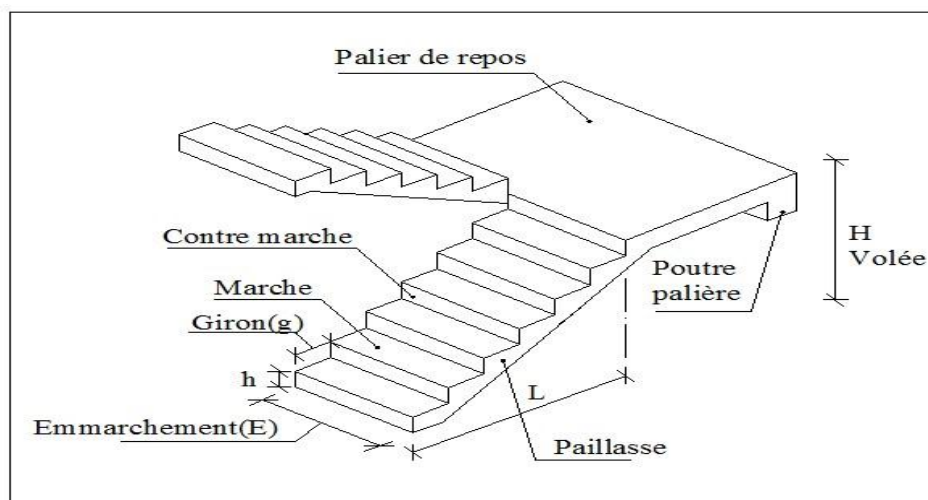


Figure III.26 Schéma statique de l'escalier.

III.4.2) Escalier du 1^{er} étage vers les étages supérieurs**III.4.2.1) Dimensions des escaliers**

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h),
- L'épaisseur de la paillasse (ep).
- giron (g).

Notre escalier des étages courant comporte deux volées et un palier.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

- **Nombre de contre marches :**

On opte pour une hauteur de marche $h = 17$ cm

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

- **Nombre de marches :** $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches

Emmarchement : $E = 140$ cm

Le giron :

$$g = \frac{L}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$. $g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Alors :

$h = 17$ cm

$g = 30$ cm

Nombre de marches : 8

- **Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

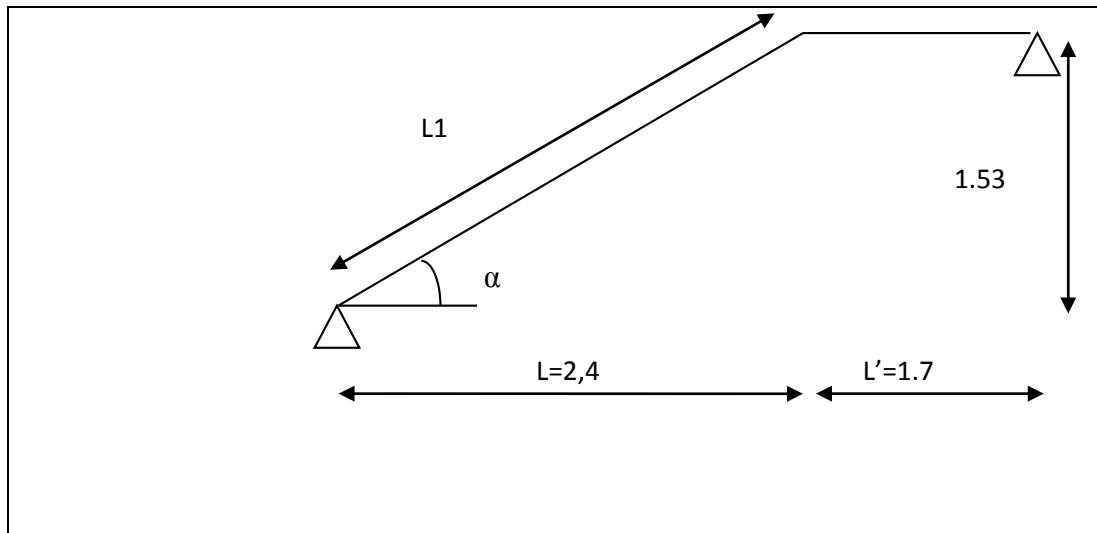


Figure III.27 Schéma statique de l'escalier.

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \dots \dots \dots \text{BAEL91.}$$

Avec :

L : Longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

L₁ : Longueur projeté de la paillasse.

L₂ : Longueur du palier d'arrivée.

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.5^\circ$$

Donc :

$$L = \frac{240}{\cos 29.5} + 140 = 475.75 \text{ cm}$$

$$\frac{475.75}{30} \leq ep \leq \frac{475.75}{20} \rightarrow 15.85 \text{ cm} \leq ep \leq 23.78 \text{ cm}$$

Conclusion

On opte pour une paillasse d'épaisseur $ep = 20 \text{ cm}$.

III.4.2.2) Détermination des Charges et surcharges

-Le calcul se fera pour 1m d'embranchement, E = 1.40 m.

- La charge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :

$Q = 2.5 \times 1.40 \text{ m} = 3.5 \text{ KN/ml.}$

a) Palier :

Eléments	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m2)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
lit de sable	18	0.02	0.36
Palier	25	0.20	5.00
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
charge permanente totale			Gt = 6.52
surcharge			Q= 2,5

Tableau III.3: Calcul de la charge permanente du palier.

b) paillasse :

Eléments	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m2)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
lit de sable	18	0.02	0.36
Marches	25	0.17/2	2.125
Paillasse	25	0.20/cos29.5	5.74
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Garde-corps	1	0.2	0,2
charge permanente totale			Gt = 9.585
Surcharge			Q= 2,5

Tableau III.4: Calcul de la charge permanente de la paillasse.

III.4.2.3) Combinaison de charges

	ELU : $Q_u = (1,35G+1,5Q) \times 1m$ [KN/ml]	ELS : $Q_s = (G+Q) \times 1m$ [KN/ml]
Palier	$Q_u \text{ palier} = (1.35 \times 6.52 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 12.552$	$Q_s \text{ palier} = (6.52 + 2.5) \times 1m = 9.02$
Paillasse	$Q_u \text{ paillasse} = (1.35 \times 9.585 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 16.689$	$Q_s \text{ paillasse} = (9.585 + 2.5) \times 1m = 12.085$

Tableau III.5: Combinaison de charges à L'ELU et L'ELS.

Remarque

Les charges de la paillasse et de la volée sont les même pour les deux cas d'escaliers, puisque leurs épaisseurs ainsi la dimension de leurs marches sont identiques.

III.4.2.4) Étude des paillasses et des paliers

➤ À L'ELU

a) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

- Les réactions d'appuis

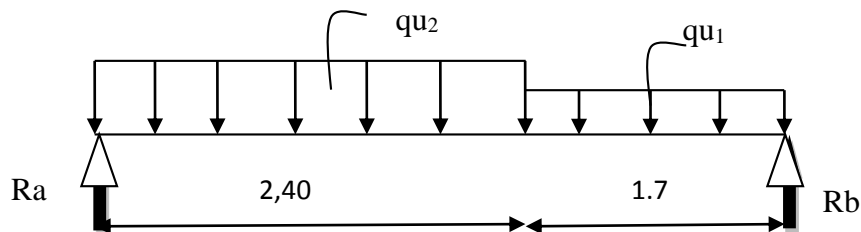


Figure III.28 Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELU.

• Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \quad \longrightarrow \quad R_A + R_B - 16.689(2.4) - 12.085(1.7) = 0.$$

$$R_A + R_B = 59.479 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \longrightarrow \quad 4.1R_B = [(16.689 \times 2.4) \times 1.2] + [(12.085 \times 1.7) \times 3.25]$$

$$R_B = 28 \text{ KN}$$

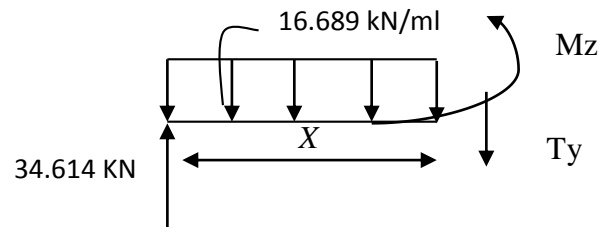
On à : $R_A = 59.479 - R_B$

$$R_A = 31.479 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

- Efforts tranchants :



$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_v x + R_A.$$

$$T_y = -16.689x + 31.479$$

$x = 0 \quad M_Z(0) = 31.479 \text{ KN}$

$x = 2.4 \quad M_Z(2.4) = -8.574 \text{ KN}$

- Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_v \frac{x^2}{2} + R_A x.$$

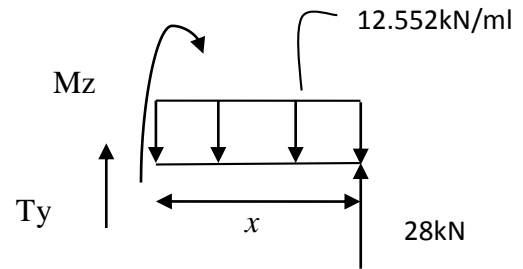
$$M_z = -16.689 \frac{x^2}{2} + 31.479x$$

$x = 0 \quad M_z(0) = 0 \text{ KN}$

$x = 2.4 \quad M_z(2.4) = 27.485 \text{ K N}$

- 2^{ème} tronçon : $0 \leq x' \leq 1.7m$

Efforts tranchants :



$$\sum F_y = 0 \quad T_y = Q_p x' - R_B$$

$$T_y = 12.552x' - 28$$

$$x' = 0 \longrightarrow T_y(0) = -28 \text{ KN}$$

$$x' = 1.7 \longrightarrow T_y(1.7) = -6.661 \text{ KN}$$

Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_p \frac{(x')^2}{2} + R_B x'$$

$$M_z = -12.085 \frac{x'^2}{2} + 28 x'$$

$$x = 0 \quad M_Y(0) = 0 \text{ KN}$$

$$x = 1.7 \quad M_Y(1.7) = 30.137 \text{ KN}$$

Moment maximum :

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2.4$

$$M^{max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -16.689x + 31.479 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.88 \text{ m}$$

$$(1.88) = 29.687 \text{ KN.m.} \quad \Rightarrow M_z^{max} = 29.687 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_z^{max} = -8.906 \text{ KN.m.}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_z^{max} = 25.233 \text{ KN.m.}$

-Diagramme des efforts internes

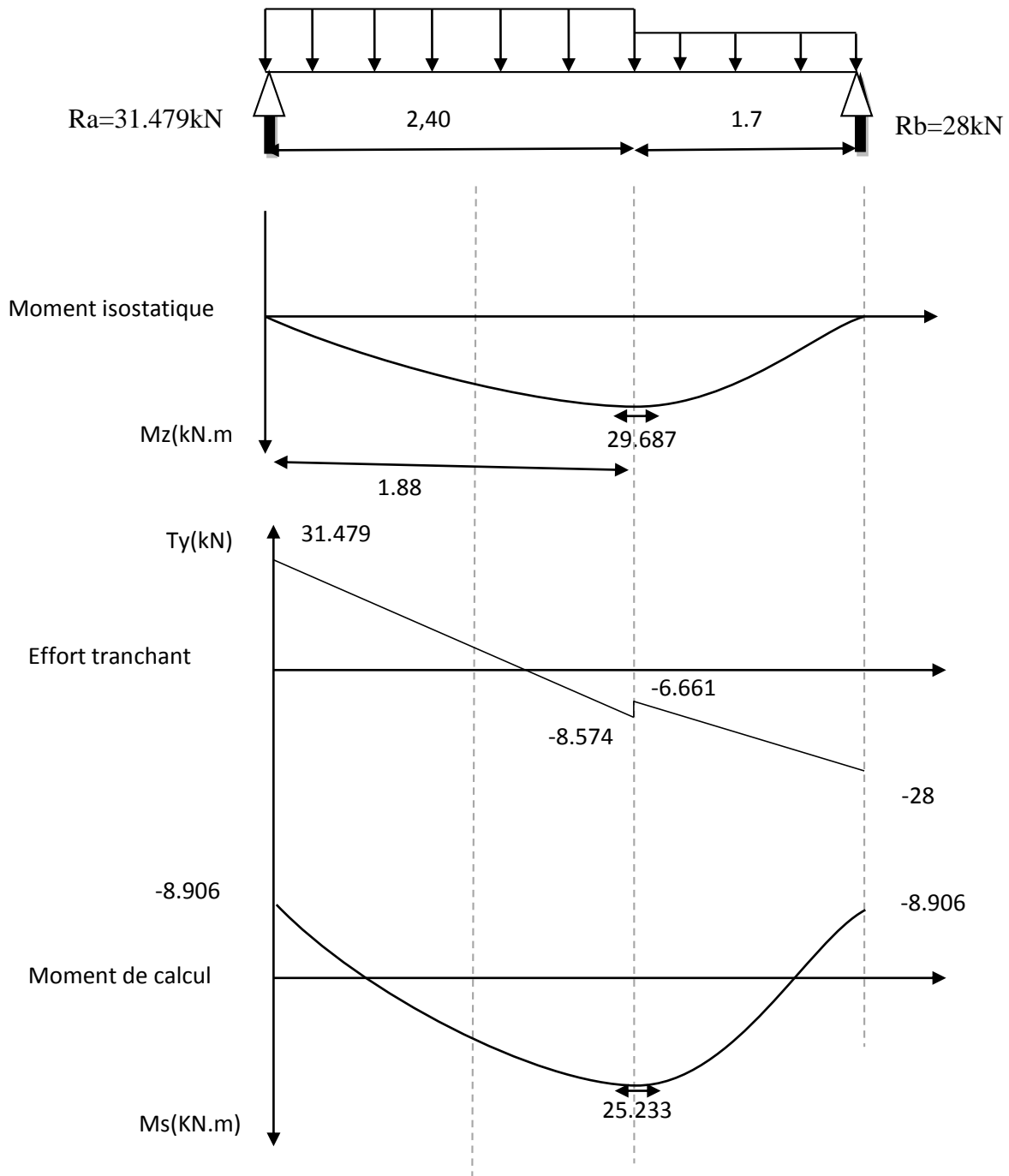


Figure III.29 Diagrammes des efforts internes à l'ELU de l'escalier.

b) Calcul a l'ELU

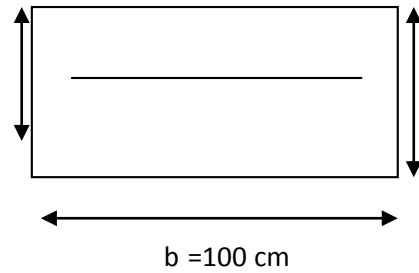
- **Aux appuis :** $h = 20\text{cm}$

$d = 18\text{cm}$ $M_a = 8.906 \text{ KN.m.}$

-Armature principales :

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.906 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0193 < \mu_l = 0.392$$

→ la section est simplement armée (S.S.A).



$\mu_a = 0.0193$ $\beta = 0.990$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.906 \times 10^5}{0.990 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.436 \text{ cm}^2 \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On opte pour : **6HA12/ml = 6.78 cm²**

Avec un espacement de **St = 17 cm.**

-Armature de répartition

$$A_r \geq \frac{A_{sa}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}$$

On opte pour : **5HA10/ml = 3.93cm²** avec : **St = 20cm.**

- **En travée :**

$M_t = 25.233 \text{ KN. m}$

-Armature principales

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.233 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.054 < \mu_l = 0.392$$

→ la section est simplement armée (S.S.A).

$\mu_t = 0.054$ $\beta = 0.972$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25.233 \times 10^5}{0.972 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 4.144 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $6HA12/ml = 6.78 \text{ cm}^2$.
 Avec un espacement de $St = 17\text{cm}$.

-Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}$$

Soit : $5HA10/ml = 3.93\text{cm}^2$ avec : $St = 20\text{cm}$.

III.4.2.5) Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité : [art A.4.2.1/BAEL 91].**

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

Et : $f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 18 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$

-Aux appuis :

$A_{sa} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17\text{cm}^2$ condition vérifiée.

-En travée :

$A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Espacement des armatures : [art A.4.8.2,42/BAEL 91].**

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

Armatures principales : $S_t < \min\{3h; 33\text{cm}\}$.

Appui : $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Travée : $S_t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Armatures de répartition : $S_t < \min\{4h; 45 \text{ cm}\}$.

Appui : $S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Travée : $S_t = 17 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

• **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1/BAEL 91].**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u$

$V_{max} = 31.479 \text{ KN}$

Pour une fissuration non préjudiciable : [art A.5.1.2,11/BAEL 91].

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{31,479 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,174 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,174 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

• **Entraînement des barres : [art A.6.3.1/BAEL 91].**

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

Calcul de τ_{se} :
$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles $n\pi\phi$

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,479 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 1,031 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ condition vérifiée.

- **Ancrage des barres : [art A.6.1.2,21/BAEL 91].**

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est « L_c » est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers H.A :

$$L_c = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm On prend : } L_c = 17 \text{ cm.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur armatures : [art A.5.1.1,312/BAEL 91].**

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u}{\sigma_{st}} = \frac{31.479 \times 10^3}{348} = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton : [art A.5.1.1,313/BAEL 91].**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 31.479 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.388 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.388 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c) Calcul a L'ELS :

- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS

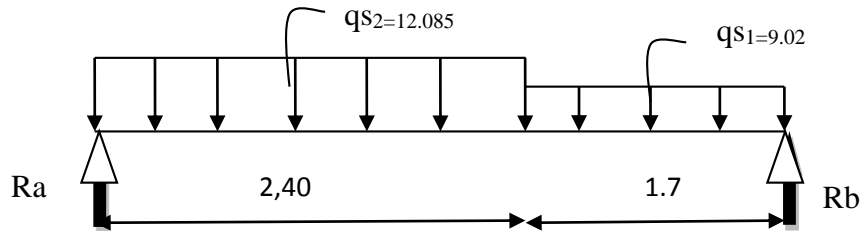


Figure III.30 Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELS.

- Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \quad \longrightarrow \quad R_A + R_B - 12.085(2.4) - 9.02(1.7) = 0.$$

$$R_A + R_B = 44.338 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \longrightarrow \quad 4.1R_B = [(12.085 \times 2.4) \times 1.2] + [(9.02 \times 1.7) \times 3.25]$$

$$R_B = 20.643 \text{ KN.}$$

On à: $R_A = 47.044 - R_B$

$$R_A = 23.695 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

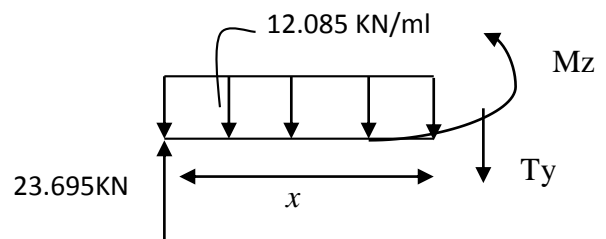
Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_v x + R_A.$$

$$T_y = - 12.085 x + 23.695$$

Pour $x = 0 \quad T_y = 23.695 \text{ kN}$

Pour $x = 2,4 \quad T_y = -5.309 \text{ kN}$



Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_v \frac{x^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -12.085 \frac{x^2}{2} + 23.695x$$

Pour $x = 0$ $M_z = 0$ kN.m

Pour $x = 2.4$ $M_z = 22.063$ kN.m

2^{ème} tronçon : $0 \leq x' \leq 1.7$ m

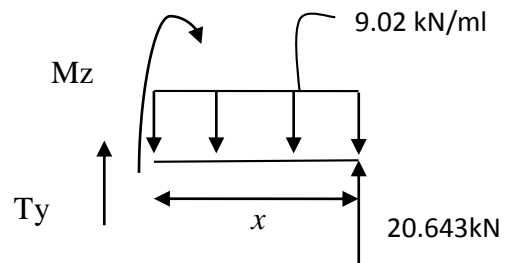
Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = Q_p x' - R_B.$$

$$T_y = 9.02 x' - 20.643$$

Pour $x' = 0$ $T_y = -20.643$ kN

Pour $x' = 1.7$ $T_y = -5.309$ kN



Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_p \frac{(x')^2}{2} + R_B x'.$$

$$M_z = -9.02 \frac{x'^2}{2} + 20.643 x'$$

Pour $x' = 0$ $M_z = 0$ kN.m

Pour $x' = 1.7$ $M_z = 22.059$ kN.m

Moment maximum :

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2.4$

$$M^{max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -12.085x + 23.695 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.96 \text{ m}$$

$$M_z(1.96) = 23.229 \text{ KN.m.} \quad \Rightarrow \quad M_z^{max} = \mathbf{23.229 \text{ KN.m.}}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_z^{max} = -6.968 \text{ KN.m.}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_z^{max} = 19.744 \text{ KN.m.}$

-Diagramme des efforts internes

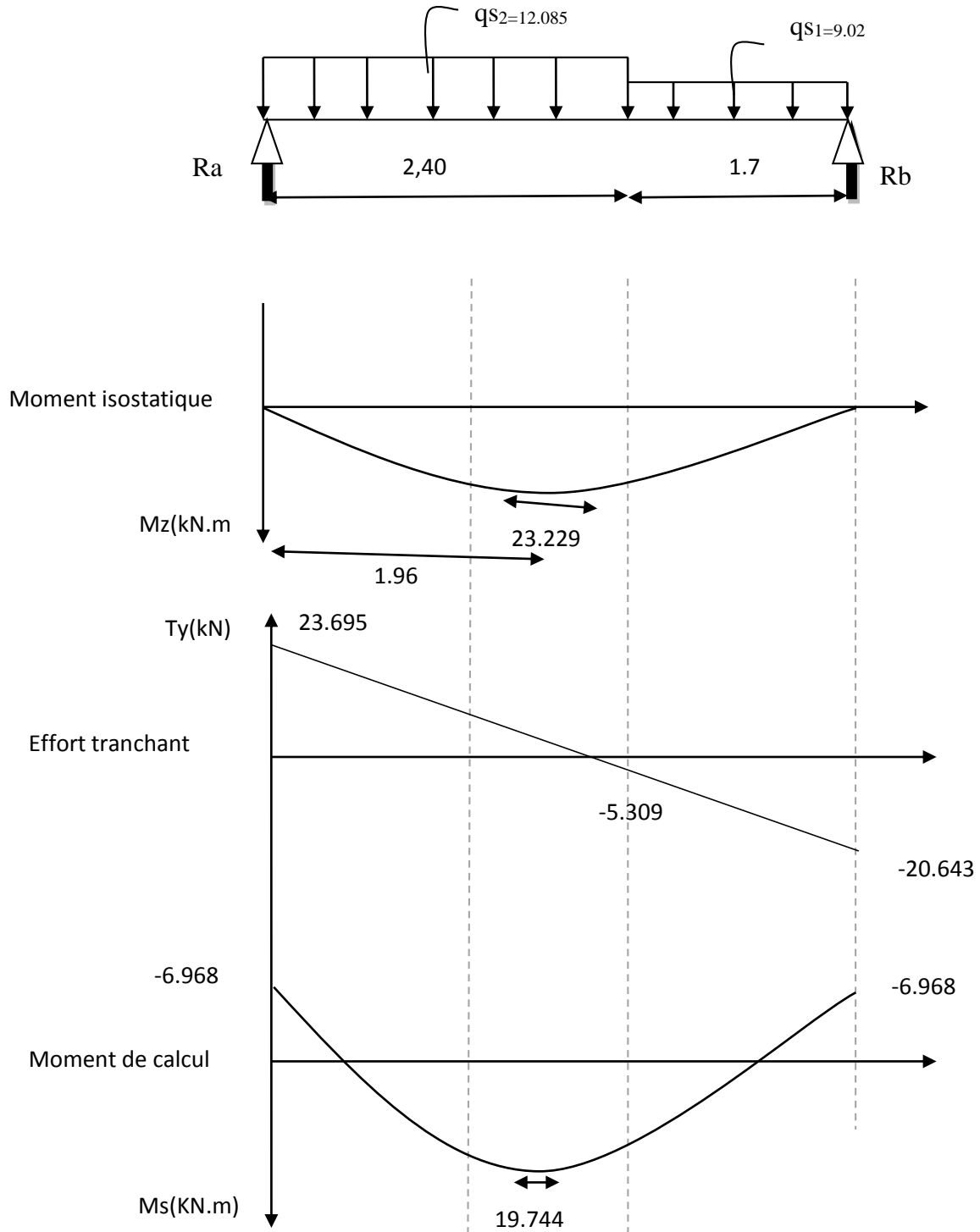


Figure III.31 Diagrammes des efforts internes à l'ELU de l'escalier.

III.4.2.6 Vérification à l'ELS

- **État limite d'ouverture des fissures [Art. A.5.3, 2 /BAEL91] :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **État limite de compression de béton : [Art. A.4.5, 2 /BAEL91] :**

On doit donc s'assurer que $\therefore \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\zeta_{bc} = K\zeta_{st} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s} \text{ , } K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.376$$

- $\rho = 0.376 \rightarrow \beta_1 = 0.905 \rightarrow K_1 = 37.63 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.023$

$$M_a = 6.968 \text{ KN.m} \quad \sigma_{st} = \frac{(6.968) \times 10^3}{0.905 \times 18 \times 6.78} = 63.089 \text{ MPa}$$

- $\sigma_{st} = 63.089 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.026 \times 63.089 = 1.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$

Condition vérifiée

-Aux travées :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 18} = 0.376$$

- $\rho = 0.376 \rightarrow \beta_1 = 0.905 \rightarrow K_1 = 37.63 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.026$

$$M_t = 19.744 \text{ kN.m} \quad \sigma_{st} = \frac{19.744 \times 10^3}{0.905 \times 180 \times 6.78} = 178.765 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 178.765 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.026 \times 178.765 = 4.647 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

• **État limite de déformation [Art B.6.8, 424 /BAEL 91] :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{380} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{17.714}{10 \times 20.84} = 0.085 > 0.052 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad A_t \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 18}{400} = 18.9 \text{ cm}^2 > A_t = 6.78 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t l^4}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{avec : } f = \frac{L}{500} = \frac{4400}{500} = 8.8 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

$$E : \text{Module de déformation différé } E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa.}$$

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS.

$$I_{fv} : \text{Inertie fictive pour les charges de longue durée ; } I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.

-Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA_t = 100 \times 20 + 15 \times 6.78$$

$$B_0 = 2101.7 \text{ cm}^2$$

-Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S/_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 18 = 21830.6 \text{ cm}^3$$

-Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S/_{xx'}}{B_0} + \frac{21830.6}{2101.7} = 5.629 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 5.629 = 14.371 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie de la section homogénéisée G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = (5.629^3 + 14.371^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6.78 + (14.371 - 2)^2 = 666921.408 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 666921.408 \text{ cm}^4$$

-Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{6.78}{100 \times 18} = 0.00376$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \text{ ft}28}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00376(2+3)} = 5.585$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 5.585 = 2.234$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \text{ ft}28}{4\rho\sigma_{st} + \text{ft}28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00376 \times 178.765 + 2.1}$$

$$\mu = 0.232$$

-Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 70863.602}{1 + 0.179 \times 3.34}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu X} = \frac{1.1 \times 666921.408}{1 + 0.232 \times 2.234}$$

$$I_{fv} = 483184.711 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{17.714 \times 3.8^2}{10 \times 10818.9 \times 10^3 \times 48783.97 \times 10^{-8}} = 0.0048 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{M_t}{10 E_v I_{fv}} = \frac{19.744 \times 4.1^2}{10 \times 10818.87 \times 10^3 \times 483184.711 \times 10^{-8}} = 0.000634 \text{ m}$$

$$\bar{f} = 0.634 \text{ mm} < f = 7.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Donc on adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux.

❖ En travée :

Armatures principale : 6HA12 espacement = 17 cm

Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 20 cm

❖ Aux appuis :

Armatures principale : 6HA12 espacement = 17 cm

Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 20 cm

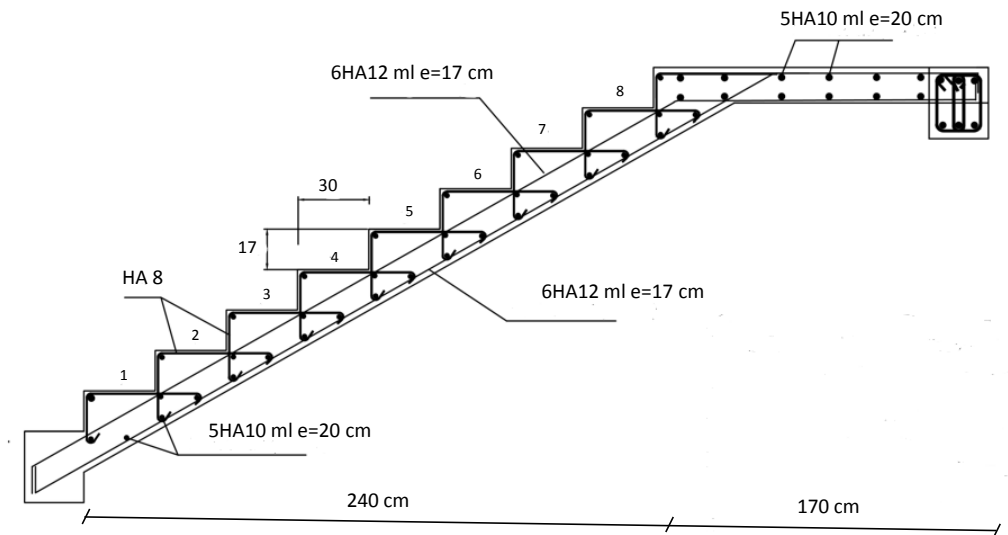


Figure III.32 : Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant.

III.5) Calcul des poutres palières

III.5.1) Les poutres palières de l'étage courant

III.5.1.1) Étude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, les réactions de la paillasse, poids du mur et les réactions du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3.3 m (entre nu d'appuis).

Son pré dimensionnement a été déjà effectué dans le 2^{eme} chapitre, donc les valeurs obtenues pour sa hauteur et sa largeur sont:

$$\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

III.5.1.2) Évaluation des charges

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2,625 \text{ KN/ml}$
- poids du mur : $G_M = 1.3 \times (3.06 - 0.2) = 3.718 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 28 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 20.643 \text{ KN}$

$$G = G_p + G_M = 2,625 + 3,718 = 6,343 \text{ KN/ml}$$

III.5.1.3) Calcul à l'ELU

- Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1,35G + R_u$$

$$q_u = 1,35 \times 6,343 + 28 = 36,563 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{36,563 \times 3,3^2}{8} = 49,771 \text{ KN.m}$$

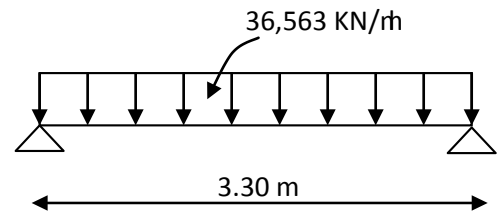
Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{36,563 \times 3,3}{2} = 60,328 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_u^a = -0,3M_u = -14,931 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0,85M_u = 42,305 \text{ KN.m}$$



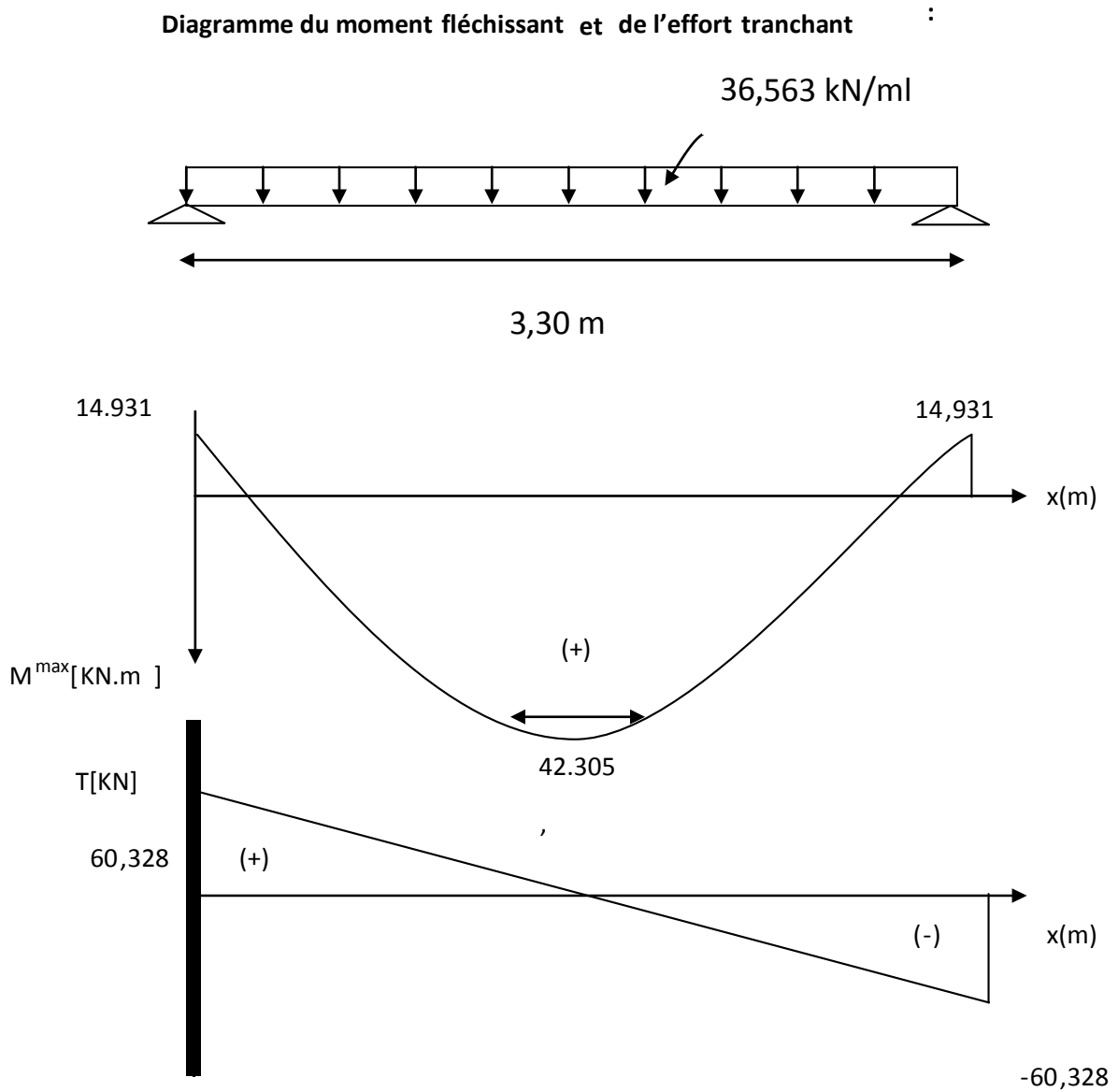


Figure III.33 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELU .

• **Ferrailage :**

En travées : (h = 35 cm ; d = 33 cm ; c = 2 cm ; b = 30 cm).

$$\mu_t = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42.305 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.091$$

$$\mu_t = 0.091 < \mu_r = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.091 \quad \beta = 0.952$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{42.305 \times 10^3}{0.952 \times 33 \times 348} = 3.869 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14.931 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\mu_a = 0.032 < \mu_r = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.032 \quad \beta = 0.984$$

$$A_{at} = \frac{M_{at}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.931 \times 10^3}{0.984 \times 33 \times 348} = 1.321 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{at} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III.5.1.4) Vérification à l'ELU

- **Vérification de la section d'armature : [Art 7.5.2.1 RPA].**

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 3,39 + 4.62 = 8.01 \text{ cm}^2 > 5,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 33 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :

$$A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.195 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.195 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1/BAEL 91].**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$

$V_{max} = 60.328 \text{ KN}$

Pour une fissuration non préjudiciable : [art A.5.1.2,11/BAEL 91].

$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{60,328 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,609 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,609 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

• **Entraînement des barres : [art A.6.3.1/BAEL 91].**

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\tau_{se}}$

Avec :

$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec : $\Psi_s = 1,5$ (pour les aciers H.A).

$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles $n\pi\phi$.

$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$.

Calcul de τ_{se} :

$\tau_{se} = \frac{60,328 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,04} = 1,796 \text{ MPa}$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ condition vérifiée.

• **Ancrage des barres : [art A.6.1.2,21/BAEL 91].**

$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$.

$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,382 \text{ cm}$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est « L_c » est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers HA :

$$L_c = 0.4 \times 49.382 = 19.731 \text{ cm} \text{ On prend : } L_c = 20 \text{ cm.}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures : [art A.5.1.1,312/BAEL 91].

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u}{\sigma_{st}} = \frac{60.328 \times 10^3}{348} = 1.733 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2.$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Influence de l'effort tranchant sur le béton : [art A.5.1.1,313/BAEL 91].

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 60.328 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 1.354 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.333 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.354 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.333 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

• **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{16; 10; 30\} = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8. Donc : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Ecartement des barres :**

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) En zone nodale :

$$S_t \leq \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min\{8.75; 19.2\text{cm}\} = 8.75\text{cm} \quad \text{On prend : } S_t = 8\text{ cm.}$$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

Selon le RPA 99 la section des armatures transversales doit vérifier :

$$A_t = 2,01\text{ cm}^2 \geq A_{t\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{ cm}^2 \quad \dots\text{condition vérifiée.}$$

III.5.1.5) Calcul à l'ELS

➤ **Combinaison des charges :**

$$q_s = 1.35 + R_s = 6.343 + 20.643 = 26.986\text{ KN/ml}$$

. Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{26.986 \times 3.3^2}{8} = 36.734\text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{26.986 \times 3.3}{2} = 44.526\text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_s^a = -0.3M_s = -11.02\text{ KN.m}$$

$$M_s^t = 0.85M_s = 31.223\text{ KN.m}$$

➤ **Diagramme du moment et de l'effort :**

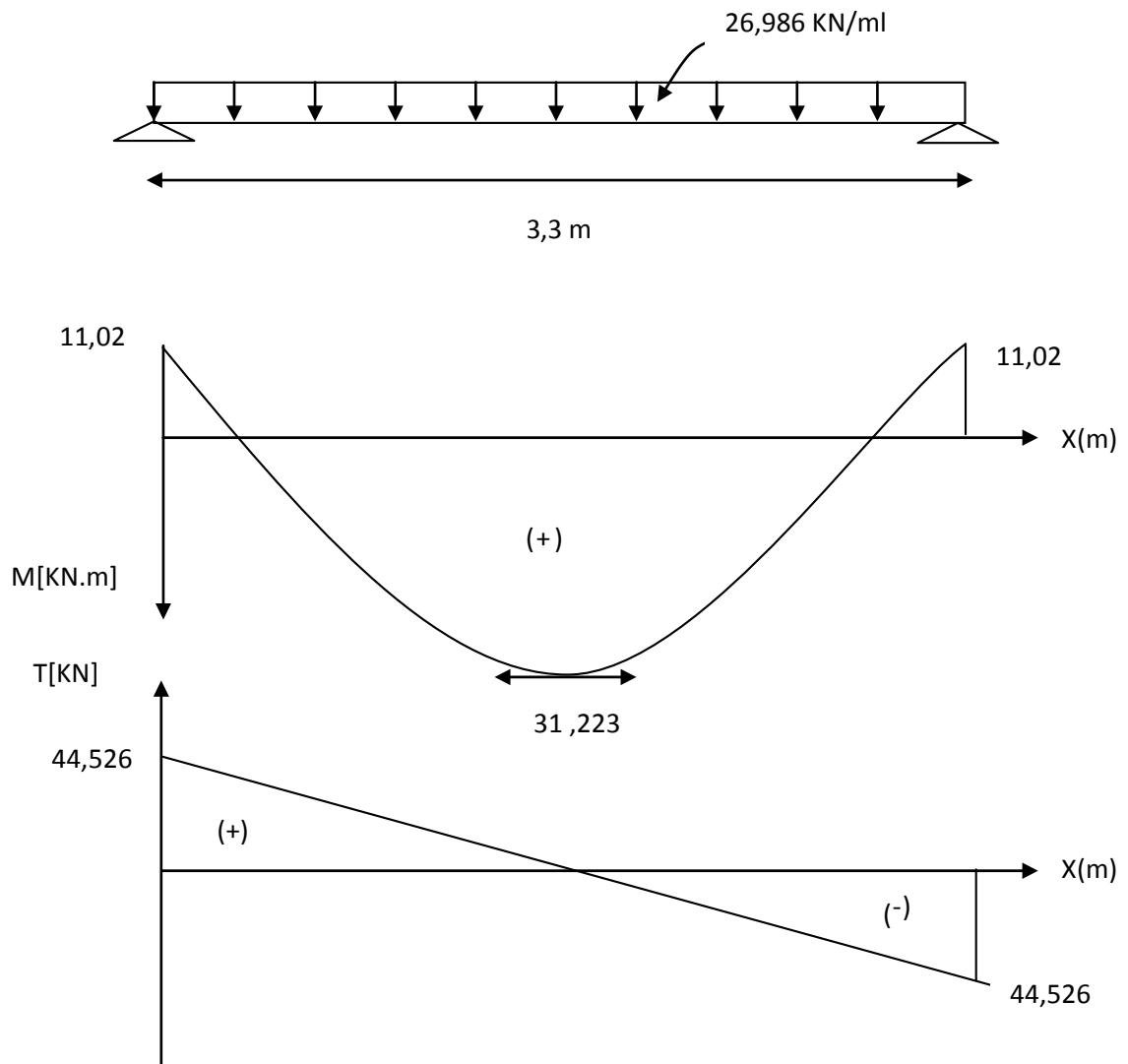


Figure III.34 Diagrammes de l’effort tranchant et du moment fléchissant à l’ELS.

III.5.1.6) Vérification à l’ELS

- **État limite d’ouverture des fissures: [Art. A.5.3, 2 /BAEL91].**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l’état limite d’ouverture des fissures.

- **État limite de compression de béton : [Art. A.4.5, 2 /BAEL91] .**

On doit donc s’assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• $\zeta_{bc} = K\zeta_{st}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}$, $K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{30 \times 13} = 0.342$$

$$\rho = 0.342 \rightarrow \beta_1 = 0.909 \rightarrow \alpha = 0.273 \rightarrow K_1 = 39.95 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.025$$

$$M_a = 11.02 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{11.02 \times 10^6}{0.909 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 98.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 98.534 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.025 \times 98.534 = 2.463 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

..... condition vérifiée.

-Aux travées :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 33} = 0.466$$

$$\rho = 0.466 \rightarrow \beta_1 = 0.857 \rightarrow \alpha = 0.309 \rightarrow K_1 = 33.54 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.029$$

$$M_t = 31.223 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{31.223 \times 10^6}{0.857 \times 330 \times 4.62 \times 10^2} = 238.966 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 238.966 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.029 \times 238.966 = 6.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

..... condition vérifiée.

- **État limite de déformation : [Art B.6.8, 424 /BAEL 91].**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \times \frac{M_t}{M_0} ; \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

- ✓ $\frac{h}{l} = \frac{35}{330} = 0,106 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- ✓ $\frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{31.223}{10 \times 36.734} = 0.084 < 0.106 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

$$\checkmark \frac{A_t}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e} \frac{4.2}{f_e} \rightarrow A_t \leq \frac{4.2bd}{f_e} = \frac{4.2 \times 30 \times 33}{400} = 10.395 \text{ cm}^2 > A_t = 4.62 \text{ cm}^2 \dots \dots$$

Condition vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion: Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales : 3HA12 aux appuis.

3HA14 en travée.

Armatures transversales : 1 cadre et 1 étrier en HA8.

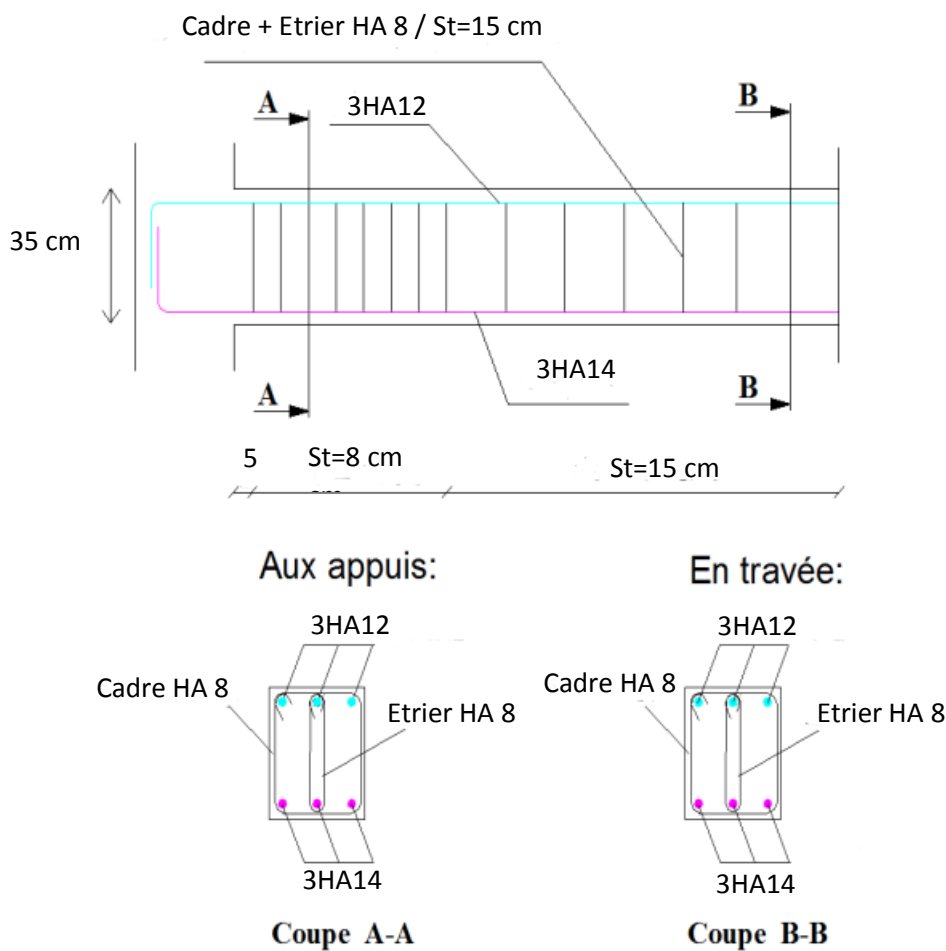


Figure III. 35 : Schéma de ferrailage de la poutre palière .

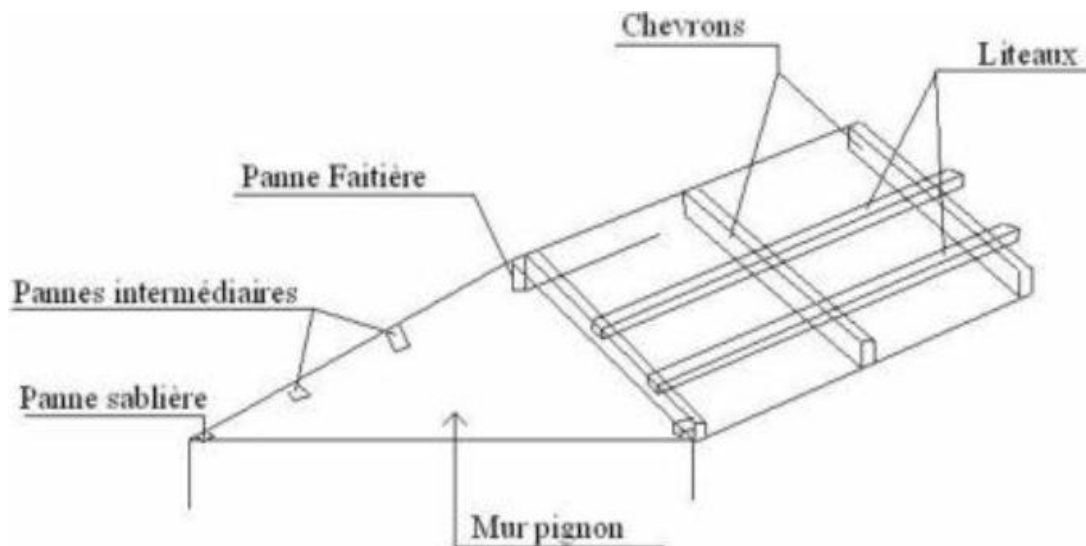
III.6) Calcul de la charpente

Introduction

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, caractérisé par des versants inclinés d'un angle ($\alpha = 20^\circ$) par rapport à l'horizontale, supportant des couvertures en tuiles mécaniques. Elle repose de part et d'autre sur les murs pignons.

L'étude de la charpente revient à la détermination des efforts revenant à chacun des Éléments (pannes, chevrons, et liteaux), et à la vérification de leurs résistances aux différentes sollicitations.

Les différentes pièces dont elle est constituée sont données par la figure suivante:



III.6.1) Détermination des charges et surcharge:

a)-Charges permanentes:

- Poids des tuiles et des liteaux = 0.45 KN/m^2
- Poids des pannes et des chevrons = 0.15 KN/m^2
- murs pignons = 0.9 KN/m^2

$$G_t = 0.45 + 0.10 + 0.9 = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

b)-Charges d'exploitations:

- Poids de la neige = 1 KN/m²

$$Q_t = 1 \text{ KN/m}^2$$

c)-Combinaisons des charges:

$$\left. \begin{array}{l} \text{E.L.U: } q_u = 1.35G + 1.5Q \\ \text{E.L.S: } q_s = G + Q \end{array} \right\} \begin{array}{l} q_u = (1.35 \times 1.50) + (1.5 \times 1) = 3.525 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 1.50 + 1 = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{array}$$

Le choix des sections des pannes, des chevrons et des liteaux est conditionné par le marché c'est pour cela que notre choix se portera sur les section les plus commercialisées.

Alors on adoptera les sections suivantes:

- pannes : (15 x 22.5) cm².
- chevrons : (50 x 70) cm².
- Liteaux : (3 x 3) cm².

Calcul des poids:

En tenant compte du DTR: $\rho_b = 6 \text{ KN/m}^3$

- Poids de la panne: $P_p = (0.150 \times 0.225) \times \rho_b = 0.034 \text{ KN/ml}$.
- Poids de chevrons: $P_c = (0.050 \times 0.070) \times \rho_b = 0.021 \text{ KN/ml}$.
- Poids des liteaux: $P_l = (0.03 \times 0.03) \times \rho_b = 0.0009 \text{ KN/ml}$.

III.6.2) Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU:

1- Efforts revenant à la panne:

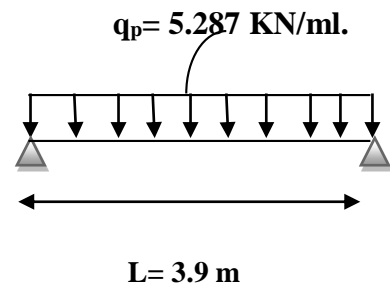
Espacement des pannes : $1.2 \text{ m} \leq e_p \leq 1.8 \text{ m}$

On prend: $e_p = 1.50 \text{ m}$

La portée des pannes: $L = 3.9 \text{ m}$.

$$q_p = q_u \times e_p$$

$$q_p = 3.525 \times 1.50 = 5.287 \text{ KN/ml} \implies q_p = 5.287 \text{ KN/ml}$$



2-Efforts revenant aux chevrons :

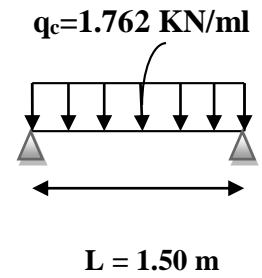
Espacement des chevrons : $0.2 \text{ m} \leq e_c \leq 0.6 \text{ m}$

On prend: $e_c = 0.50\text{m}$

La Portée des chevrons: $L_c = 1.50\text{ m}$

$q_c = q_u \times e_c$

$q_c = 3.525 \times 0.50 = 1.762\text{ KN/ml} \implies q_c = 1.762\text{ KN/ml}$



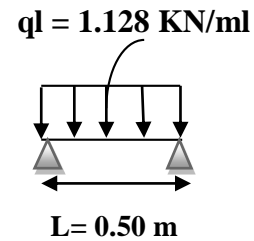
3-Efforts revenant aux liteaux :

Espacement des liteaux: $e_l = 0,32\text{m}$

Portée des liteaux: $L_l = 0.50\text{ m}$

$q_l = q_u \times e_l$

$q_l = 3.525 \times 0.32 = 1.128\text{ KN/ml} \implies q_l = 1.128\text{ KN/ml}$



III.6.3) Dimensionnement des éléments de la charpente:

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie I et d' après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travail en flexion déviée est $\sigma_f = 142\text{ daN/cm}^2$

Détermination des sections:

1-Calcul des pannes:

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p comme le montre le schéma suivant:

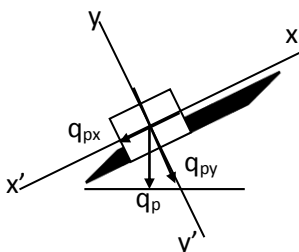
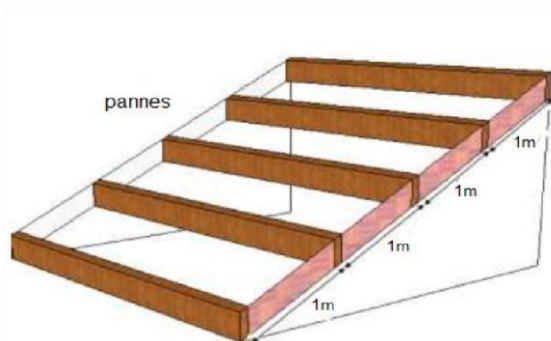


Schéma statique de la panne.

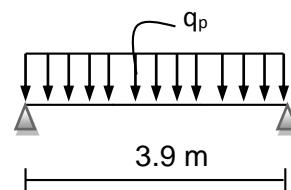


Schéma de chargement de la panne.

Versant: $\alpha = 20^\circ$

Suivant l'axe (x,x): $q_x = q_p \cdot \sin\alpha = 5.287 \times 0.342 = 1.808 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y,y): $q_y = q_p \cdot \cos\alpha = 5.287 \times 0.939 = 4.964 \text{ KN/ml}$

Vérification de la contrainte admissible du bois

On doit vérifier que: $\sigma_f = \frac{Mf_x}{Ix'x/v} + \frac{Mf_y}{Iy'y/v} \leq \bar{\sigma}_f$

Moments de flexion:

Versant: $\alpha = 20^\circ$

Suivant (x'x): $Mf_x = \frac{1}{8} q_{px} \times L_p^2 = \frac{1 \times 1.808}{8} \times (3.9)^2 = 3.437 \text{ KN.m}$

Suivant (y'y): $Mf_y = \frac{1}{8} q_{py} \times L_p^2 = \frac{1 \times 4.964}{8} \times (3.9)^2 = 9.437 \text{ KN.m}$

Choix de la section des pannes:

Soit une section de (15x22.5) cm²

Module de résistance:

$$W_x = \frac{Ix'x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \times 22.5^2}{6} = 1265.625 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{Iy'y}{v} = \frac{b^2h}{6} = \frac{22.5 \times 15^2}{6} = 843.75 \text{ cm}^3$$

Les contraintes:

$$\sigma_f = \frac{Mf_y \times v}{I_{yy'}} + \frac{Mf_x \times v}{I_{xx'}} = \frac{9.437 \times 10^4}{843.75} + \frac{3.437 \times 10^4}{1265.625} = 139 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 139 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition Verifiée}$$

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f$ Donc : La section adoptée est admise.

Vérification de la flèche pour les pannes : (Art 4.962/CB71)

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

$$q_p = q_s \cdot e_p = 2.5 \times 1.50 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

Versant: $\alpha = 20^\circ$

Suivant l'axe (x,x'): $q_x = q_p \cdot \sin \alpha = 3.75 \times 0.342 = 1.282 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y,y'): $q_y = q_p \cdot \cos \alpha = 3.75 \times 0.939 = 3.521 \text{ KN/ml}$

Moments de flexion:

Versant: $\alpha = 30^\circ$

Suivant (x'x): $M_{f_x} = \frac{1}{8} q_{sx} \times L_p^2 = \frac{1 \times 1.282}{8} \times (3.9)^2 = 2.437 \text{ KN.m}$

Suivant (y'y): $M_{f_y} = \frac{1}{8} q_{sy} \times L_p^2 = \frac{1 \times 3.521}{8} \times (3.9)^2 = 6.694 \text{ KN.m}$

La flèche admissible:

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par:

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300}, \quad L_p = 390 \text{ cm} \Rightarrow f = \frac{390}{300} = 1.3 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par:

$$f = \frac{5 \times \sigma f \times L_p^2}{48 \times E_f \times h/2}$$

Avec:

E_f : est le module de déformation de la flèche

$$E_f = 11000 \times \sqrt{\sigma f} = 11000 \times \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma f_x = \frac{2.437 \times 10^4}{1265.625} = 19.255 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma f_y = \frac{6.694 \times 10^4}{843.75} = 79.336 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma f = \sqrt{(\sigma f_x)^2 + (\sigma f_y)^2}$$

$$\sigma f = \sqrt{(19.255)^2 + (79.336)^2} = 81.639 \text{ daN/cm}^2$$

Alors on aura :

$$f = \frac{5 \times \sigma f \times L_p^2}{48 \times E_f \times h/2} \implies f = \frac{5 \times 81.639 \times 390^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{22.5}{2}} = 0,877 \text{ cm}$$

$f = 0.887 \text{ cm} < \bar{f} = 1.5 \text{ cm} \implies$ La section adoptée est bonne

2-Calcul des chevrons:

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; comme le montre le schéma ci-après.

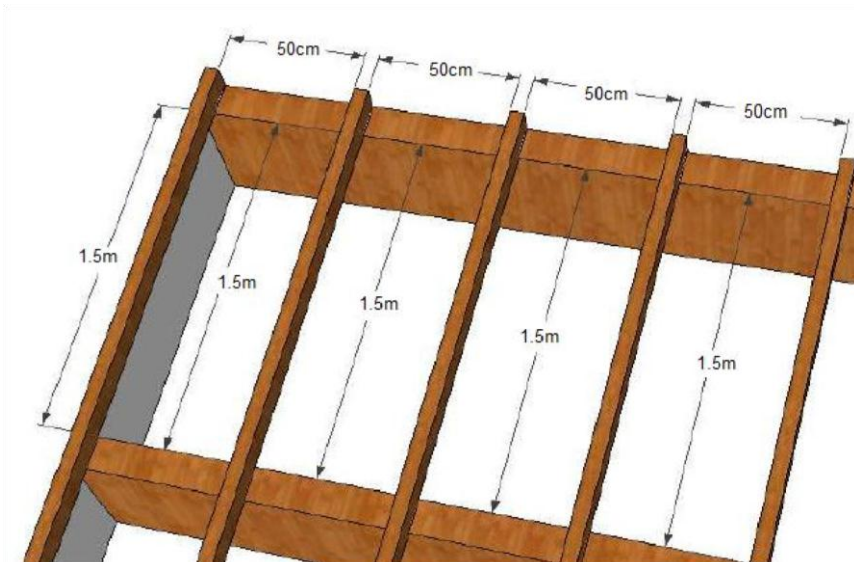


Figure III. 36 : Disposition des chevrons sur les pannes

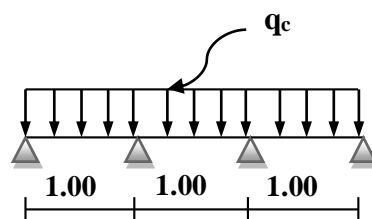


Schéma de chargement du chevron.

La section du chevron est de $(50 \times 70) \text{ mm}^2$

Vérification de la contrainte admissible:

On doit vérifier que $\sigma_f = \frac{M_f \times v}{I} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

Détermination des moments fléchissant:

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par:

Aux appuis: $M_{fa} = 4/5M_0$

En travées: $M_{ft} = 2/3M_0$ avec: $M_0 = 1/8 q_c \times L_c^2$

d'où: $M_0 = 1/8 \times 1.762 \times (1.50)^2$

$M_0 = 0.495 \text{ KN.m}$

Ce qui donne:

$M_{fa} = 0.395 \text{ KN.m}$

$M_{ft} = 0.33 \text{ KN.m}$

Calcul des modules de résistance:

$$W = \frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times (7)^2}{6} = 40.83 \text{ cm}^2$$

Ainsi on aura:

Aux appuis:

$$\sigma_{fa} = \frac{0,395 \times 10^4}{40,83} = 96.742 \text{ daN/cm}^2 \leq \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

En travée:

$$\sigma_{ft} = \frac{0,33 \times 10^4}{40,83} = 80.822 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

.....**Les deux conditions sont vérifiées**

Vérification de la flèche admissible pour les chevrons:

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux,...) est:

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} \quad \text{Avec: } L_c: \text{ La portée de la pièce (chevrons)}$$

$$\bar{f} = \frac{150}{200} = 0.75 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est: $f = \frac{5 \times \sigma_f \times l_c^2}{48 \times E_f \times h / 2}$

Aux appuis: $f_a = \frac{5 \times 96.742 \times (150)^2}{48 \times 131080.128 \times 7/2} = 0.494 \text{ cm} < \bar{f} = 0.75 \text{ cm}$

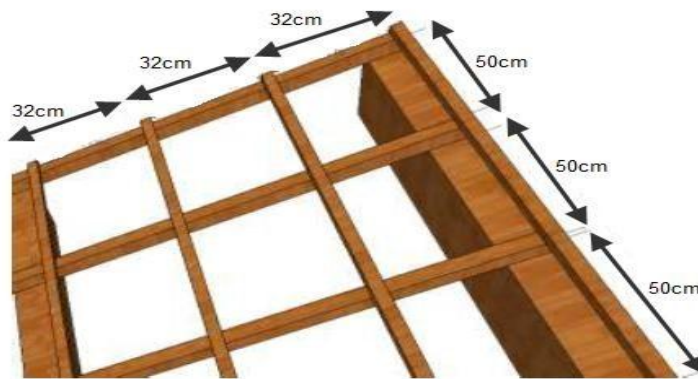
En travée :
$$ft = \frac{5 \times 80.822 \times (150)^2}{48 \times 131080.128 \times 7/2} = 0.412 \text{ cm} < f = 0.75 \text{ cm}$$

.....Les deux conditions sont vérifiées

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit (50x70) mm².

3-Calcul des liteaux:

Le dimensionnement et l'étude du liteau se fait de la même manière que la panne. Les résultats des calculs seront donnés comme suit :



Versant: $\alpha = 20^\circ$

Suivant l'axe (x,x): $q_x = q_l \cdot \sin\alpha = 1.128 \times 0.342 = 0.385 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y,y): $q_y = q_l \cdot \cos\alpha = 1.128 \times 0.939 = 1.059 \text{ KN/ml}$

Vérification des contraintes:

Moments de flexion:

Suivant (x'x): $M_{f_x} = \frac{1}{8} q_{lx} \times l^2 = \frac{1 \times 0.385}{8} \times (0.50)^2 = 0.012 \text{ KN.m}$

Suivant (y'y): $M_{f_y} = \frac{1}{8} q_{ly} \times l^2 = \frac{1 \times 1.059}{8} \times (0.50)^2 = 0.033 \text{ KN.m}$

Choix de la section des liteaux:

Soit une section de (30 x 30) mm².

Module de résistance:

$$W_x = \frac{lx'x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times (3)^2}{6} \Rightarrow W_x = 4.5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{ly'y}{v} = \frac{b^2h}{6} = \frac{(3)^2 \times 3}{6} \Rightarrow W_y = 4.5 \text{ cm}^3$$

Les contraintes:

$$\sigma_f = \frac{Mfx \times v}{I_{xx'}} + \frac{Mfy \times v}{I_{yy'}} = \frac{0.012 \times 10^4}{4.5} + \frac{0.033 \times 10^4}{4.5} = 100 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 100 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f$ Donc: La section adoptée est admise.

Vérification de la flèche pour les liteaux :

La valeur de la flèche admissible pour les liteaux est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{Ll}{200} \quad \text{avec : } L_l : \text{La portée de la pièce (litage).}$$

$$\bar{f} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times lc^2}{48 \times Ef \times h / 2}$$

$$f = \frac{5 \times 100 \times (50)^2}{48 \times 131080,128 \times 3/2} = 0,132 \text{ cm}$$

$$f = 0.132 \text{ cm} < \bar{f} = 0.25 \text{ cm}$$

.....**La section adoptée est bonne.**

Assemblage de la charpente :

En pratique, nous avons opté pour un assemblage cloué vu l'importance de l'ouvrage et les charges auxquelles il est soumis.

Le diamètre des clous est fonction de l'épaisseur du bois. Il est donné par les formules suivantes

:

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{7} \\ e > 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Pour le bois tendue (Art 4.62-123CB71)}$$

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\ e > 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Pour le bois dur et sec}$$

Avec :

e : épaisseur du bois le plus mince a assemblé.

d : diamètre des clous.

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide, car les trous s'élargie par dessiccation de bois.

Il ne faut pas galvaniser.

Pour la charpente de bâtiment que nous avons calculée, le bois utilisé est le sapin.

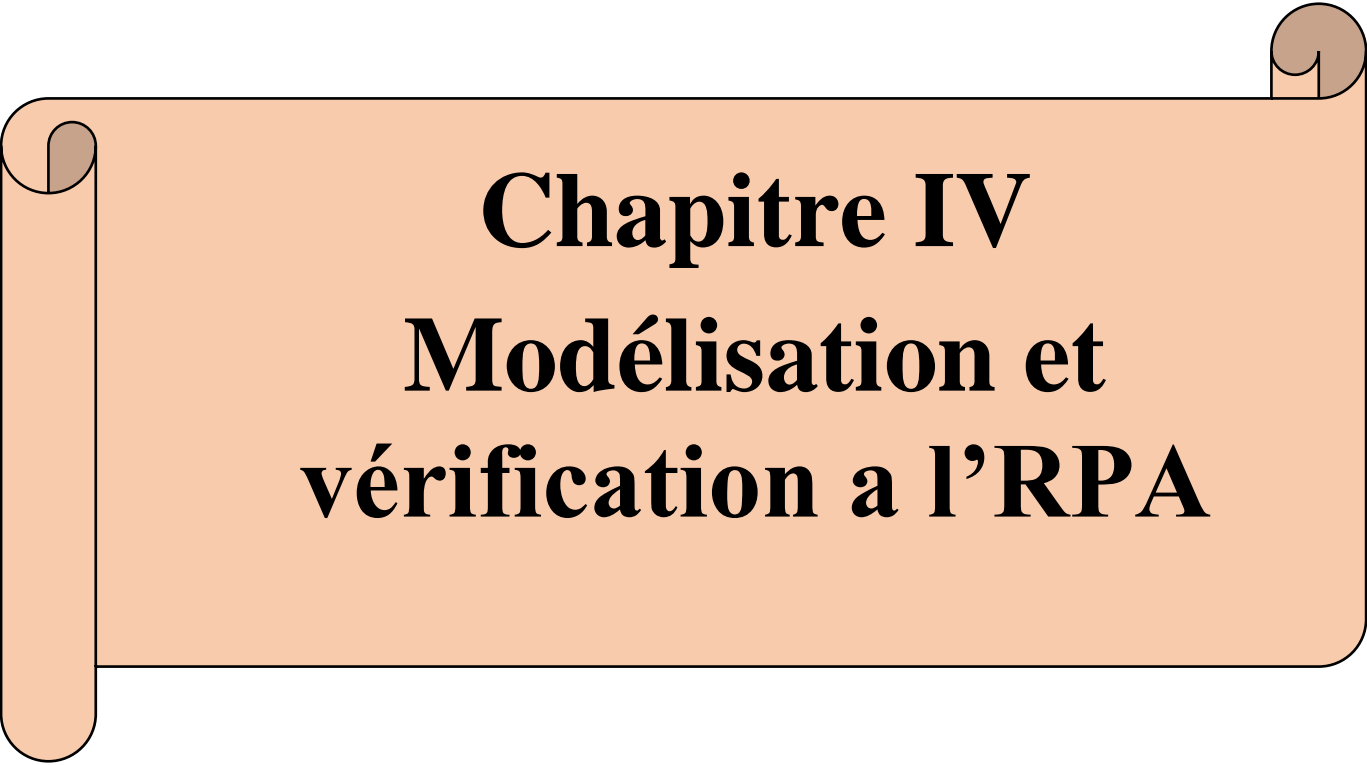
Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est :

$$d = \frac{0.32}{9} = 0.036 \text{ cm}$$

Sachant que:

e: épaisseur des liteaux (0.32 cm).

Remarque :L'évacuation des eaux pluviaux sera assurée par gouttières qui seront prévues sur
Les rives de bâtiment.**Conclusion :****Les sections de la toiture :**Section des pannes : **(15x 22.5) cm².**Section des chevrons : **(50x70) mm².**Section des liteaux : **(30x30) mm².**



Chapitre IV
Modélisation et
vérification a l'RPA

Introduction :

Une étude dynamique de la structure est nécessaire afin de prévoir son comportement vis-à-vis des chargements variables auxquels elle pourrait être soumise tel que les charges verticales (charge permanentes G, les charges d'exploitations Q) et les charges horizontales (séisme E).

Ainsi, ces sollicitations rendent l'étude très complexe, afin d'éviter le calcul manuel laborieux et pour des résultats plus exacts, l'outil informatique devient indispensable. Plusieurs programmes de calculs ; tel que **l'ETABS, ROBOT, SAP** ; sont basés sur la méthode des éléments finis (**MEF**) il s'agit d'une méthode numérique qui permet le passage du milieu continu au milieu discret et cela en considérant la structure comme un assemblage d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments.

A travers ce chapitre nous allons modéliser notre structure en utilisant le logiciel **ETABS** ce dernier nous permet d'analyser et calculer les efforts internes et réactions des éléments structuraux, ensuite procéder aux vérifications des exigences du **RPA**

IV.1) Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

D'après le **RPA99V2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique **02** groupe d'usage **02**.

Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale Spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**ETABS**)

- a) **Description de l'ETABS :** (Extented Three dimensions Analysis of Building Systems)

Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tout types de bâtiments grâce a une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique (**G , Q**) et dynamique (**séisme**).

La version exploitée dans notre projet est **L'ETABS version 9.7.0**

b) Les étapes de la modélisation :

En général La modélisation sur **ETABS** consiste les étapes suivantes :

- Choisir les unités par défaut avant de commencer (il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session ETABS) ;
- Introduction de la géométrie du modèle ;
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...) ;
- Dessin du modèle ;
- Définition des charges statiques (G, Q) ;
- Définition de la charge dynamique E ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme).

Dans ce modèle, on ne modélisera que la structure 'voile et portiques', les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escalier, balcon...)

IV.2) Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans notre étude on a utilisé la version ETABS v 9.7.0

1. Etapes de modélisation :**a) Premier étape :****• Géométrie de base :**

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure modéliser ; elle permet d'introduire le nombre de portique suivant x-x et y-y et le nombre des étage

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

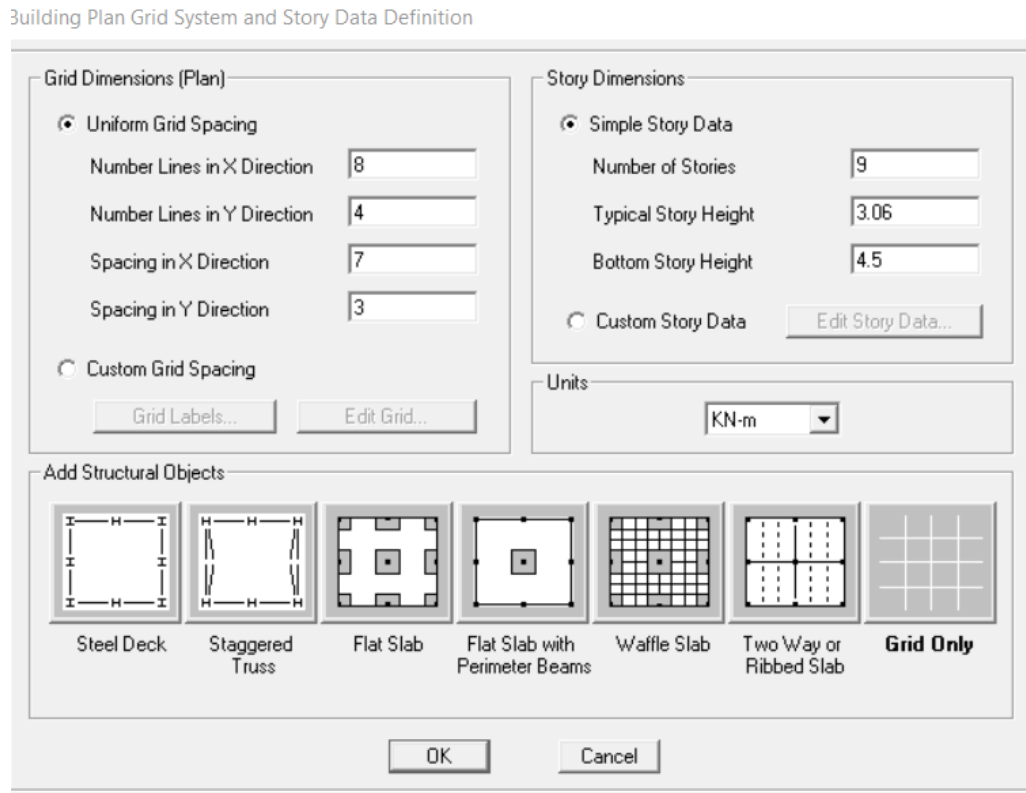


Fig IV.1 : Géométrie de base

- **Modification de géométrie de base :**

pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisit **Edit grid data**

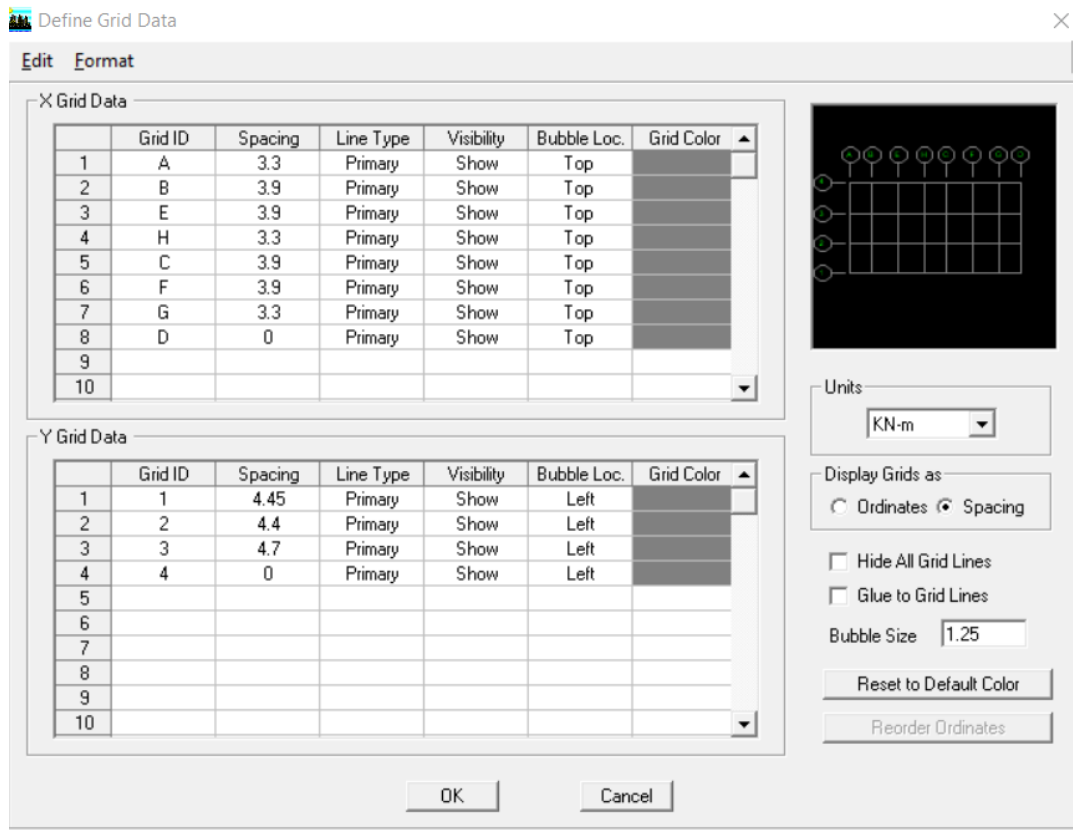


Fig IV.2 : Modifications des longueurs de trames suivant x-x et y-y

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis

Edit Story Data

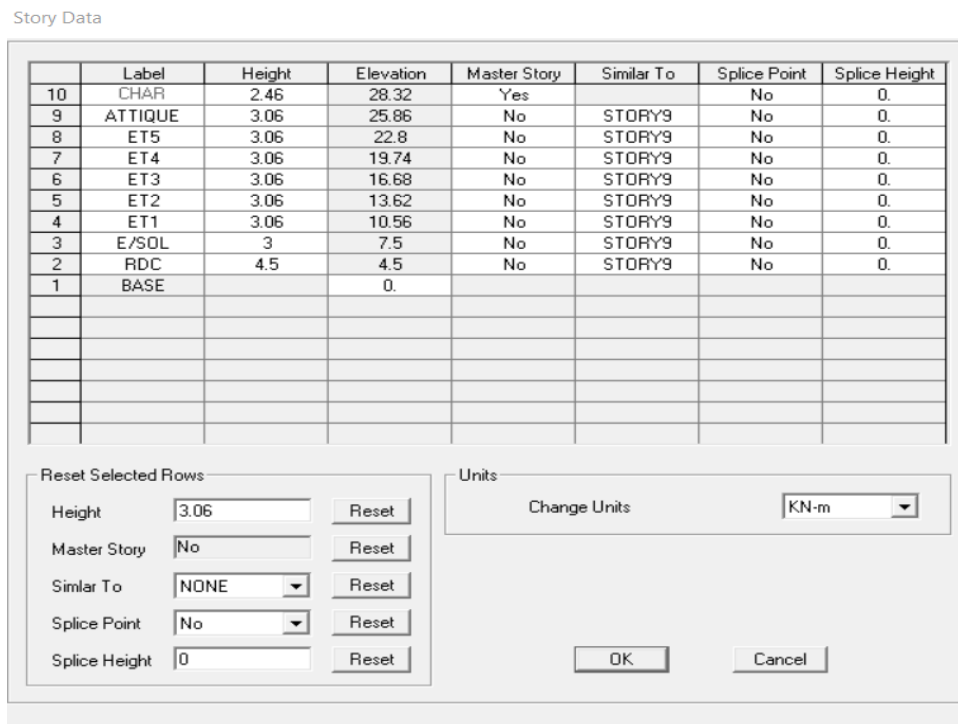


Fig IV.3 : Modification des hauteurs d'étage

Après introduction des données, comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D

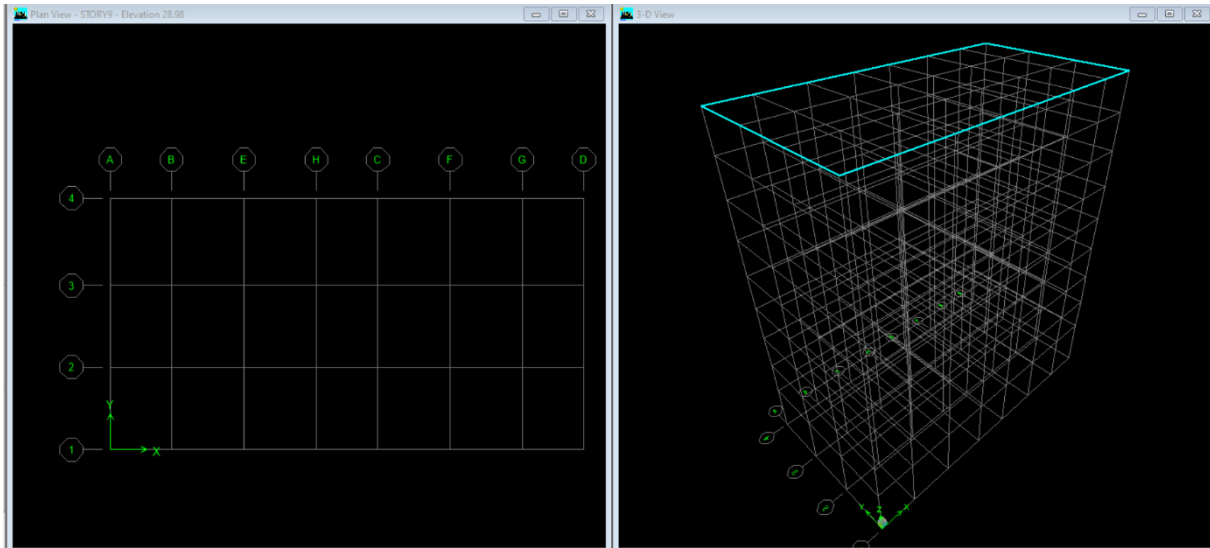


Fig IV.4: fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D

b) Deuxième étape :

la deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence , l'acier et le béton

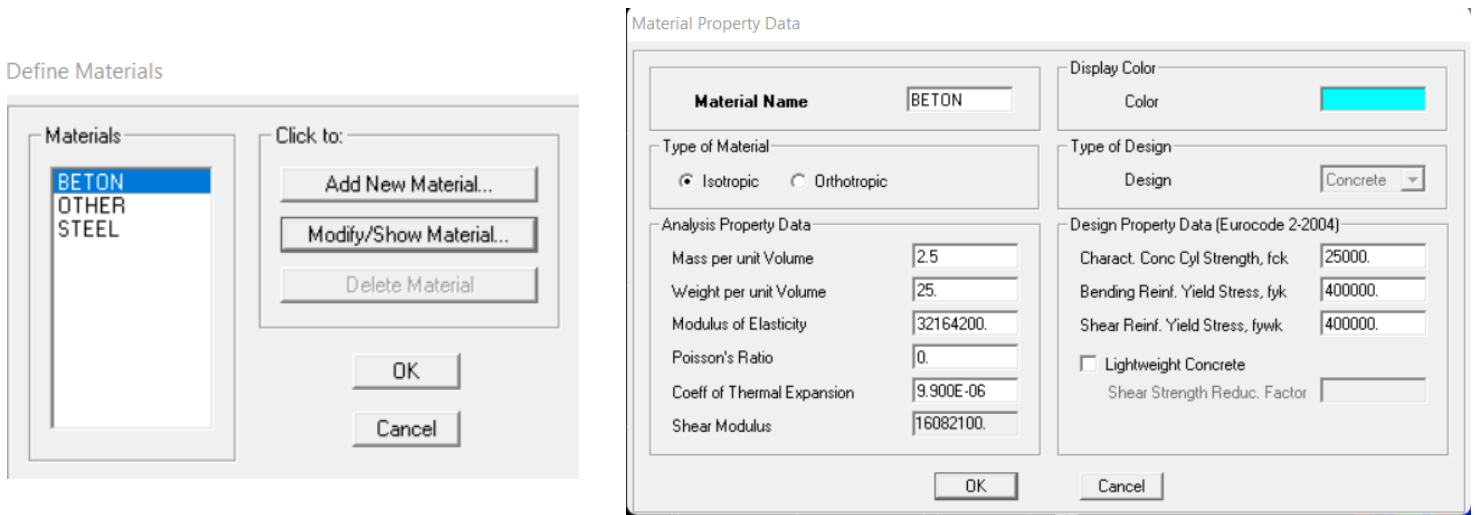


fig IV.5 : introduction des propriétés mécaniques du béton

c) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux et voiles).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (PP) et poutre secondaire (PS) et les voiles

Le suit est un exemple d'affectation de la poutre principale (PP)

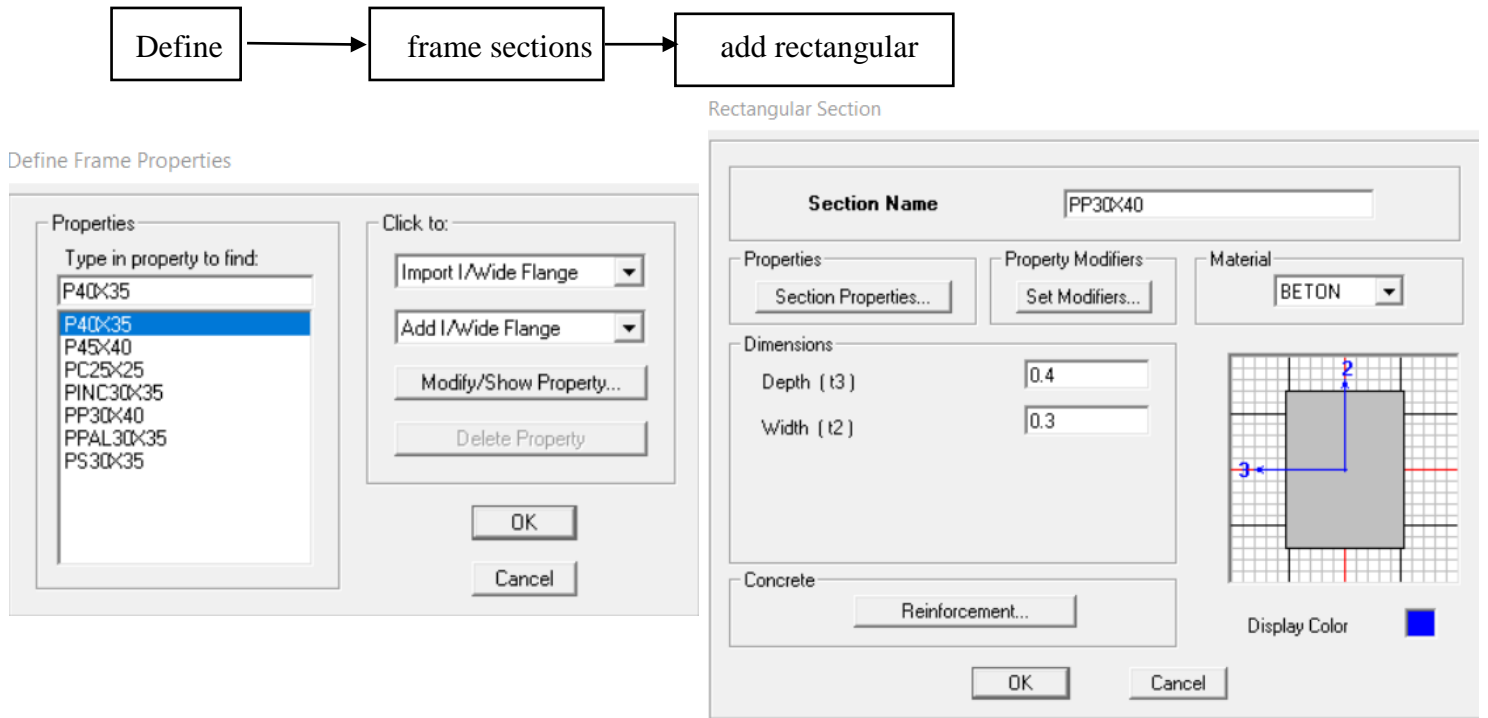


Fig IV.6 : Dimensionnement des éléments

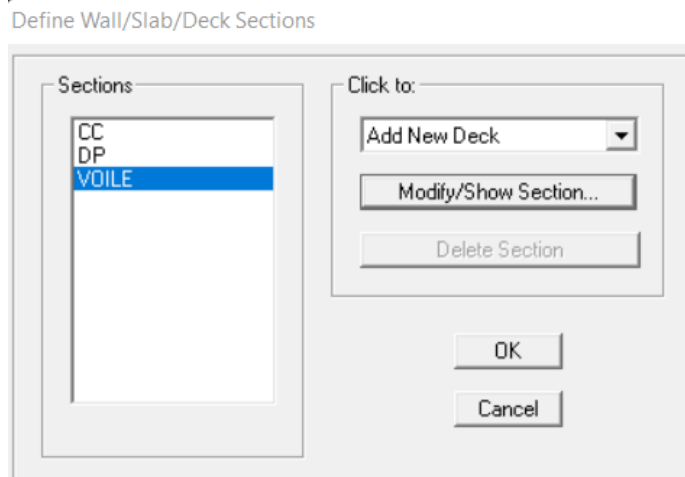
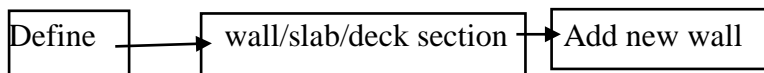
Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux) , nous allons passer aux éléments plaque (voiles, planchers)

On choisit le menu :

Pour le dimensionnement des planchers



Pour le dimensionnement des voiles :



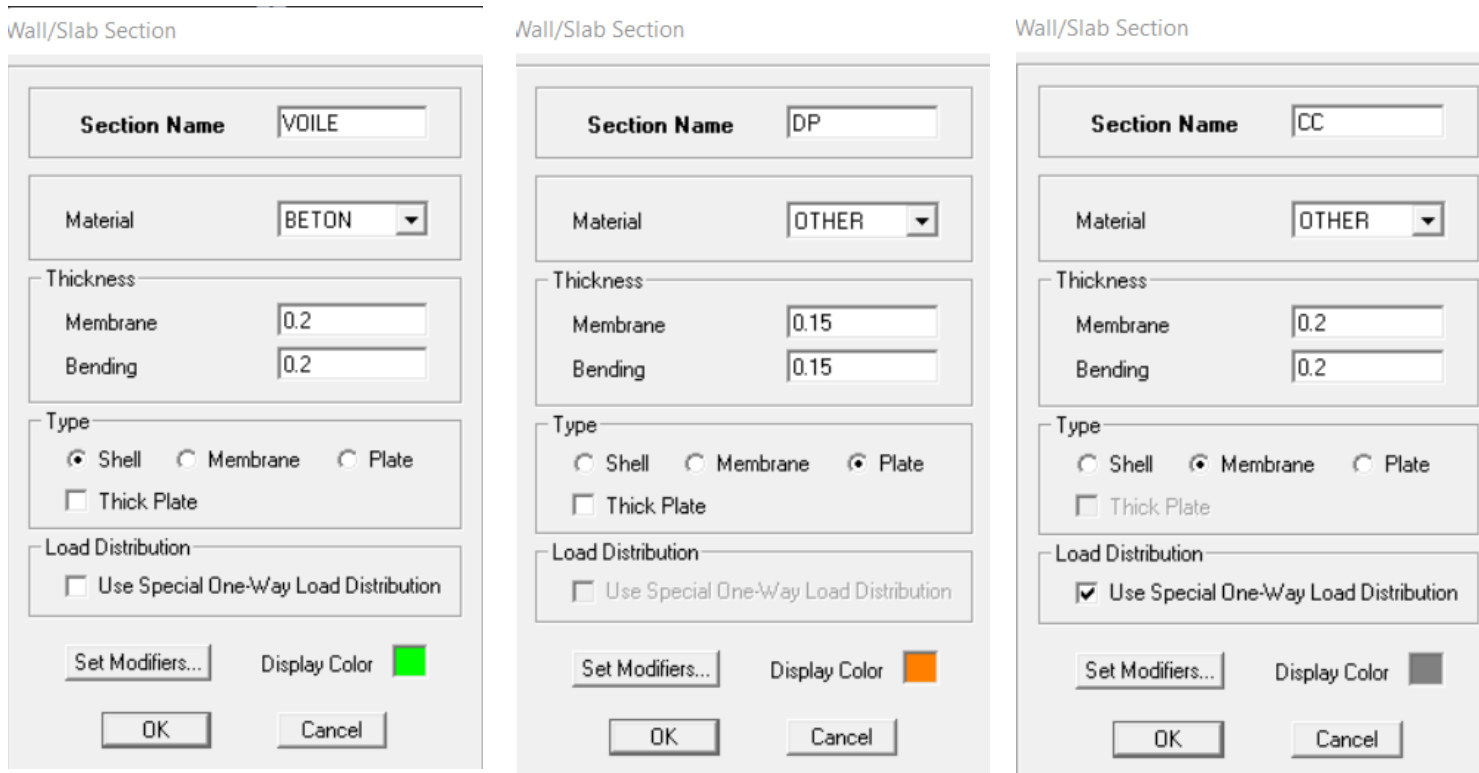


fig IV.7: Dimensionnement des dalles pleines et des voiles et du plancher corps creux

- **Modélisation des éléments plaque (planchers et voiles) :**

Après avoir dessiné tous les cas on aura le model suivant :

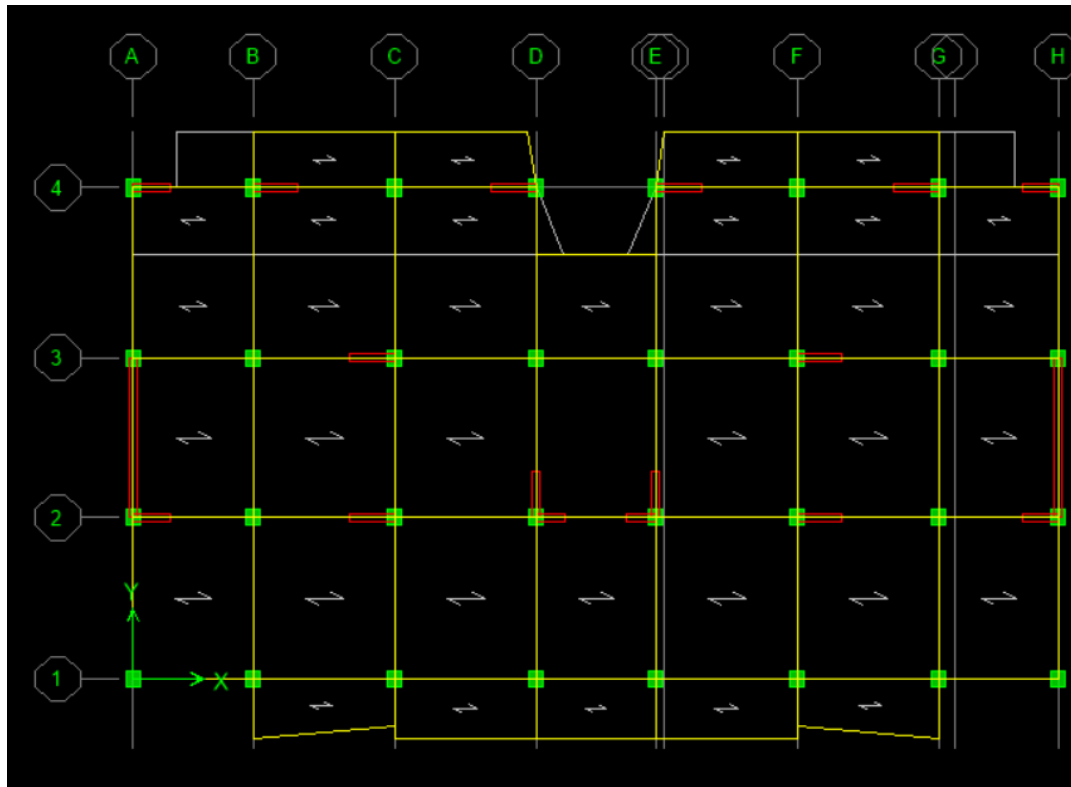


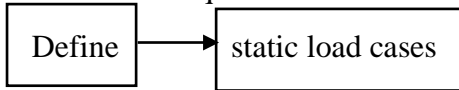
Fig IV.8 : Résultat après le dessin de tous les cas des éléments plaques

d) Quatrième étape :

Définir les charges appliquées a la structure modélisée.

- **Charges statique (G et Q) :**

La structure est soumise a des charges permanentes et des charges d'exploitations pour les définir on clique sur :



Define Static Load Case Names

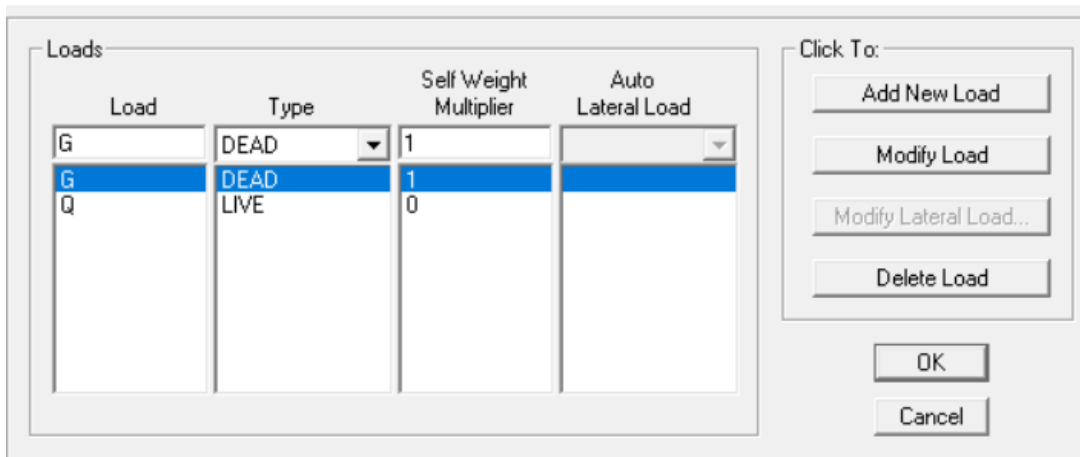


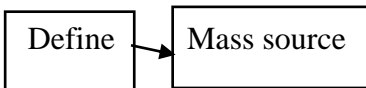
Fig IV.9 : Définition des charges G et Q

- **Mass-Source :**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centre de masse qui sont désignée par la notation de Mass-Source.

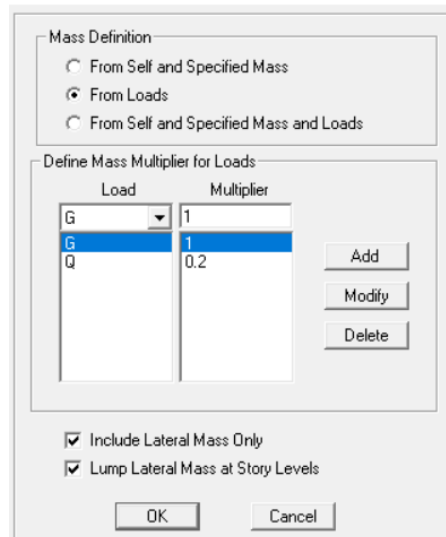
On donne la valeur 1 pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure , dans notre cas $\beta= 0.2$ (Bâtiments d'habitation , bureaux ou assimilés) .

Introduire la masse sismique $G+0.2Q$ par :



β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5RPA99/2003

Define Mass Source



IV.3) Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul

a) Définition :

Le spectre de réponse est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passé ou futur.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante (**Article 4.3.3 – formule 4.13 de RPA**).

$$\frac{S_A}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{R} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T_2} \right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T > 3s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**).

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**RPA99 tableau (4.3)**).

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA art 4.7**).

$T_1 = 0,15$

$T_2 = 0,50$

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

$$Q=1+\sum P_q$$

$$Q= 1.1$$

b) Caractéristiques du spectre de réponse.

Selon le rapport géotechnique de notre ouvrage et d'après la classification du sol du RPA, notre sol est un sol meuble (catégorie S3).

- Zone sismique : **Zone IIa** « BOUKHALFA »

- Groupe d'usage : groupe 2 '**article 3.2**'

- Site : « meuble S3 » les valeur de T1 et T2 sont respectivement 0,15et 0,5

- Remplissage : béton armé dense. '**Tableau 4**.

- Système structurel : voiles-portiques.

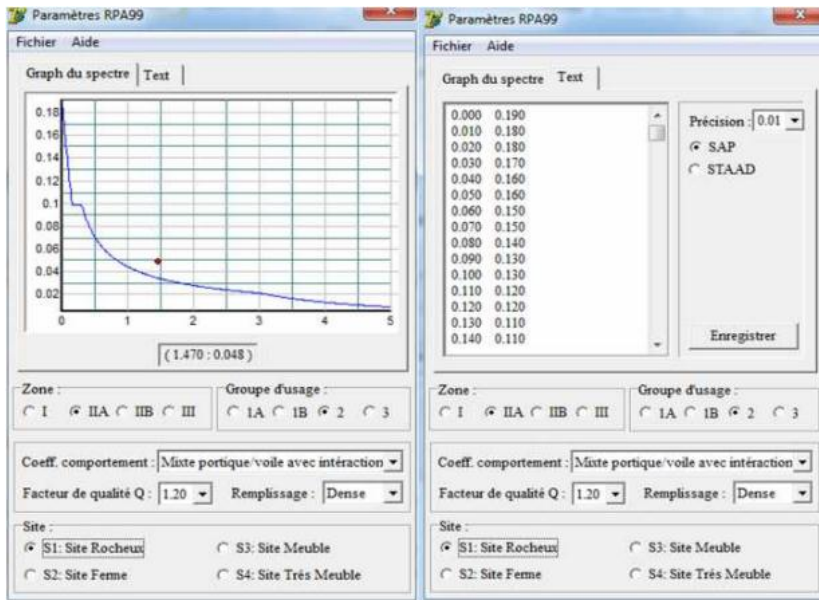


Fig IV.10 : Spectre de réponse

Après l'introduction de spectre , vient la prochaine étape qui consiste a la définition du chargement Ex et Ey (séisme)

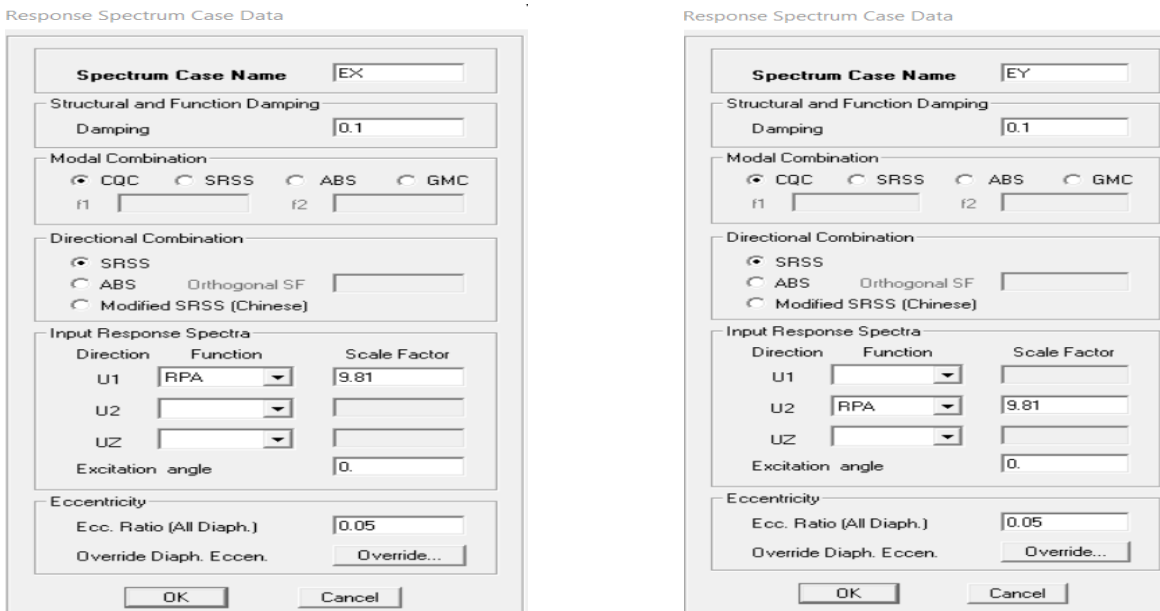


Fig IV.11 : Définition du chargement Ex et EY

e) Cinquième étape :

Les charges statiques étant définie on sélection les planchers et on introduit le chargement surfacique qui lui revient.

f) Sixième étape :

Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaison aux états limites (ELU/ELS) :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQEx : $G + Q \pm Ex$

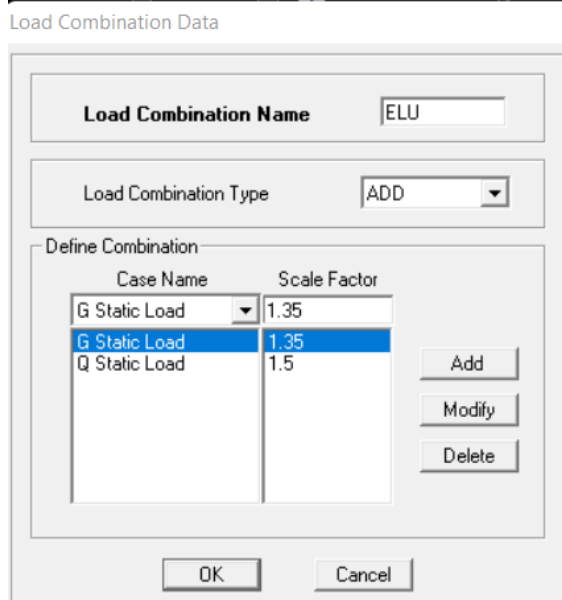
GQEy : $G + Q \pm Ey$

0.8Gex : $0.8G \pm Ex$

0.8GEy : $0.8G \pm Ey$

- **Combinaison poids :**

Poids : $P= G+0.2Q$



Define Load Combinations

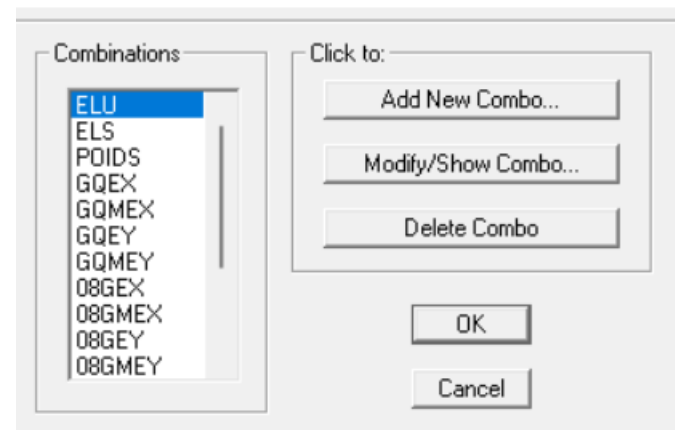
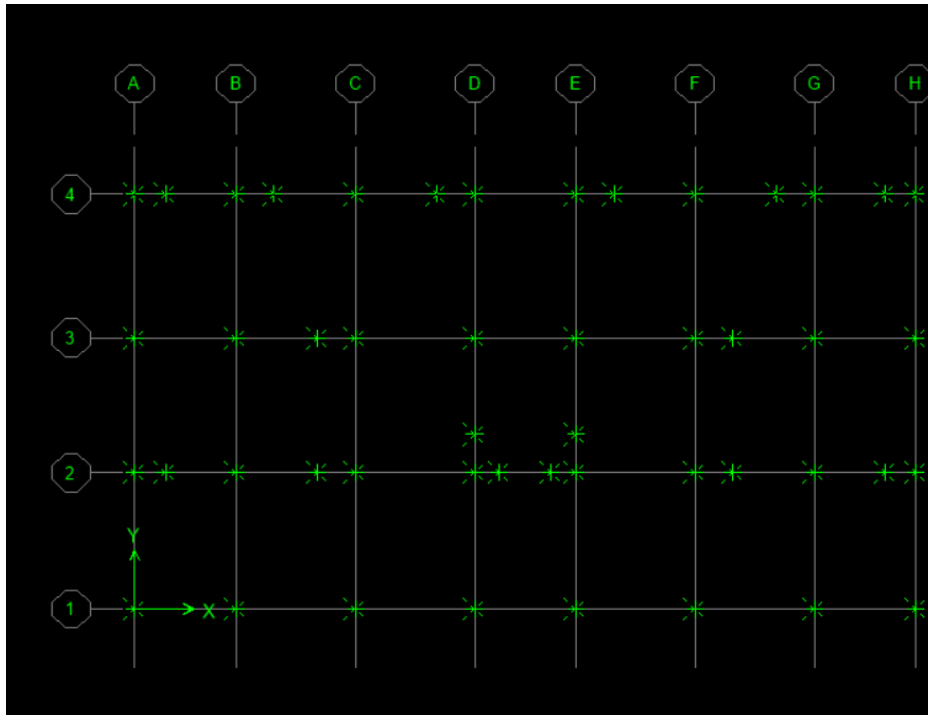


Fig IV.12 : Introduction des combinaisons d'action

g) Septième étape :

- **Encastrement des appuis :**

Les poteaux sont supposés parfaitement encastres dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base



on clique sur **Assign Joint point restraint (support)**

la fenêtre suivante s'affiche :

on clique sur le symbole d'encastrement puis sur OK

Assign Restraints



fig IV.13 : encastrement des appuis

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher e leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme , ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel .

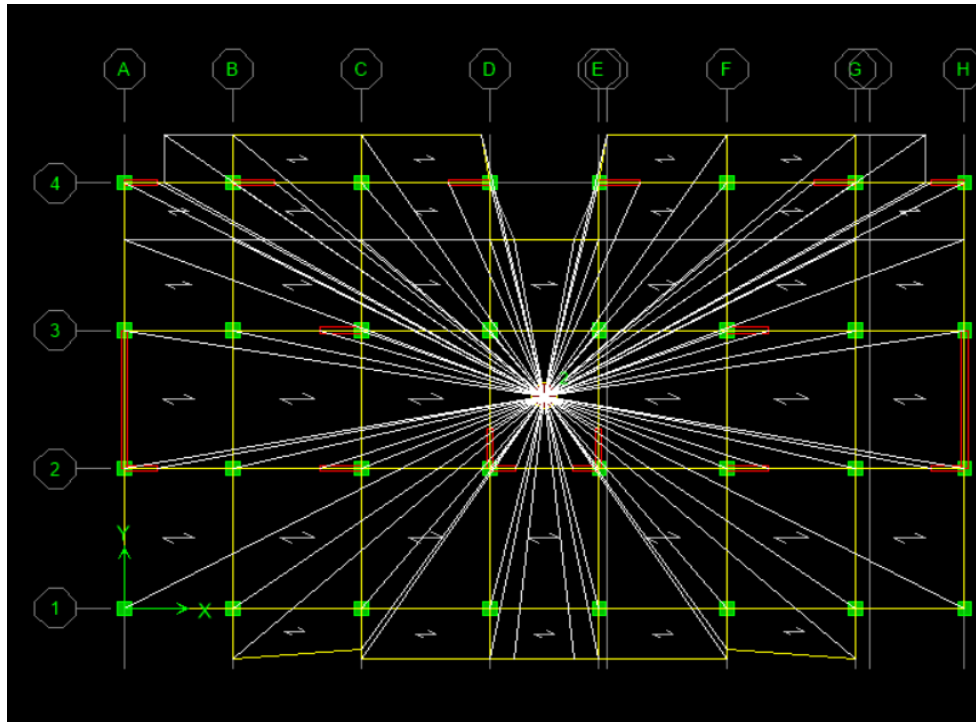


Fig IV.14 : définition des diaphragme

- Le model final :

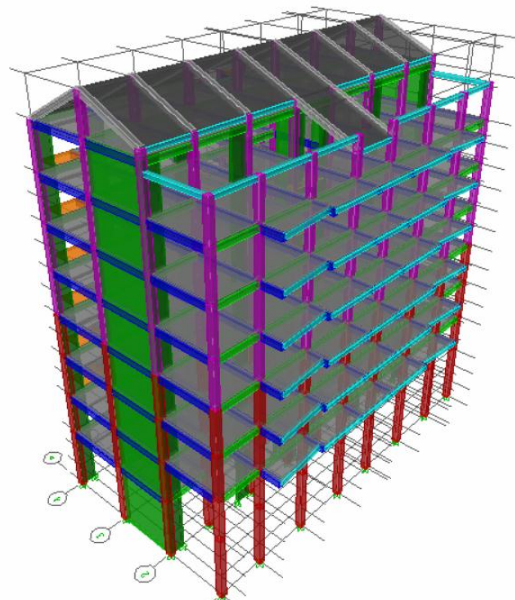


Fig IV.15 :le model final en 3D

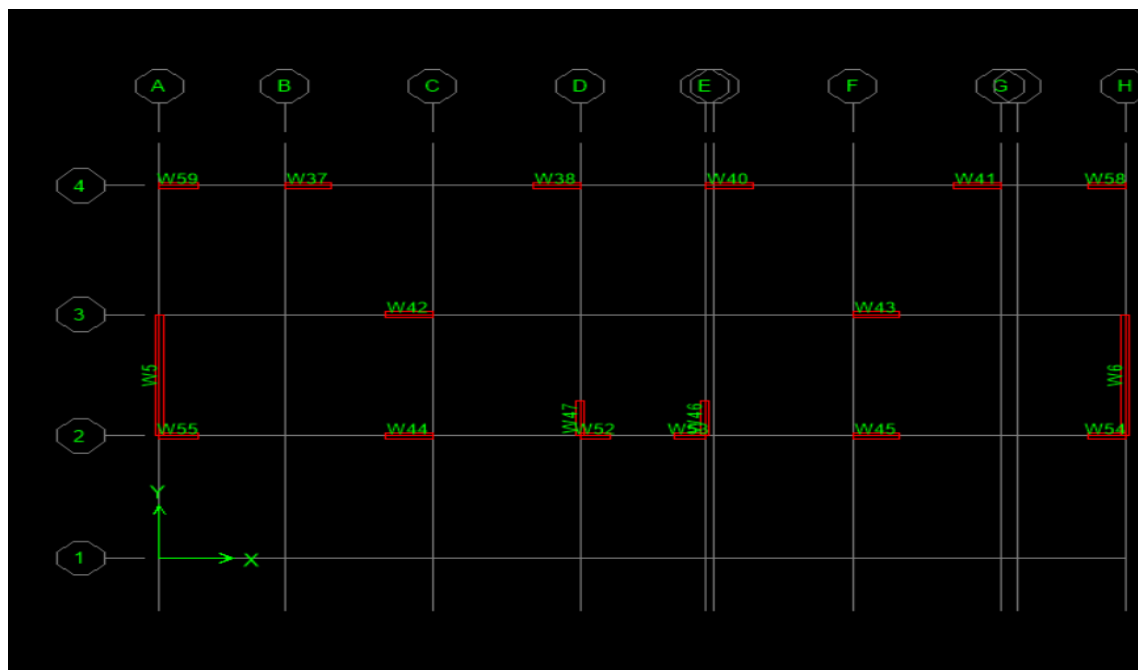


Fig IV .16 : disposition des voiles

IV .4) Vérifications des exigences de RPA 99 modifier 2003

IV .4.1) Nombre de modes à retenir (Art 4.3.4 RPA) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.730834	82.2651	0.0000	82.2651	0.0000
2	0.570724	0.0000	77.0423	82.2651	77.0423
3	0.417480	0.0253	0.0000	82.2903	77.0424
4	0.204171	10.9300	0.0000	93.2204	77.0424
5	0.134125	0.0000	15.2724	93.2204	92.7648
6	0.096746	0.4280	0.0000	93.6483	92.7648
7	0.095384	2.9535	0.0000	96.6018	92.7648
8	0.060393	0.0000	4.4012	96.6018	97.1660
9	0.054171	1.4661	0.0000	98.0679	97.1660
10	0.043452	0.0028	0.0000	98.0707	97.1660
11	0.036713	0.0000	1.4840	98.0707	98.6500
12	0.034333	0.7793	0.0000	98.8500	98.6500
13	0.026477	0.0064	0.0000	98.8564	98.6500
14	0.026338	0.0000	0.6374	98.8564	99.2874
15	0.023704	0.4788	0.0000	99.3352	99.2874
16	0.020892	0.0000	0.3457	99.3352	99.6331

Tableau IV.1 : nombre de mode

Remarque :

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.73$
- Les deux premiers modes sont des modes de translation, le 3eme est un mode de rotation.
- On doit retenir les 05 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% selon le (RPA99).
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1,3 T_{RPA}$

IV .4.2)Vérification de la période (Art 4.2.4.42 RPA 99/2003)

La valeur de la période fondamentale **T** de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_t(h_N)^{\frac{3}{4}}$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu' au dernier niveau N.

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$C_T = 0,050$

La valeur de T calculée ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0,0(28.32)^{3/4} = 0,61 \text{ s}$$

Après majoration de la période de 30%, on aura : $T = 0,61 \times 1,3 = 0,79 \text{ s}$

$etabs = 0,73 \text{ s} < T_{calculée} (RPA) = 0,79\text{s}$ Condition vérifiée

IV.3.3) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.

- Il faut vérifier que : $t \geq 0,80 VMSE$ « Art 4.3.6 de RPA »

Avec :

V_t : Effort tranchant à la base de la structure « tirer des résultats de l'ETABS »

D'après les résultants de l'ETABS :

Les force en KN : **$V_xMSE = 1584.42 \text{ KN}$** , **$V_yMSE = 1765.02 \text{ KN}$**

ET :

VMSE : effort donné par la formule suivante : $V = \frac{A.D.Q}{R} W$ « Art 4.2.3 »

- 1- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. **Donc : A=0.15**
- 2- **W** : Poids de la structure, donné par l'ETABS : **Wt = 27682.57 KN**
- 3- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure « **T** »

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T \geq 3s \end{cases}$$

- Facteur de qualité "Q" : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ **RPA modifiée 2003 (Formule 4.4).**

Selon nos données et le **tableau 4.4 de l'RPA modifiée 2003**

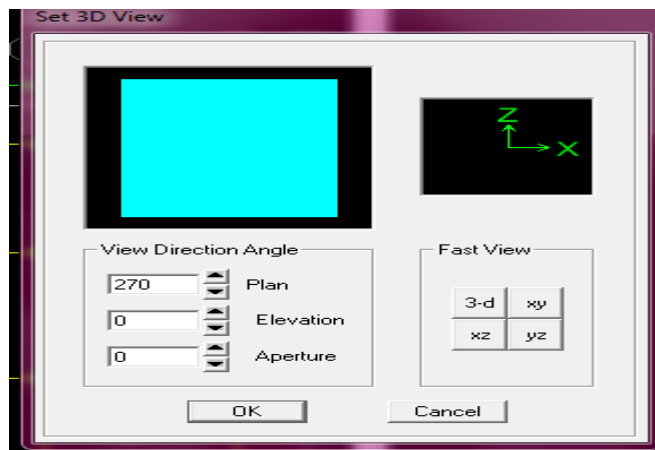
On a eu : **Q=1.1**

IV .5) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

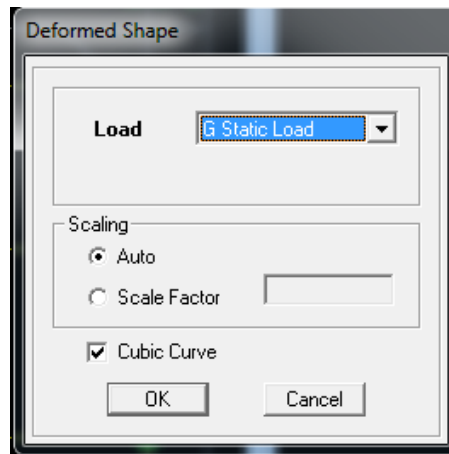
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → **set 3D view** → une fenêtre apparait on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.

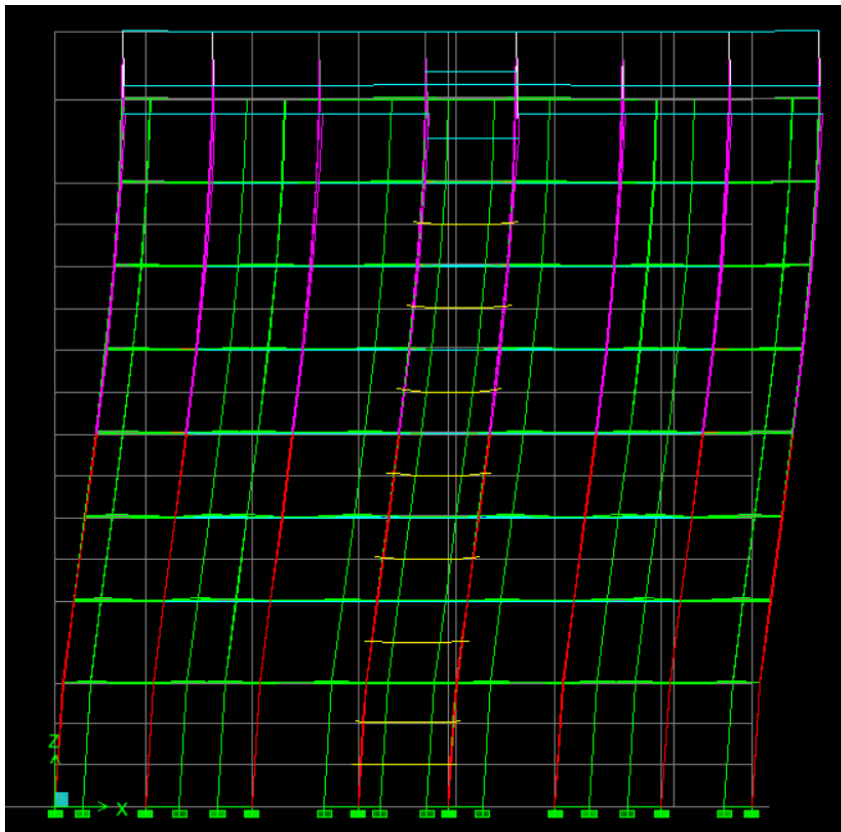


Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison E.



Ensuite **draw** → **draw section cut**

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.



Après avoir faits toutes les étapes on auras ces résultats qui suit :

a- Sens X-X :

On a 1616.71 → 100%

1491.385 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = (1491.385 \times 100) / 1616.71 = 92.24 \%$$

Donc : Effort repris par les voiles = 92.24%

Effort repris par les portiques = 7.76%

b- Sens Y-Y :

On a 1760.2032 → 100%

1691.4315 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = (1691.4315 \times 100) / 1760.2032 = 96.09 \%$$

Donc : Effort repris par les voiles = 96.09%

Effort repris par les portiques = 3.91%

c- A l'ELU :

On a 24054.581 → 100%

12079.478 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = (12079.478 \times 100) / 24054.581 = 50.21 \%$$

Donc : Effort repris par les voiles = 50.21%

Effort repris par les portiques = 49.79%

Sens	V _{statique} KN	V _{dynamique} KN	0.8 V _{statique} KN	0.8 V _s < V _d
Sens X-X	1827.05	1584.42	1461.64	Condition vérifier
Sens Y-Y	1827.05	1765.02	1461.64	Condition vérifier

Tableau IV.2. Vérification de la force sismique statique et dynamique

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Analyse des résultats :

Les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (**d'après RPA99/V2003**). Ce qui implique que le coefficient de comportement de la structure est égal à 3,5 « **R= 3.5** ».

- **T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donné par **le tableau 4.2**,

T2 = 0,5 sec

- Avec $\xi = 7\%$. On a : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$ **$\eta = 0,76$**

T2 = 0,50 ≤ T = 0,79 ≤ 3s

Donc : $D = 2,5 \times n \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.40$

4- Force sismique à la base :

Sens X-X : $V_x = A.D.Q.\frac{W}{R} = 0.15 \times 1.40 \times 1.1 \left(\frac{27682.57}{3.5}\right) = 1827.05 \text{ KN}$

Sens Y-Y : $V_y = A.D.Q.\frac{W}{R} = 0.15 \times 1.40 \times 1.1 \left(\frac{27682.57}{3.5}\right) = 1827.05 \text{ KN}$

➤ **Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux**

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 **Art 7.4.3.1 RPA 99/V2003**

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'air 'section brute' de la section de béton.

f_{C28} : La résistance caractéristique du béton.

Niveau	Bc (cm ²)	N (KN)	ϑ	Observation
Rdc + entre sol + 1 er et 2 eme niveau	45 x40	1224.54	0.272	Condition vérifier
De 3 eme niveau oui dernier niveau	40 x 35	1022.44	0.292	Condition vérifier

TableauIV.3. Vérifications de l'effort normal aux niveaux des poteaux

IV .6)Caractéristique géométriques de la structure

IV.6.1). Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7.43 RPA 99/2003) :

Story	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	e _x	e _y
RDC	12.750	8.394	12.750	7.956	0	0.438
Entre sol	12.753	6.773	12.749	7.262	0.004	0.489
Etage 1	12.750	6.769	12.749	7.137	0.001	0.368
Etage 2	12.750	6.760	12.748	7.169	0.002	0.409
Etage 3	12.750	6.770	12.747	7.269	0.003	0.499
Etage 4	12.750	6.770	12.745	7.414	0.005	0.644
Etage 5	12.750	6.559	12.743	7.630	0.007	0.771
Attique	12.750	8.645	12.740	8.073	0.01	0.572
TOITURE	12.749	8.850	12.743	8.197	0.006	0.653

TableauIV.4. Vérifications de l'excentricité.

A- L'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

- Excentricité théorique résultant des plans.

a- . Excentricité accidentelle : (Art 4.2.7 ; RPA 99/V2003)

Le RPA dicte que :

$$e_x = 0,05 \times L_x = 1.29 \text{ m '}$$

$$e_y = 0,05 \times L_y = 1.29 \text{ m}$$

b- . Excentricité théorique :

$$e_x = X_{CR} - X_{CM} < 5\% L_x$$

Condition vérifiée.

$$e_y = Y_{CR} - Y_{CM} < 5\% L_y$$

Condition vérifiée.

IV .7)Justification de la sécurité

IV.7.1) . Justification vis-à-vis des déformations :

a- Calcul des déplacements 'Art 4.43 RPA 99/2003'

- **Le déplacement horizontal :** à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{'4.-18 RPA99 /2003'}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement.

- **Déplacement relatif :** au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est donnée par :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{'4.-19 RPA99/2003'}$$

Selon l'Art 5.10 RPA99/V2003, les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser le **1%** de la hauteur d'étage.

$$\Delta K \leq \Delta k = 1\% h_e$$

- Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

• Sens X-X et Sens Y-Y :

Story	$\delta_{ek} x$	$\delta_{ek} y$	R	$\delta_K x$	$\delta_K y$	Δ_x	Δ_y	1% h_e	Observation
Toiture	0.0123	0.0095	3.5	0.04305	0.03325	0.0001	0.0001	0.0246	Conditions vérifier
Attique	0.0122	0.0094	3.5	0.0427	0.0329	0.0005	0.0010	0.036	Conditions vérifier
Etage 5	0.0117	0.0084	3.5	0.04095	0.0294	0.0010	0.0012	0.036	Conditions vérifier
Etage 4	0.0107	0.0072	3.5	0.03745	0.0252	0.0015	0.0013	0.036	Conditions vérifier
Etage 3	0.0092	0.0059	3.5	0.0322	0.02065	0.0018	0.0014	0.036	Conditions vérifier
Etage 2	0.0074	0.0045	3.5	0.0259	0.01575	0.0020	0.0014	0.036	Conditions vérifier
Etage 1	0.0054	0.0031	3.5	0.0189	0.01085	0.0020	0.0013	0.036	Conditions vérifier
E- sol	0.0034	0.0018	3.5	0.0119	0.04165	0.0020	0.0010	0.03	Conditions vérifier
RDC	0.0014	0.0008	3.5	0.0049	0.0028	0.0014	0.0008	0.045	Conditions vérifier

Tableau IV-5: Vérification des déplacements inter-étage dans le sens X-X et Y-Y.

IV.7.2).Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Les effets du 2eme ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

Avec :

PK: Le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K).

Tel que : $P_K = \sum_{i=K}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$

VK : L'effort tranchant d'étage au niveau K.

ΔK : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

hK : Hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

• **Sens X-X et Sens Y-Y :**

Story	P	Vx	Vy	hk	Δ_x	Δ_y	θ_{kx}	θ_{ky}	observation
Toiture	827.92	41.67	53.77	2.46	0.0001	0.0001	0.00080	0.00062	Condition vérifier
Attique	3341.4	299.34	381.53	3.06	0.0005	0.0010	0.00182	0.00286	Condition vérifier
Etage 5	6875.43	618.4	751.18	3.06	0.0010	0.0012	0.00363	0.00358	Condition vérifier
Etage 4	10409.47	883.15	1038.79	3.06	0.0015	0.0013	0.00577	0.00425	Condition vérifier
Etage 3	13943.5	1108.06	1276.07	3.06	0.0018	0.0014	0.00740	0.00499	Condition vérifier
Etage 2	17570.83	1294.93	1467.17	3.06	0.0020	0.0014	0.00886	0.00547	Condition vérifier
Etage 1	21202.79	1442.58	1613.82	3.06	0.0020	0.0013	0.00960	0.00558	Condition vérifier
e-sol	24815.49	1545.59	1719.56	3	0.0020	0.0010	0.01070	0.00481	Condition vérifier
RDC	27682.57	1586.47	1767.61	4.5	0.0014	0.0008	0.00542	0.00278	Condition vérifier

Tableau IV-6: Vérification de l'effet (P- Δ) sens X-X et Y-Y

1. Analyse des résultats :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (**d'après RPA99/V2003**).

Ce qui implique que le coefficient de comportement de la structure est égal à 3,5 « **R= 3.5** ».

Conclusion :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs sont vérifiés.
- L'effet P- Δ est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.



CHAPITRE V

Ferrailages des éléments

V.1): Ferraillage des poteaux :

V.1.1) Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (transversal et longitudinal) a l'ELU.

Qui est l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit a étudier les cas suivants :

- Sections partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)

Ce dernier s'effectuera a partir des logiciels de calcul automatique au lieu des méthodes manuelles qui sont très lentes et moins précises.

Et a partir du logiciel de calcul **ETABS** utilisé durant la modélisation on extrait les efforts normaux et les moments fléchissant.

V.1.2) Recommandations du RPA :

<u>Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2).</u>			
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. ➤ Le diamètre minimal est de 12 mm. ➤ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ_L (zone II_a). ➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a. ➤ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement. 			
<u>Pourcentage total maximum</u>	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :		
<u>Pourcentage total minimum :</u>	Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8% de la section du béton (0,8% bh)		
Résultats			
Section	0,8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux 40*45	14,4	72	108
Poteaux 35*40	11,2	56	84

Tableau V.1 : les recommandations du RPA.

V.1.2.1) Hypothèse de calcul :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- 1,35G+1,5Q → à l'ELU. G+Q → à l'ELS
- G+Q±E → RPA99 révisée 2003. 0,8G±E → RPA99 révisée 2003.

• **Etape de calcul en flexion composée :**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction. Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = \frac{Mu}{Nu}$

Exposé de la méthode de calcul :

Pour la détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

• **Section partiellement comprimée (SPC) :**

a) **Calcul de centre de pression :** $e = \frac{Mu}{Nu}$

La section est dite partiellement comprimée si le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression)

$$e = \frac{Mu}{Nu} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Si le centre de pression « c » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, (l'effort normale est un effort de compression)

$$e = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$Nu(d - c') - Mf \leq (0.337h - 0.81c)bfbc$$

Avec : **Mf** : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieurs.

$$Mf = Nu \times g = Nu \left(\frac{h}{2} - c + e\right) = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

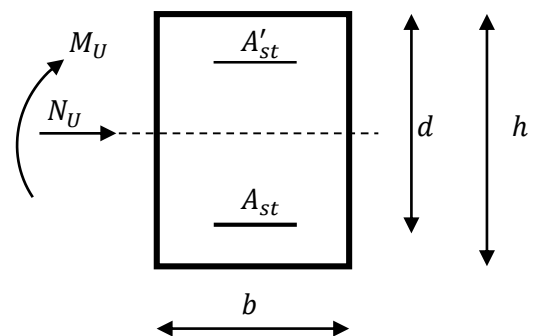
$$fbc = \frac{0.85 fc28}{\theta \gamma b} \quad \gamma b = 1.5 \text{ et } \theta = 1 \text{ pour situation}$$

durable

$$\gamma b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 \text{ pour}$$

situation accidentelle

Nu = effort de compression



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{Mf}{bd^2 fbc}$$

1^{er} cas : $\mu \leq \mu l = 0.392$ SSA

Les armatures fictives :

$$Atf = \frac{Mf}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 384 \text{ Mpa}$$

$$Acf=0 \quad \beta: \text{selon la valeur de } \mu$$

Les armatures réelles :

$$A = Atf + \frac{Nu}{\sigma_s}$$

$$As = Acf = 0$$

2^{ème} cas : $\mu \geq \mu l = 0.392$ SDA

On calcul :

$$Nu \times g = Nu \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$Mr = \mu l b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = Mf - Mr$$

Avec : Mr : moment ultime pour une section simplement armée

Les armatures fictives :

$$Atf = \frac{Mr}{\beta r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s} \quad \text{avec } Acf = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} \quad \beta : \text{selon la valeur de } \mu$$

Les armatures réelles :

$$Ast = Atf + \frac{Nu}{\sigma_s}$$

$$Asc = Acf$$

• **Section entièrement (SEC) :**

La section est dite entièrement comprimée si :

$$e = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$Nu(d - c') - Mf > (0.337h - 0.81c)bhfb_c$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c a d :

$$N(d - c') - Mf \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc} \rightarrow As > 0 \text{ et } As' > 0$$

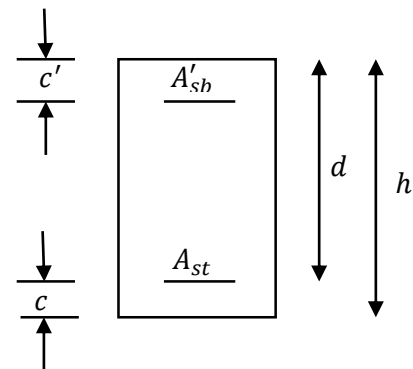
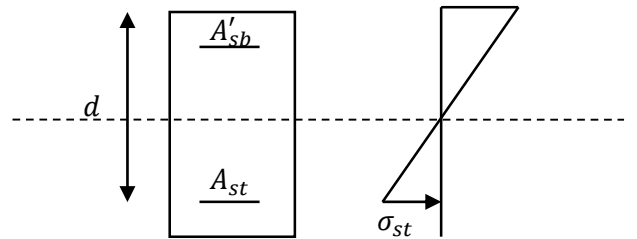
Les sections d'armatures sont :

$$As' = \frac{Mf(d - 0.5h)bhfb_c}{(d - c')\sigma_s}$$

$$As = \frac{Nu - bhfb_c}{\sigma_s} - As'$$

2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieure comprimées c a d :



$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 < (d - c') < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 fbc \rightarrow As > 0 \text{ et } As' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$As' = \frac{Nu - \Psi \times b \times h \times fbc}{\sigma S}$$

$$As = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100Mu}{100bh^2 fbc}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

• **Section entièrement tendue :**

La section est dite entièrement tendue :

Si le centre de la pression « c » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, (l'effort normale est un effort de traction)

$$e = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Les sections d'armatures sont :

$$Ast = \frac{Nu \times g}{(d - c') \sigma st} \quad \text{avec } g = \frac{h}{2} - c - e$$

$$Asc = \frac{Nu}{\sigma st} - Ast$$

Remarque :

Si $e = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

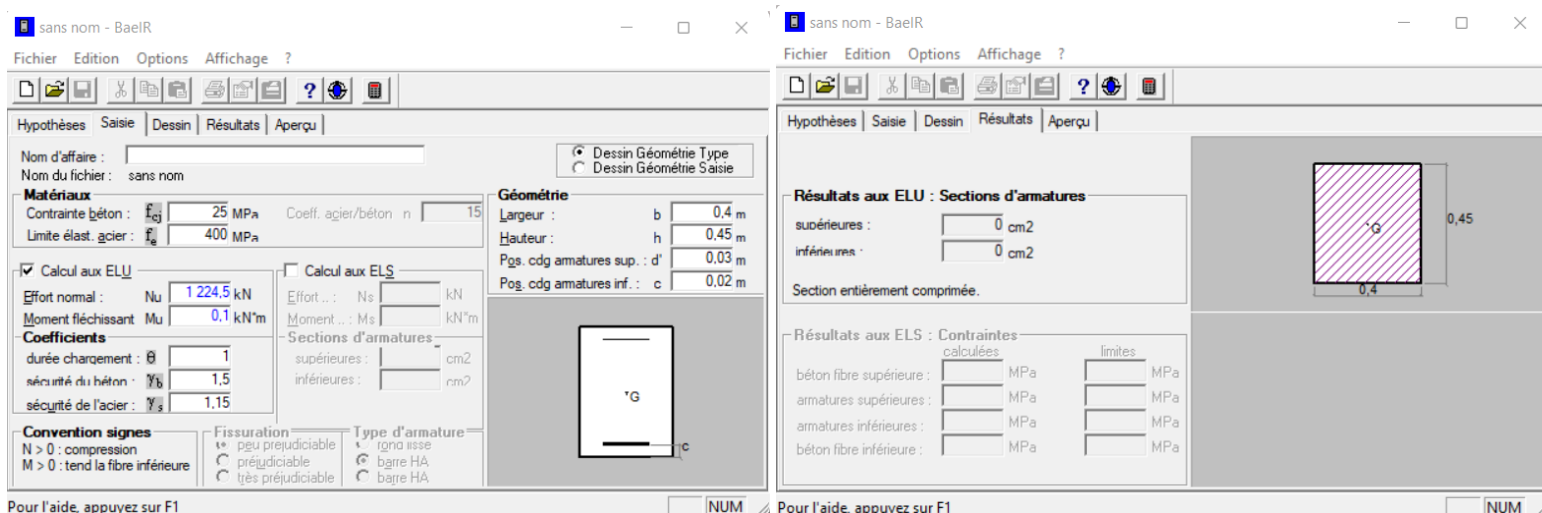
stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{Nu - Bfbu}{\sigma st}$

Avec B : aire de la section de béton seul

σst : contrainte de l'acier

« Nous avons fait les calculs des poteaux avec **SOCOTEC** »

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel



V.1.2.2) Calcul de ferrailage (flexion composée) :

Section	Combinaison	N	M	C	d	Obs	A _{sup}	A _{inf}	Choix armatures	A _{adoptée}	A _{min}	Schéma de ferrailage
40*45	ELU	1224,54	-0,103	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00	4HA16 +4HA16	16,08 cm ²	14,4	
	08GEY MAX	627,47	0,872	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00				
	GQEX MIN	699,58	-66,59	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00				
35*40	GQEY MIN	1022,44	-6,759	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00	4HA14 +4HA14	12,30 cm ²	11,2	
	08GEY MAX	419,62	4,966	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				
	GQEX MIN	699,58	-66,59	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				

Tableau V-2 : Résultats de ferrailage des poteaux à ELU sens X-X.

Section	Combinaison	N	M	C	d	Obs	A _{sup}	A _{inf}	Choix armatures	A _{adoptée}	A _{min}	Schéma de ferrailage
40*45	ELU	1224,54	-0,19	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00	4HA16 +4HA16	16,08 cm ²	14,4	
	08GEY MAX	627,47	1,778	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				
	GQEY MIN	403,7	-50,03	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				
35*40	GQEY MIN	1022,44	-35,95	0,02	0,32	SEC	0,00	0,00	4HA14 +4HA14	12,30 cm ²	11,2	
	08GEY MAX	419,62	15,153	0,02	0,32	SEC	0,00	0,00				
	GQEY MIN	403,7	-50,03	0,02	0,32	SEC	0,00	0,00				

Tableau V-3 : Résultats de ferrailage des poteaux à ELU sens Y-Y

V.1.2.3) Vérifications à l'ELU :

➤ **Les armatures transversales :**

1) **Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).**

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \qquad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.
Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

2) **Espacement des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)
$S_t \leq \min\{15\phi_1^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\} \quad S_t \leq \min\{15 * 1,4; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$ <p>Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux</p> $S_t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$
Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)
<p>En zone courante (pour zone IIa) :</p> $S_t \leq \{15\phi_1^{\min}\} = \{15 * 1,4\} = 21\text{cm}$ $S_t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm.}$ <p>En zone nodal (pour zone IIa) :</p> $S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_1^{\min}\} = \min\{15; 10 * 1,4\} = \min\{15 ; 14\} = 14\text{cm}$ <p style="text-align: center;">Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$</p>

3) **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t . b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t . b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$$\lambda_g : \text{Elancement géométrique du poteau} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$$l_f : \text{longueur de flambement du poteau.} \quad l_f = 0,7 l_0$$

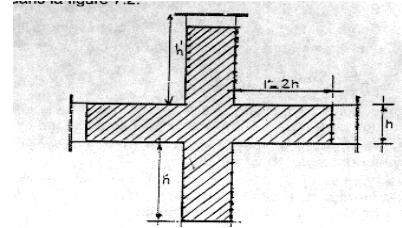
Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteau	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{\min} = 0,3\% S_t . b_1$	A_{adopte}	Observation
40*45	4,08	2,856	7,14	1,8	2,01	condition vérifiée
35*40	3,06	2,142	6,12	1,575	2,01	condition vérifiée

Tableau V-4: Vérification de la quantité d'armatures transversales.

➤ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.



$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

	h	h'
Poteau (40*45)	4,08	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-40}{6}; 45; 45; 60 \right) = 61,33 \text{ cm}$
Poteau (35*40)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau V-5 : Détermination de la zone nodal.

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone II_a : $L_r = 40\Phi$

Ø16	Ø14
$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$	$L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

➤ Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$$

Poteau	h_e	$b=h$	$\lambda_g \geq 5$	d	T_u	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$
40*45	4,08	0,45	7,14	0,425	93,21	0,49	1,875
35*40	3,06	0,4	6,12	0,375	55,28	0,37	1,875

Tableau V-6: Vérification des contraintes tangentielles.

V.1.2.4) Vérifications à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$

poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs}	σ_{bi}	σ_{ss}	σ_{si}	OBS
			Mpa	MPa	MPa	MPa	
40*45	885,94	-0,074	4,34	4,34	65	65,2	CV
	208,49	-5,08	0,74	1,3	11,5	19,2	CV
	447,74	8,089	2,64	1,74	39	26,8	CV
35*40	431,89	-1,246	2,52	2,74	38	40,9	CV
	273,6	0,719	1,73	19,90	25,8	24,2	CV
	5,41	-20,417	0	2,37	-81,1	28,5	CV

Tableau V-7 : Vérification des contraintes a ELS sens X-X.

poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs}	σ_{ss}	σ_{bi}	σ_{si}	OBS
			Mpa	MPa	MPa	MPa	
40*45	885,94	-0,121	4,33	4,35	65	65.20	CV
	208,49	8,02	1,47	0,58	21,4	9,23	CV
	444,7	24,204	3,52	0,83	51,1	14,3	CV
35*40	431,89	5,25	3,22	2,23	47,4	34,4	CV
	273,6	-3,505	1.4	2,05	21,5	30,2	CV
	1,54	55,505	7,34	0	85,5	-296,2	CV

Tableau V-8: Vérification des contraintes a ELS sens Y-Y.

V.2): Ferraillage des poutres :

V.2.1): Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant **T** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extraits à partir de logiciel **ETABS (V9.6)**, ils sont donc calculés en flexion simple.

V.2.2): Recommandations du RPA :

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).			
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Le diamètre minimal est de 12mm. ➤ La longueur minimale de recouvrement est de 40∅ en zone II_a. ➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. ➤ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud. 			
Pourcentage total maximum	Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : $A_{max}=4\%b h$ en zone courante. $A_{max}=6\% b h$ en zone de recouvrement.		
Pourcentage total minimum :	Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section. $A_{min} = 0,5\% b h$		
Résultats			
Section	0,5% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poutre principale 30*40	6	48	72
Poutre secondaire 30*35	5,25	42	63

Tableau V-9 : Les recommandations du RPA.

V.2.2.1): Hypothèse de calcul :

Le ferraillage des poutres ce fait en flexion simple (un effort tranchant et le moment de flexion).

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1.35G+1.5Q → à l'ELU.	G+Q±E → RPA99 révisée 2003.
G+Q → à l'ELS	0.8G±E →RPA99 révisée 2003

V.2.2.2): Calcul de ferrailage :

➤ Armatures longitudinales (Flexion simple):

Les résultats de ferrailage à ELU se résument dans le tableau suivant

Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

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

Ast: Section d'acier inférieure (tendue);

Asc: Section d'acier supérieure (comprimée);

Mu: Moment de flexion;

h : Hauteur de la section du béton;

b : Largeur de la section du béton;

d : Hauteur utile $d = h - c$;

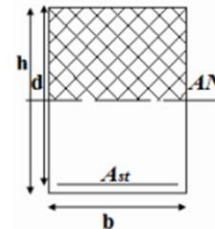
c, c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Deux cas peuvent se présenter lors du calcul d'une section rectangulaire:

1^{er} cas : Section simplement armée $A_c = 0$:

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} \quad \text{ou bien :} \quad A_{st} = \frac{M_{ACC}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$



2^{ème} cas : Section doublement armée $A_c \neq 0$:

$\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ les sections d'acier nécessaires seront **Fig. V.1.** Section simplement armée

Armature tendues: $A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \bar{\sigma}_{st}}$; avec : $M_1 = \mu_l \mu u^{-1} b c$

Armature comprimées : $A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$; avec : $\Delta M = M_u - M_1$ ou bien : $\Delta M = M_{ACC} - M_1$



Figure V. 2: Section doublement armée.

		M	d	μ	obs	β	At (cm ²)	Amin	Choix armatures	Aadp
Poutre principale 30*40	Appuis	73,643	0,38	0,120	SSA	0,936	5,950	3	3HA14+2HA12	6,88
	Travée	43,248	0,38	0,070	SSA	0,964	3,393	3	3 HA14	4,62
Poutre secondaire 30*35	Appuis	45,811	0,33	0,098	SSA	0,948	4,208	2,625	3 HA14	4,62
	Travée	41,404	0,33	0,090	SSA	0,953	3,783	2,625	3 HA14	4,62

Tableau V-10: Résultats de ferrailage des poutres à ELU.

➤ Calcul des armatures transversales :

1) Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1\right) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1, 2\right) = (1,14 ; 3 ; 1,2) = 1,14\text{cm.}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

2) La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01\text{cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$

3) Espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL 99 : $S_t < \min(0,9 d ; 40 \text{ cm})$	
$S_t < \min(0,9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = (29,7 ; 40\text{cm})$	$S_t = 25 \text{ cm}$
D'après le RPA 2003 : (Art 7-5-22)	
<u>Zone nodal :</u>	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} , 12\phi_1\right)$
$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,4\right) = (10 ; 16,8) = 10 \text{ cm}$	$S_t = 8\text{cm}$
<u>Zone courante :</u>	$S_t \leq \frac{h}{2}$
$S_t \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm}$	$S_t = 15\text{cm}$

Conclusion : $S_t = 8\text{cm}$ à la zone nodale.

$S_t = 15\text{cm}$ à la zone courante.

4) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 0,3\% S_t b$$

- Poutre principale: $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

5) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L'est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutre principal	Poutre secondaire
$L'=2 \times 40 = 80 \text{ cm}$	$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

V.2.2.3): Vérifications à L'ELU :

➤ Condition de non fragilité(A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$A \text{ adopté} \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$		
	A_{\min}	Observation
<u>Poutres principales</u>	$\frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1.38 \text{ cm}$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$ Condition vérifiée.
<u>Poutres secondaire</u>	$\frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1.19 \text{ cm}$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$ Condition vérifiée.

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99) :

$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$			
fissurations peu nuisibles.	$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \}$		=3,33MPa
	T_{\max}	τ_u	Observation
<u>Poutre principales</u>	91,38 KN	0,81 MPA	Condition vérifiée
<u>Poutre secondaire</u>	30,06 KN	0,30 MPA	Condition vérifiée

➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL99):

$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$ avec : $a=0,9 \cdot d$			
	T_{\max}	$0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$	observation
<u>Poutre principales</u>	91,38 KN	684 KN	Condition vérifiée.
<u>Poutre secondaire</u>	30,06 KN	594 KN	Condition vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL99) :

$$A_s > \left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

Poutre	Effort tranchant T	Moment aux appuis	$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{V_s}{f_e}$	Observation
principale	91,38 KN	73,643 KN.m	-6,066	Condition vérifiée
secondaire	30,06 KN	45,81 KN.m	-3,840	Condition vérifiée

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3/ BAEL99) :

		Ferrailage	$\sum U_i$	V_u^{\max}	τ_{se}	$\tau_{se.adm}$	obc
P-P	Appuis	3HA14+2HA12	207,24	91,38 KN	1,29	3,15	C.V
	Travée	3 HA14	131,88		2,03		
P-S	Appuis	3 HA14	131,88	30,06 KN	0,77	3,15	C.V
	Travée	3 HA14	131,88		0,77		

- Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

- Pour ϕ 14 : $L_s = 49,42 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$.
- Pour ϕ 12 : $L_s = 42,36 \text{ cm}$ soit : $L_s = 45 \text{ cm}$.

Le règlement BAEL99 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 $0.4L_s$

Pour ϕ 14 : $L_c = 20 \text{ cm}$.

Pour ϕ 12 : $L_c = 18 \text{ cm}$.

V.2.2.4): Vérifications à L'ELS :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ et $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$

Poutre		M _s max	A adopté	ρ_1	β_1	k_1	σ_s [Mpa]	σ_{bc}	σ_{bc} bar	obs
principale	Appuis	51,639	6,88	0,604	0,885	28,48	223,184	7,84	15	vérifiée
	Travée	31,329	4,62	0,405	0,902	36,02	197,840	5,49	15	vérifiée
secondaire	Appuis	12,247	4,62	0,467	0,902	36,02	77,339	2,15	15	vérifiée
	Travée	9,401	4,62	0,467	0,902	36,02	59,367	1,65	15	vérifiée

Tableau V-11: Vérification des contrainte

V.3): Ferraillage des voiles :

V.3.1): Introduction :

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : Armatures verticales, Armatures horizontales et les Armatures transversales.

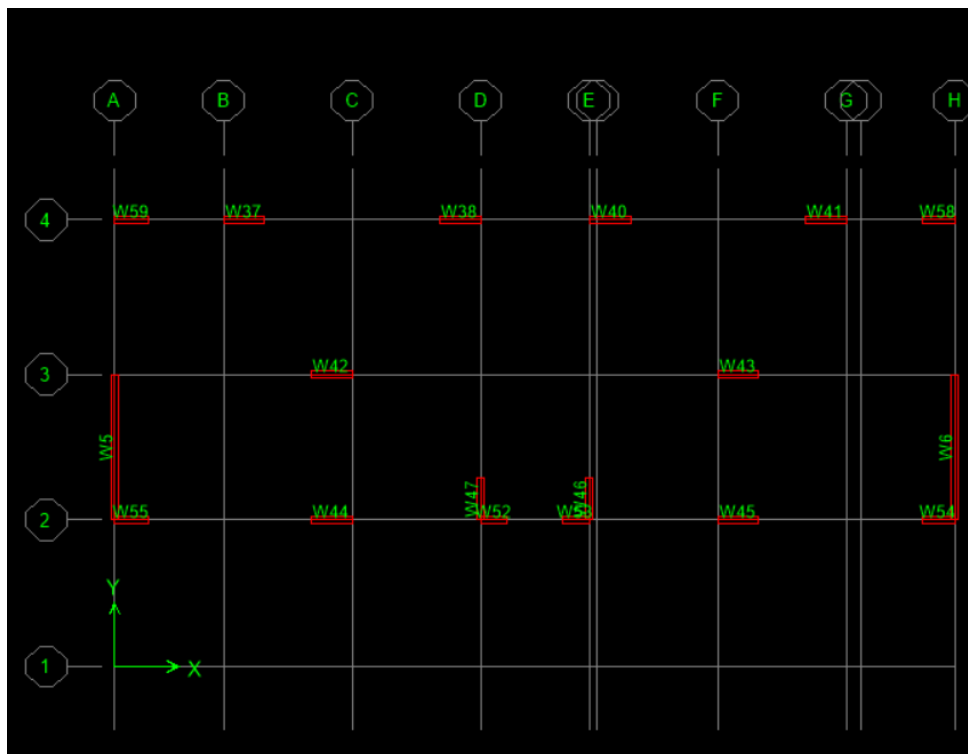
Combinaison d'action :

<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003 :</u>
1.35G+1.5Q	G+Q±E
G+Q	0.8G±E

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en deux zones :

- ✓ **Zone I :** RDC, entre sol, 1^{er}, 2^{ème} étage.
- ✓ **Zone II :** 3^{ème} au Toiture.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions



V.3.2): 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \quad I : \text{Moment d'inertie du voile}$$

$V, V' : \text{Bras de levier } V = V' = \frac{L_{\text{voiles}}}{2}$
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 :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N_u \times g$$

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

V.3.2.1): calcul de ferrailage :

➤ **Armatures verticales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\gamma_b : 1,15$ 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.

➤ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales

BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

➤ Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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 RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

➤ Armature de couture :

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1,4$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

➤ 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.

➤ Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

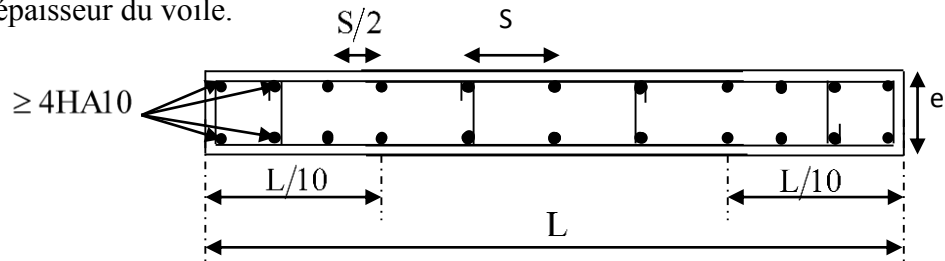
Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.



➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{Avec : } V = 1.4 T$$

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$

V.3.2.2)Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

VOILES 1,25 m

S	I	Y
0.25	0.032552083	0.625

	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	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																		rb	Observation				tu	Observation	obc	Observation		
Zone I	-1131.68	25.147	11.73	ELU	-4403.12	-4650.32	0	0.00	0.00	0.52	0.52	0.26	7.54	6.03	6.15	7 HA 12	7.92	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.797	Condition vérifiée	0.569	Condition vérifiée	9.506	Condition vérifiée
	-95.74	422.785	124.38	08GEX	1695.11	-2461.03	0.74	125.47	3.61	5.50	9.11	4.55	7.54	6.15														
	-1082.21	429.927	128.1	GQEX	-2215.66	-6442.02	0.00	0.00	0.00	5.67	5.67	2.83	7.54	6.03														
Zone II	-1082.21	429.927	128.1	GQEX	-2215.66	-6442.02	0	0.00	0.00	5.67	5.67	2.83	7.54	6.03	6.03	7 HA 12	7.92	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	10	15	0.797	Condition vérifiée	0.569	Condition vérifiée	9.090	Condition vérifiée
	171.82	11.363	50.13	08GEX	743.13	631.43	1.25	92.89	2.67	2.22	4.89	2.44	7.54	6.03														
	-1082.21	429.927	128.1	GQEX	-2215.66	-6442.02	0	0.00	0.00	5.67	5.67	2.83	7.54	6.03														

Tableau V.12: résultats de ferrailage des voiles 1.25 m

VOILES 1 m

S	I	Y
0,2	0,01666667	0,5

	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	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																		rb	Observation				tu	Observation	obc	Observation		
Zone I	-1190,17	78,355	35,28	GQEX	-3600,20	-8301,50	0	0,00	0,00	1,56	1,56	0,78	6,64	6,64	13,22	7 HA 16	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,802	Condition vérifiée	0,573	Condition vérifiée	5,634	Condition vérifiée
	581,48	92,982	41,98	08GEY	5696,86	117,94	1,00	569,69	16,37	1,86	18,23	9,11	6,64	9,11														
	11,85	305,549	103,17	GQEX	9225,72	-9107,22	0,50	458,30	9,17	3,97	13,14	6,57	6,64	13,22														
Zone II	-442,05	19,167	11,67	ELU	-1635,24	-2785,26	0,00	0,00	0,00	0,52	0,52	0,26	6,64	6,64	6,64	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,496	Condition vérifiée	0,354	Condition vérifiée	2,733	Condition vérifiée
	124,7	1,407	3,74	08GEY	665,71	581,29	1,00	66,57	1,91	0,17	2,08	1,04	6,64	6,64														
	-387,95	85,377	63,74	GQEX	621,56	-4501,06	0,88	54,61	1,57	2,82	4,39	2,20	6,64	6,64														

Tableau V.13 : résultats de ferrailage des voiles 1 m

VOILES 0,8 m

S	I	Y
0,16	0,00853333	0,4

	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	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																		rb	Observation				tu	Observation	obc	Observation		
Zone I	-526,14	148,95	142,27	GQEX	3693,66	-10270,41	0,59	217,33	5,66	6,30	11,96	5,98	4,83	7,47	9,52	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,130	Condition vérifiée	0,807	Condition vérifiée	3,254	Condition vérifiée
	-55,01	109,042	113,61	08GEX	4767,53	-5455,16	0,43	203,53	5,85	5,03	10,88	5,44	4,83	6,80														
	-425,39	270,109	116,21	GQEX	10002,67	-15320,05	0,48	484,12	10,76	4,47	15,23	7,62	4,83	9,52														
Zone II	-387,95	85,377	63,74	GQEX	1577,36	-6426,73	0,64	101,32	2,64	2,82	5,46	2,73	4,83	6,03	6,28	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,019	Condition vérifiée	0,728	Condition vérifiée	3,261	Condition vérifiée
	-6,85	2,145	1,62	08GEY	57,73	-143,36	0,57	3,29	0,09	0,07	0,17	0,08	4,83	6,03														
	-130,61	103,391	104,76	GQEX	4030,14	-5662,77	0,47	188,36	5,41	4,64	10,05	5,02	4,83	6,28														

Tableau V.14 : résultats de ferrailage des voiles 0.8 m

VOILES 4,4 m

S	I	Y
0,88	1,41973333	2,2

	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	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																		rb	Observation				tu	Observation	obc	Observation		
Zone I	-2276,52	115,519	3,8	ELU	-2407,95	-2765,96	0	0,00	0,00	0,17	0,17	0,08	26,55	6,03	14,79	8 HA 16	16,08	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,622	Condition vérifiée	1,159	Condition vérifiée	9,404	Condition vérifiée
	-89,1	1057,471	2,48	GQEY	1537,39	-1739,89	2,34	359,13	10,32	0,11	10,43	5,21	26,55	6,03														
	-1302,14	5099,204	917,56	GQEY	6421,95	-9381,36	2,61	1677,40	41,94	35,33	77,26	38,63	26,55	14,79														
Zone II	-1446,47	69,728	26,06	ELU	-1535,67	-1751,77	0,00	0,00	0,00	1,15	1,15	0,58	26,55	6,03	6,03	8 HA 14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,004	Condition vérifiée	0,003	Condition vérifiée	7,796	Condition vérifiée
	96,99	1030,107	30,83	08GEY	1706,46	-1486,02	2,05	349,50	10,04	1,36	11,41	5,70	26,55	6,03														
	-89,1	1057,471	2,48	GQEY	1537,39	-1739,89	2,34	359,13	9,35	0,11	9,46	4,73	26,55	6,03														

Tableau V.15 : résultats de ferrailage des voiles 4.4 m





CHAPITRE VI

Calcul du mur Plaque

Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés Des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions Suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

VI.1) Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de **20cm**.

VI.1. 1) Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encasté au niveau de la semelle (radier) et Appuyé doublement au niveau du plancher de RDC, pour une bande de largeur de 1m.

➤ Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos

σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale

φ : angle de frottement interne

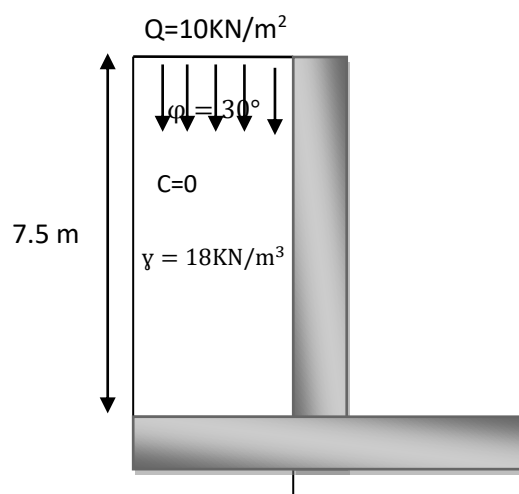


Figure VI .1 : Schéma statique du mur plaque.

➤ **Données de calcul :**

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion : $C = 0$

VI-1-2) Calcul des sollicitations

Contrainte de poussées des terres : $K_0 = \text{tng}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 0.33$

ELU

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

- **Pour la couche 1 : $0 \leq h \leq 3$**

$$\sigma_{h1} = 0.33 (1.35 \times 18 \times h_1 + 1.5 \times 10) = 8.02h_1 + 4.95$$

Pour $h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 4.95 \text{ KN/m}^2$

Pour $h=3\text{m} \rightarrow \sigma_{h1} = 29.01 \text{ KN/m}^2$

- **Pour la couche 2 : $3 \leq h \leq 7.5$**

$$\sigma_{h2} = 0.33 (1.35 \times 18 \times h_2 + 1.35 \times 18 \times 3 + 1.5 \times 10) = 8.02 h_2 + 29.01$$

Pour $h=0 \rightarrow \sigma_{h2} = 29.01 \text{ KN/m}^2$

Pour $h=4.5 \rightarrow \sigma_{h2} = 65.1 \text{ KN/m}^2$

Diagramme des contraintes a l'ELU :

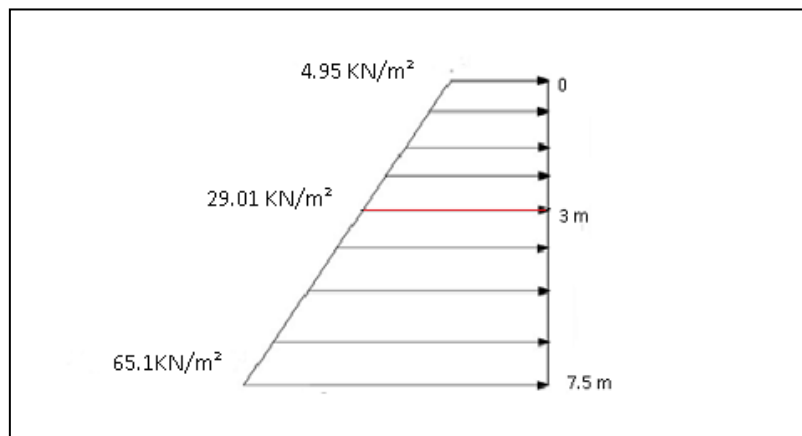


Figure VI .2: Diagramme des contrainte a l'ELU

ELS

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q)$$

- Pour la couche 1 : $0 \leq h \leq 3\text{ m}$

$$\sigma_{h1} = 0.33 (18 \times h_1 + 10) = 5.94 h_1 + 3.3$$

Pour $h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 3.3 \text{ KN/m}^2$

Pour $h=3\text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 21.12 \text{ KN/m}^2$

- Pour la couche 2 : $3 \leq h \leq 7.5$

$$\sigma_{h2} = K_0 (\gamma \times h_2 + \gamma \times h_2 + q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.33 (18 \times h_2 + 18 \times 3 + 10) = 5.94 h_2 + 21.12$$

Pour $h=0 \rightarrow \sigma_{h2} = 21.12 \text{ KN/m}^2$

Pour $h=4.5 \rightarrow \sigma_{h2} = 47.85 \text{ KN/m}^2$

Diagramme des contraintes a l'ELS:

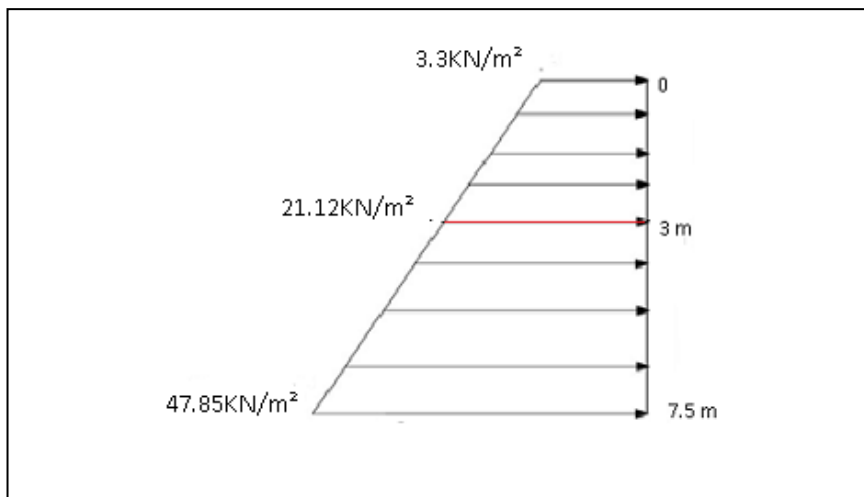


Figure VI .3 : Diagramme des contraintes a l'ELS

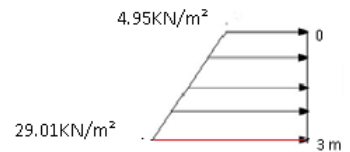
VI -1-3)Charges moyennes :

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

Panneau 01 :

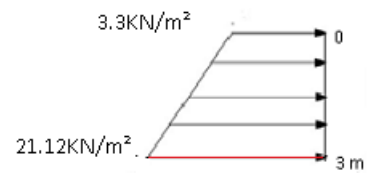
A l'ELU:

$$q_u = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1m = \frac{3 \times 29.01 + 4.95}{4} \times 1 = 22.99 \text{ KN/m}$$



A l'ELS:

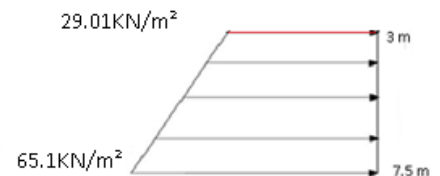
$$q_s = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1m = \frac{3 \times 21.12 + 3.3}{4} \times 1 = 16.66 \text{ KN/m}$$



Panneau 02 :

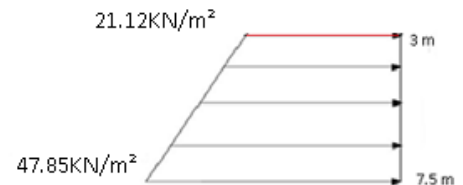
A l'ELU:

$$q_u = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1m = \frac{3 \times 65.1 + 29.01}{4} \times 1 = 56.07 \text{ KN/m}$$



A l'ELS:

$$q_s = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1m = \frac{3 \times 47.85 + 21.12}{4} \times 1 = 41.16 \text{ KN/m}$$



VI -2): calcul de ferrailage du mur plaque :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- ✓ Moment en travée 0,75Mx et 0.75My.
- ✓ Moment d'encastrement sur les grands cotés :

- 0,3 (appuis de rive)

- 0,5 (autres appuis).

VI -2-1) identification des panneaux :

Panneau 1 :

$$\text{On a : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{3.30} = 0.90$$

Avec $L_x = 3 \text{ m}$

$$L_y = 3.30 \text{ m}$$

$0.4 < \rho < 1$ la dalle travaille dans les deux sens

VI -2-2) calcul a l'ELU :

$$\rho = 0.90 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0458 \times 22.99 \times (3)^2 = 9.47 \text{ KN m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.778 \times 9.47 = 7.37 \text{ KN m}$$

VI -2-3) Correction des moments :

➤ Sens x-x

$$M_a = 0.5 \times 9.47 = 4.73 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 9.47 = 7.10 \text{ KN.m}$$

➤ Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 7.37 = 3.68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 7.37 = 5.52 \text{ KN.m}$$

VI -3) Ferrailage :

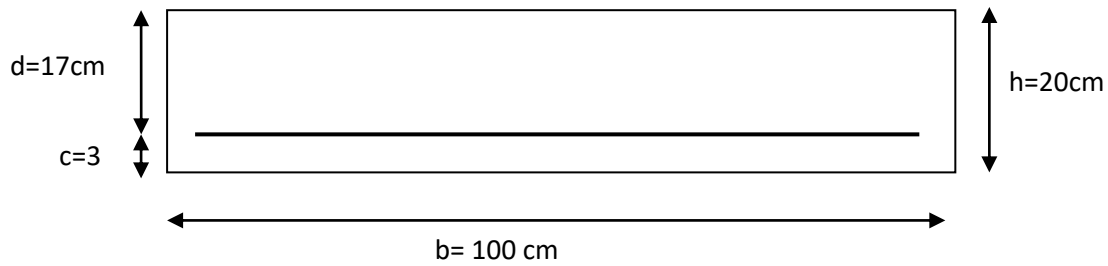


Figure VI -4 : Schéma statique du ferrailage de mur plaque

On a :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2Mpa$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = 348MPa$$

$$A_{min}^x = W_0 \left(\frac{1}{2}\right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y}\right] bh$$

$W_0 = 0.0008$ pour Fe 400

$$A_{min}^y = W_0 bh$$

Sens	Zone	M (KN m)	μ	β	A (cm ² /ml)	Ami n (cm ²)	Adoptée	Adoptée (cm ²)	St
X-X	Appuis	4.73	0.011	0.995	0.803	2	6HA12/ml	6.78	20
	Travée	7.10	0.017	0.992	1.209	2	6HA12ml	6.78	20
Y-Y	Appuis	3.68	0.008	0.996	0.624	2	6HA12/ml	6.78	20
	Travée	5.52	0.013	0.994	0.938	2	6HA12/ml	6.78	20

Tableau VI.1: Ferrailage du mur plaque.(panneau 1)

Panneau 2 :

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.30}{4.5} = 0.73$

Avec $L_x = 3.30$ m

$L_y = 4.50$ m

$0.4 < \rho < 1$ la dalle travaille dans les deux sens

VI -3-1) calcul a l'ELU :

$$\rho = 0.73 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.479 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0646 \times 56.09 \times (3.30)^2 = 39.45$ KN m

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.479 \times 39.45 = 18.89$ KN m

VI -3-2) Correction des moments :

➤ Sens x-x

$M_a = 0.5 \times 39.45 = 19.72$ KN.m

$M_t = 0.75 \times 39.45 = 29.58$ KN.m

➤ Sens y-y

$M_a = 0.5 \times 18.89 = 9.44$ KN.m

$M_t = 0.75 \times 18.89 = 14.16$ KN.m

VI -4) Ferrailage :

On a :

$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2$ Mpa

$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = 348$ Mpa

$$A_{min}^x = W_0 \left(\frac{1}{2}\right) \left[3 - \frac{lx}{ly}\right] bh$$

W₀= 0.0008 pour Fe 400

$$A_{min}^y = W_0 bh$$

Sens	Zone	M (KN m)	μ	β	A (cm ² /ml)	Ami n (cm ²)	Adoptée	Adoptée (cm ²)	St
X-X	Appuis	19.72	0.048	0.975	3.41	2	6HA12/ml	6.78	20
	Travée	29.58	0.072	0.963	5.19	2	6HA12ml	6.78	20
Y-Y	Appuis	9.44	0.023	0.989	1.61	2	6HA12/ml	6.78	20
	Travée	14.16	0.034	0.983	2.43	2	6HA12/ml	6.78	20

Tableau VI.2: Ferrailage du mur plaque .(panneau 2)

VI -4.1) Recommandations du RPA 99(Art 10.1.2)

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA8 (4HA8=2.01cm²)

VI -4.2) vérification à l ELU

Panneau 01 :

a/ Espacements des armatures :

L’espacement des barres d’une même nappe d’armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales

$$\text{Sens(X-X)} : St < \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$\text{Sens(Y-Y)} : St < \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$\text{SensXX} : \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

SensYY : $\frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

b / Calcul de la 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

$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi$ avec L_s : Longueur de scellement droit

$\bar{\tau}_s = 0.6(\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

Pour $\phi = 1.2 \text{ cm}$

$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$ soit **Ls = 45 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 Ls » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiée 99 (Art A.6.1,21) => pour $\phi 12$: La=18cm .

On prend **La= 18cm**

Panneau 02 :

a/ Espacements des armatures :

L’espacement des barres d’une même nappe d’armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales

Sens(X-X) : $St < \min(3h ; 33 \text{ cm})$

Sens(Y-Y) : $St < \min(4h ; 45 \text{ cm})$

SensXX : $\frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

SensYY : $\frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

b / Calcul de la 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

$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi$ avec L_s : Longueur de scellement droit

$\bar{\tau}_s = 0.6(\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

Pour $\emptyset = 1.2\text{cm}$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} \quad \text{soit } L_s = 45 \text{ cm}$$

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 Ls » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiée 99 (Art A.6.1,21) => pour $\emptyset 14$: La=18cm .

On prend **La= 18cm**

VI -4.3) Vérification à l'ELS : $\vartheta = 0.2$

Panneau1 :

$$\rho = 0.90 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{array} \right.$$

On aura donc : $M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x = 0.0529 \times 16.66 \times (3)^2 = 7.93 \text{ KN m}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.846 \times 7.93 = 6.70 \text{ KN m}$

VI -4.4) Correction des moments :

➤ **Sens x-x**

$$M_a = 0.5 \times 7.93 = 3.96 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 7.93 = 5.94 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens y-y**

$$M_a = 0.5 \times 6.70 = 3.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 6.70 = 5.02 \text{ KN.m}$$

VI -4.5) Vérification des contraintes :

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 :

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{As \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

➤ Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{1}{K1} \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

σ_{st} : les contraintes dans les aciers.

σ_{bc} : les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant

Sens	zone	As (cm ²)	Ms (KNm)	ρ_1	β_1	k	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ MPa	σ_{bc} MP a	$\overline{\sigma_{bc}}$ MP a	Obs
X-X	Appuis	6.78	3.96	0.398	0.903	36.55	38.04	348	1.04	15	CV
	Travée	6.78	5.94	0.398	0.903	36.55	57.07	348	1.56	15	CV
Y-Y	Appuis	6.78	3.35	0.398	0.903	36.55	32.18	348	0.88	15	CV
	Travée	6.78	5.02	0.398	0.903	36.55	48.23	348	1.31	15	CV

Tableau . VI. 3 : Vérification des contraintes.(panneau 1)

Panneau 2 :

$$\rho = 0.73 \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.620 \end{cases}$$

On aura donc : $M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x = 0.0708 \times 41.16 \times (3.30)^2 = 31.73 \text{ KN m}$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.620 \times 31.73 = 19.67 \text{ KN m}$$

VI -4.6) Correction des moments :

➤ Sens x-x

$$M_a = 0.5 \times 31.73 = 15.86 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 31.73 = 23.79 \text{ KN.m}$$

➤ Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 19.67 = 9.83 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 19.67 = 14.75 \text{ KN.m}$$

VI -4.7) Vérification des contraintes :

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 :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

➤ Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

σ_{st} : les contraintes dans les aciers.

σ_{bc} : les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant

Sens	zone	As (cm ²)	Ms (KNm)	ρ_1	β_1	k	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ MPa	σ_{bc} MP a	$\overline{\sigma}_{bc}$ MP a	Obs
X-X	Appuis	6.78	15.86	0.398	0.903	36.55	152.38	348	4.16	15	CV
	Travée	6.78	23.79	0.398	0.903	36.55	228.57	348	6.25	15	CV
Y-Y	Appuis	6.78	9.83	0.398	0.903	36.55	94.44	348	2.58	15	CV
	Travée	6.78	14.75	0.398	0.903	36.55	141.71	348	3.87	15	CV

Tableau . VI. 4 : Vérification des contraintes (panneau 2)

Conclusion :

L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de 20cm.

Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

Panneau 01 : 3m

➤ **Sens x-x :**

-En travée : **6HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

-Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

➤ **Sens y-y :**

-En travée : **6HA12/ml** avec un espacement de **20cm**.

-Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

Panneau 02 : 4.5 m

➤ **Sens x-x :**

-En travée : **6HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

-Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

➤ **Sens y-y :**

-En travée : **6HA12/ml** avec un espacement de **20cm**.

-Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

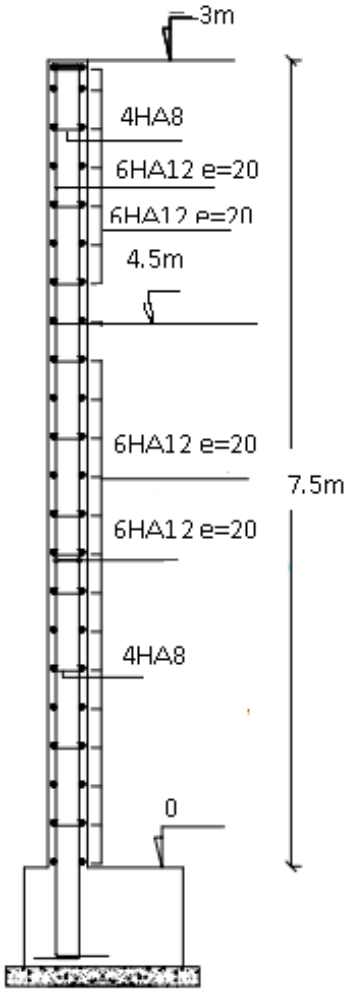


Figure VI. 5: Schéma de ferrailage de mur plaque.



CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs Extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). On distingue donc deux types de fondation :

1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

2. Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante, Ou lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations Profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

VII. 1) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.

- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.
- La raison économique.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre **des semelles isolées**, **des semelles filantes**, et **un radier général**. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII. 2) Étude du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur **2.5 bars** comme contrainte admissible du sol.

VII .3) Dimensionnement

VII.3.1) Semelles isolées sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s **max** qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

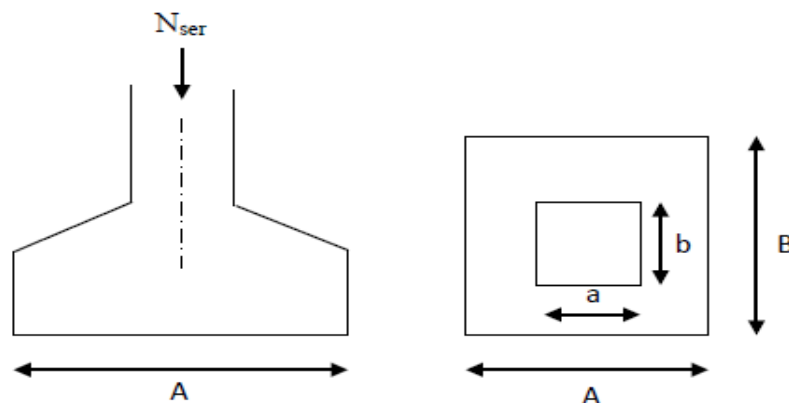


Figure VII.1. Semelle isolée.

Avec : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{45} = 0.88 = k$ donc: $A \neq B$

$$\text{alors : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}} \quad \text{avec: } N_{ser} = 1316.64 \text{ KN} , \sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar}$$

$$\text{donc : } A = B \geq \sqrt{\frac{1316.64}{0.88 \times 2.5 \times 10^2}} = 2.44 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

VII.4) Semelles filantes

VII.4.1) Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- 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
- Surfaces des semelles filantes sous voiles

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

voiles	N _s	L(m)	σ_{sol} (bar)	Nombre	B(m)	S=B×L (m ²)
VL1	229.59	1	2.5	4	0.92	3.67
VL2	423.7	1.25	2.5	8	1.36	13.56
<u>VL3</u>	191.54	0.8	2.5	2	0.96	1.53
					/	18.76

Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)

voiles	N _s	L(m)	nombre	B(m)	S(m ²)
VL4	293.62	1.25	2	0.94	2.35
VL5	1316.64	4.40	2	1.20	10.53
				/	12.88

Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$S_v = \sum S_i = 18.76 + 12.88 = 31.65 \text{ m}^2$ et : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

VII.4.2) Semelles filantes sous poteaux

▪ Etape de calcul

✚ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

✚ Détermination des coordonnées de la structure $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$

✚ Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$ avec : L distance entre nus des poteaux.

✚ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- Si $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.
- Si $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

✚ Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

poteaux	N _{ser} (KN)	M _s (KN.m)	e _i (m)	N _{ser} e _i
1	344.33	1.038	-6.775	-2332.83
2	1316.64	2.693	-2.325	-3061.18
3	1212.42	1.661	2.075	2515.77
4	636.5	4.002	6.775	4312.28
somme	3509.89	9.394	/	1434.04

Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.

On obtient :

- La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 3509.89 \text{ kN}$
- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{L}{6} = \frac{25.95}{6} = 4.325 \text{ m} \\ e_i &= \frac{1434.04 + 4.008}{3509.89} = 0.409 \text{ m.} \end{aligned} \right\} e_i = 0.409 \text{ m} < e = 4.325 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{3509.89}{13.55} \left(1 + \frac{6 \times 0.409}{13.55} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{3509.89}{13.55} \left(1 + \frac{6 \times 0.409}{13.55} \right) = 305.94 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{3509.89}{13.55} \left(1 - \frac{6 \times 0.409}{13.55} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{3509.89}{13.55} \left(1 - \frac{6 \times 0.409}{13.55} \right) = 212.12 \text{ KN/ml}$$

$$q \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3509.89}{13.55} \left(1 + \frac{3 \times 0.409}{13.55} \right) = 282.48 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{282.48}{2.5 \times 10^2} = 1.12 \text{ m}^2$$

-On prend: $B = 1.20 \text{ m}$.

Nous aurons :

1. la surface totale sous poteaux notée S_p :

$S_p = B \times l \times n = 1.20 \times 13.55 \times 8 = 130.08 \text{ m}^2$. Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

- la surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 130.08 + 31.65 = 161.73 \text{ m}^2.$$

- la surface totale de bâtiment :

$$S_{tb} = 13.55 \times 25.95 = 351.62 \text{ m}^2$$

- le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{161.73}{351.62} = 0.4599 = 45.99\% \Rightarrow S_t < 50\% S_{bat}$$

Conclusion : On remarque que la surface des semelles filantes est inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment. Donc on opte pour des semelles filantes comme fondation.

VII.4.3) Calcul de la semelle :

A. Hauteur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5$$

Avec : **B** : Largeur de la semelle.

h_s = Hauteur de la semelle.

b : Largeur du poteau dans le sens x.

- Semelles filantes sous voiles :

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{120-20}{4} + 5 = 30 \text{ cm}$$

Avec : **B** = 120 cm

h_s = 30 cm (pour les voiles)

Semelles filantes sous poteaux :

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{120-40}{4} + 5 = 25 \text{ cm}$$

Avec **B** = 120 cm

b = 40 cm

h_s = 30 cm comme hauteur de la semelle sur toute notre fondation

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

B = 120 cm, h_s = 30 cm, L = 13.55 m

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de Rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis.

B. Etude de la poutre de rigidité :**1. Dimensionnement :**

- La hauteur : $\frac{L}{9} < hp < \frac{L}{6}$

Avec L : la plus grande portée dans le sens étudié $L = 4.70$ m.

$$\frac{L}{9} \leq hp \leq \frac{L}{6} = \frac{470}{9} \leq hp \leq \frac{470}{6} = 52.22 \text{ cm} \leq hp \leq 78.33 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur de $hp = 75$ cm

- La largeur : $\frac{1}{3}hp \leq bp \leq \frac{2}{3}hp$

$$\frac{1}{3} \times 75 \leq bp \leq \frac{2}{3} \times 75 = 25 \text{ cm} \leq bp \leq 50 \text{ cm}$$

On adopte une largeur de $bp = 50$ cm.

On adoptera donc les dimensions suivantes pour la poutre de rigidité :

$$hp = 75 \text{ cm}$$

$$bp = 50 \text{ cm}$$

2. Le ferrailage de la poutre (ELU) :**- Calcul des moments :**

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur 6 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, ou méthode des trois moments).

poteaux	N _{ser} (KN)	M _s (KN.m)	e _i (m)	N _{ser} e _i	Excentricité (m)
1	344.33	1.038	-6.775	-2332.83	0.409
2	1316.64	2.693	-2.325	-3061.18	
3	1212.42	1.661	2.075	2515.77	
4	636.5	4.002	6.775	4312.28	
somme	3509.89	9.394	/	1434.04	

Tableau VII.4 : Calcul de l'excentricité.

On a trouvé précédemment que la charge uniforme $qu = q\left(\frac{L}{4}\right) = 282.48 \text{ KN/ml}$

- **Méthode forfaitaire** :(les conditions d'application de cette méthode sont vérifiées donc peut l'utiliser).

- Calcul des moments isostatiques : $M_0 = \frac{qu \times l^2}{8}$

$$M_{01} = \frac{qu \times l_1^2}{8} = \frac{282.48 \times 4.70^2}{8} = 779.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{qu \times l_1^2}{8} = \frac{282.48 \times 4.40^2}{8} = 683.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{qu \times l_1^2}{8} = \frac{282.48 \times 4.45^2}{8} = 699.22 \text{ KN.}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 779.99 = 233.99 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \times \max(M_{01} ; M_{02}) = 0,5 \times \max(779.99 ; 683.60) = 389.99 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,5 \times \max(M_{02} ; M_{03}) = 0,5 \times \max(683.60 ; 699.22) = 349.61 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,3 M_{03} = 0,3 \times 699.22 = 209.76 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travée :

En travée de rive 12:
$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5184,77}{27682,57+5184,77} = 0,158$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,047$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,624$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,524$$

$$M_{12}^t \geq 1,047 M_{01} - \frac{M_1+M_2}{2} = 1,047 \times (779,99) - \frac{233,99+389,99}{2} = 504,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{12}^t \geq 0,624 M_{01} = 486,71 \text{ KN.m}$$

On opte $M_{12}^t = 504,65 \text{ KN.m}$

En travée de rive 34:

$$M_{34}^t \geq 1,047 M_{03} - \frac{M_3+M_4}{2} = 1,047 \times (699,22) - \frac{349,61+209,76}{2} = 452,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{12}^t \geq 0,624 M_{03} = 0,624 \times 699,22 = 436,31 \text{ KN.m}$$

On opte $M_{34}^t = 452,39 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire 23 :

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{23}^t \geq 1,047 M_{02} - \frac{M_1+M_2}{2} = 1,047 \times (683,60) - \frac{389,99+349,99}{2} = 345,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{23}^t \geq 0,624 M_{02} = 0,624 \times 683,60 = 426,56 \text{ KN.m}$$

On opte $M_{23} = 426.56 \text{ KN.m}$

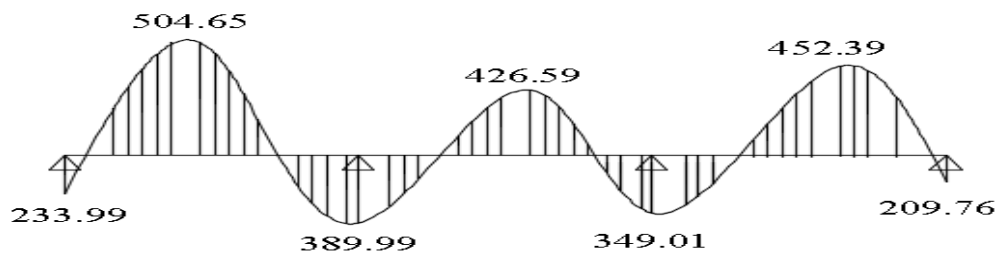


Figure VII.2 : diagramme des moments aux appuis et en travée

VII.5) Calcul des armatures :

• En travée :

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{504.65 \times 10^3}{50 \times 70^2 \times 14.2} = 0.145 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

Avec $d_p = 70 \text{ cm}$

$$\mu = 0.145 \quad \beta = 0.921$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d_p \times \sigma_{st}} = \frac{504.65 \times 10^3}{0.921 \times 70 \times 348} = 22.49 \text{ cm}^2$$

On adopte pour : $5 \text{ HA } 16 + 5 \text{ HA } 20 = 25.76 \text{ cm}^2$

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{389.99 \times 10^3}{40 \times 70^2 \times 14.2} = 0.140 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.140 \quad \beta = 0.924$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d_p \times \sigma_{st}} = \frac{389.99 \times 10^3}{0.924 \times 70 \times 348} = 17.32 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $5 \text{ HA } 14 + 5 \text{ HA } 16 = 17.75 \text{ cm}^2$

VII-6) : Vérification à L'ELU :

- Condition de non fragilité : [Article A.4.2,1 / BAEL]

$$A_{\min} = \min \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23 b d \frac{ft28}{fe} \right\} = \min \left\{ \frac{40 \times 70}{1000}; 0.23 \times 40 \times 70 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = 2.8 \text{ cm}^2$$

Appui : $A_{st} = 17.75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.15 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Travée : $A_{st} = 25.76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.15 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- Vérification au cisaillement : [Article A.5.1 BAEL]

On doit vérifier : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante [Article A.5.1, 1 BAEL] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u^1 = \frac{qu \times L1}{2} = \frac{282.48 \times 4.70}{2} = 663.82 \text{ KN}$$

$$V_u^2 = \frac{qu \times L2}{2} = \frac{282.48 \times 4.40}{2} = 621.45 \text{ KN}$$

$$V_u^3 = \frac{qu \times L3}{2} = \frac{282.48 \times 4.45}{2} = 628.51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_o \times d} = \frac{663.82}{40 \times 65} = 0.25$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.25 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifier

il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales :

- Diamètre des armatures :

Le diamètre des armatures transversale est donné par la formule suivante [Article A.7.2,2 BAEI] :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{36} ; \phi ; \frac{b}{10} \right] = \min \left[\frac{700}{36} ; 20 ; \frac{400}{10} \right] = 19.44 \text{ mm}$$

On prendra un diamètre de 10 mm.

La quantité d'armature transversale est donnée par :

$$A_t = 0.035 b = 0.035 \times 40 = 1.4 \text{ cm}^2$$

• Espacement St [Article 7.5.2.2 RPA] :

➤ En zone nodale :

$$St = \min \left[\frac{h}{4} ; 12\phi_{\min} \right] = \min \left[\frac{75}{4} ; 12 \times 2 \right] = 18.75 \text{ cm}$$

On prendra St = 10 cm

➤ En dehors de la zone nodale :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \quad \text{On prendra St} = 15 \text{ cm}$$

• Vérification des armatures transversales [Article 7.5.2.2 RPA99 mod 2003] :

La quantité d'armature transversale minimale est donnée par :

$$A_{\min} = 0.003 St b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

On prendra : 3 HA 12 = 3.39 cm² > 2.8 cm²

condition vérifiée

VII-7) Ferrailage de la semelle :

- Armatures parallèles à B :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles :

$$A_{st} = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_{st}} \times (B - b)$$

$$A_{st} = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_{st}} \times (B - b) = \frac{282.48}{8 \times 65 \times 34.8} \times (120 - 40) = 1.24 \text{ cm}^2$$

Soit : $7 \text{ HA } 14 = 10.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$

- Armatures de répartition : $A_r = \frac{A_{st}}{4}$

$A_r = \frac{10.77}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$ Soit : $5 \text{ HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$

VII-8) Ferrailage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

- $25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$: Site de catégorie S2 et S3.
- On adoptera pour notre cas une section de **$25 \times 30 \text{ cm}$** .
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarités.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

• Armatures longitudinal :

$\alpha = 15$ (Zone IIa ; Site 2)

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{3509.89}{15} = 233.99 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma} = \frac{233.99}{34.8} = 6.72 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 4 \text{ HA } 12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L\max} \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}; \frac{25}{10}; 12 \right\}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

On adopte un cadre de HA10

• Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

- $St \leq \min (20, 15\phi_l) \text{ cm.}$
- $St \leq \min (20, 15) \text{ cm.}$

On adoptera comme espacement des cadres **St=15cm**

VII-9) Les armatures de peau :.....(Art B.6.6, 2BAEL91/99)

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 75 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est :

$$A_p = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Conclusion Général

L'étude de ce projet « **R+5+Entresol+ attique +charpente en bois** » à usage d'habitation et commercial « **contreventé par des voiles porteurs** », nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre formation dans le domaine, en s'appuyant sur les règlements de base qui sont : le **RPA2003** et le **BAEL91** ainsi que les **DTR**.

Afin d'apprécier le comportement dynamique de cette structure et d'avoir des résultats rapides et précis, nous avons utilisés le logiciel **ETABS V9.7.0** adapté à ce type de structure et qui est baser sur la méthode Des éléments finis, celui-ci permet d'approcher le vrai comportement de la structure.

On a constaté que durant l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique afin d'atteindre les critères suivant : « **La résistance** » ; « **La durabilité** » et « **L'économie** ».

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

- ✓ Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.
- ✓ Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques

de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.

- ✓ Calcul des ouvrages en béton armé.
- ✓ Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2,
Charges permanentes

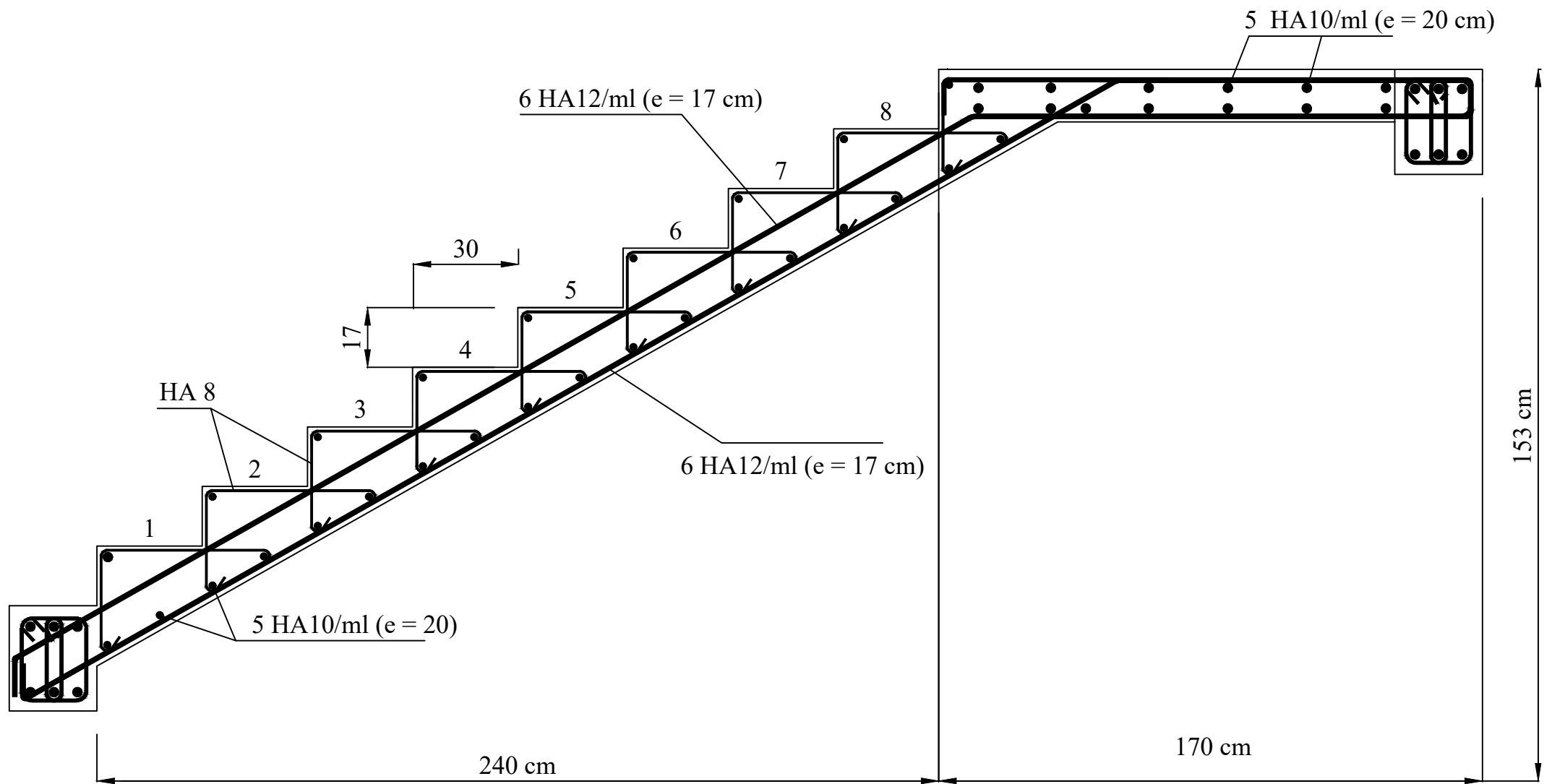
et charges d'exploitation.

- ✓ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Département. G.C. U.M.M.T.O).
- ✓ Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).

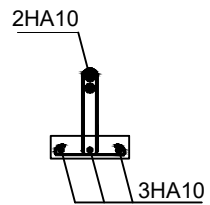
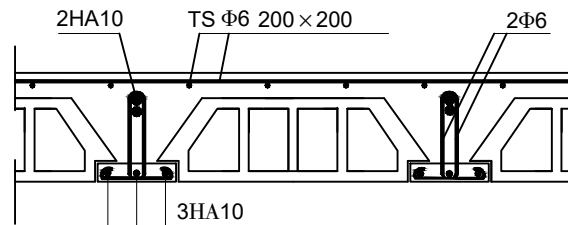
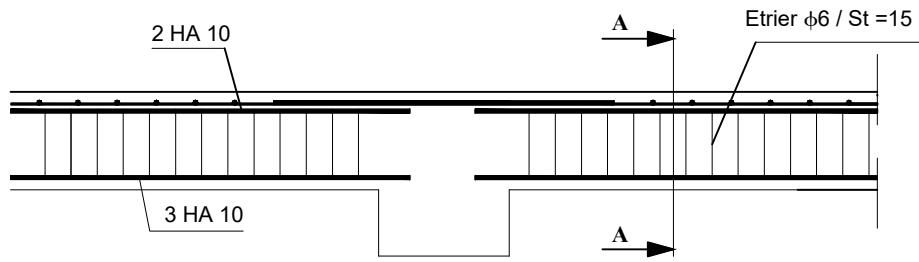


Plans

D'exécution



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mlle LOUNIS sara	Plan de Ferrailage de l'escalier	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme KHELOUI fatma		Novembre 2022



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

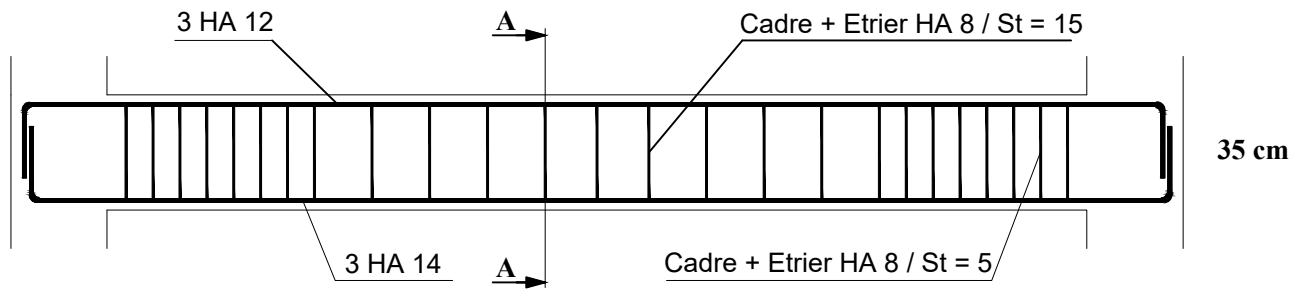
Etudié par:
 Mr HAMMOUCHE khaled
 Mlle LOUNIS sara

Dirigé par:
 Mme KHELOUI fatma

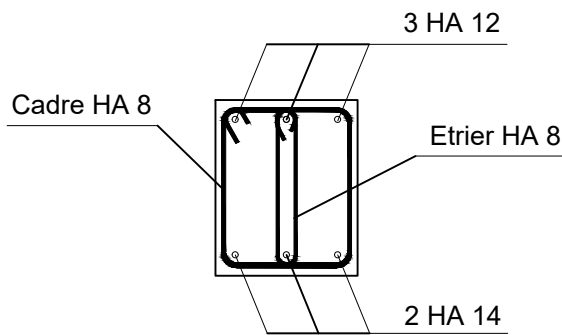
Plan de Ferrailage du plancher

Echelle: 1/50

Novembre 2022

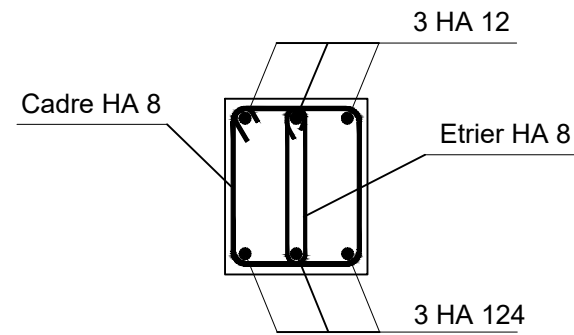


Aux appuis



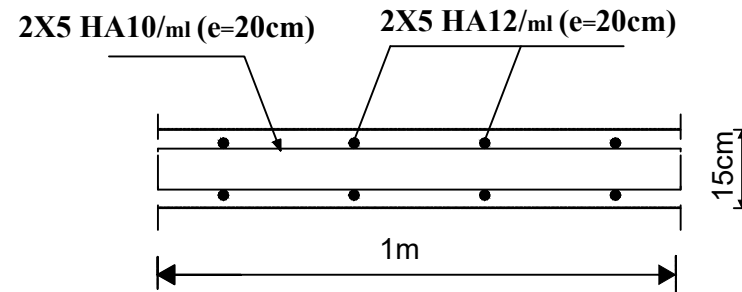
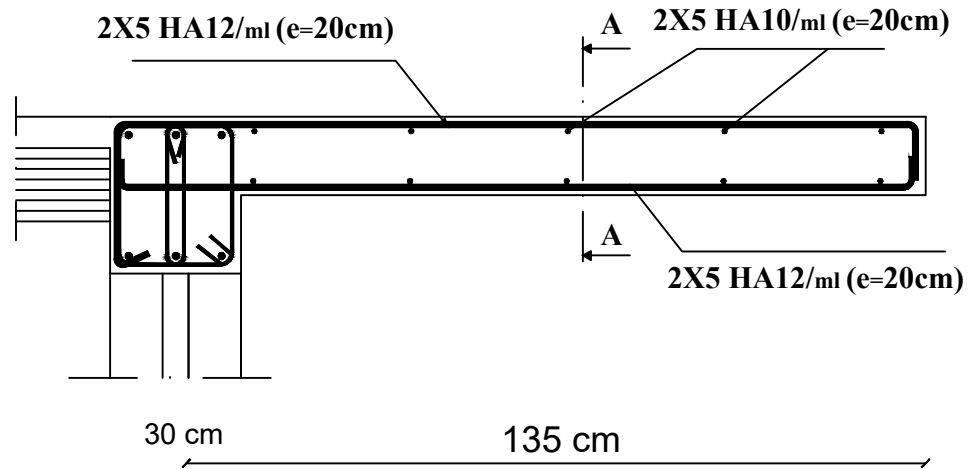
Coupe AA

Aux travée



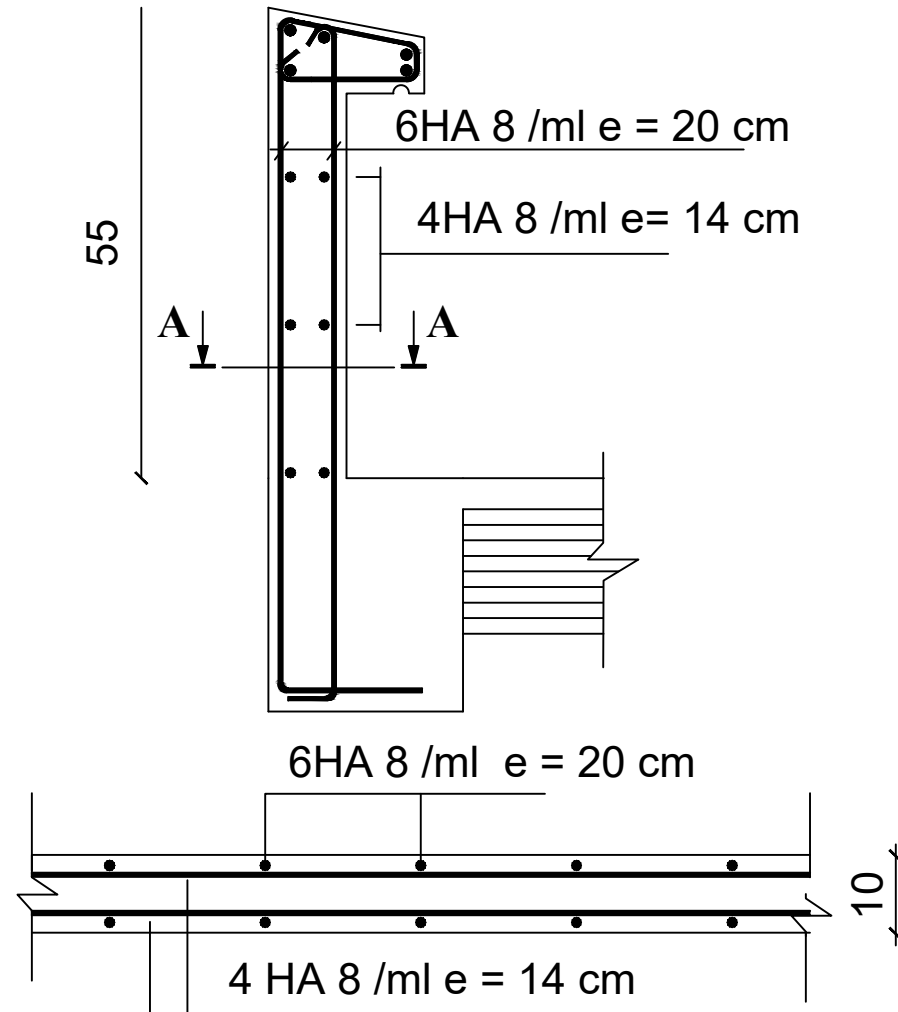
Coupe AA

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mlle LOUNIS sara	Plan de Ferrailage de la poutre palière	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme KHELOUI fatma		Novembre 2022



Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mlle LOUNIS sara	Plan de Ferrailage du balcon	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme KHELOUI fatma		Novembre 2022



Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par:
 Mr HAMMOUCHE khaled
 Mlle LOUNIS sara

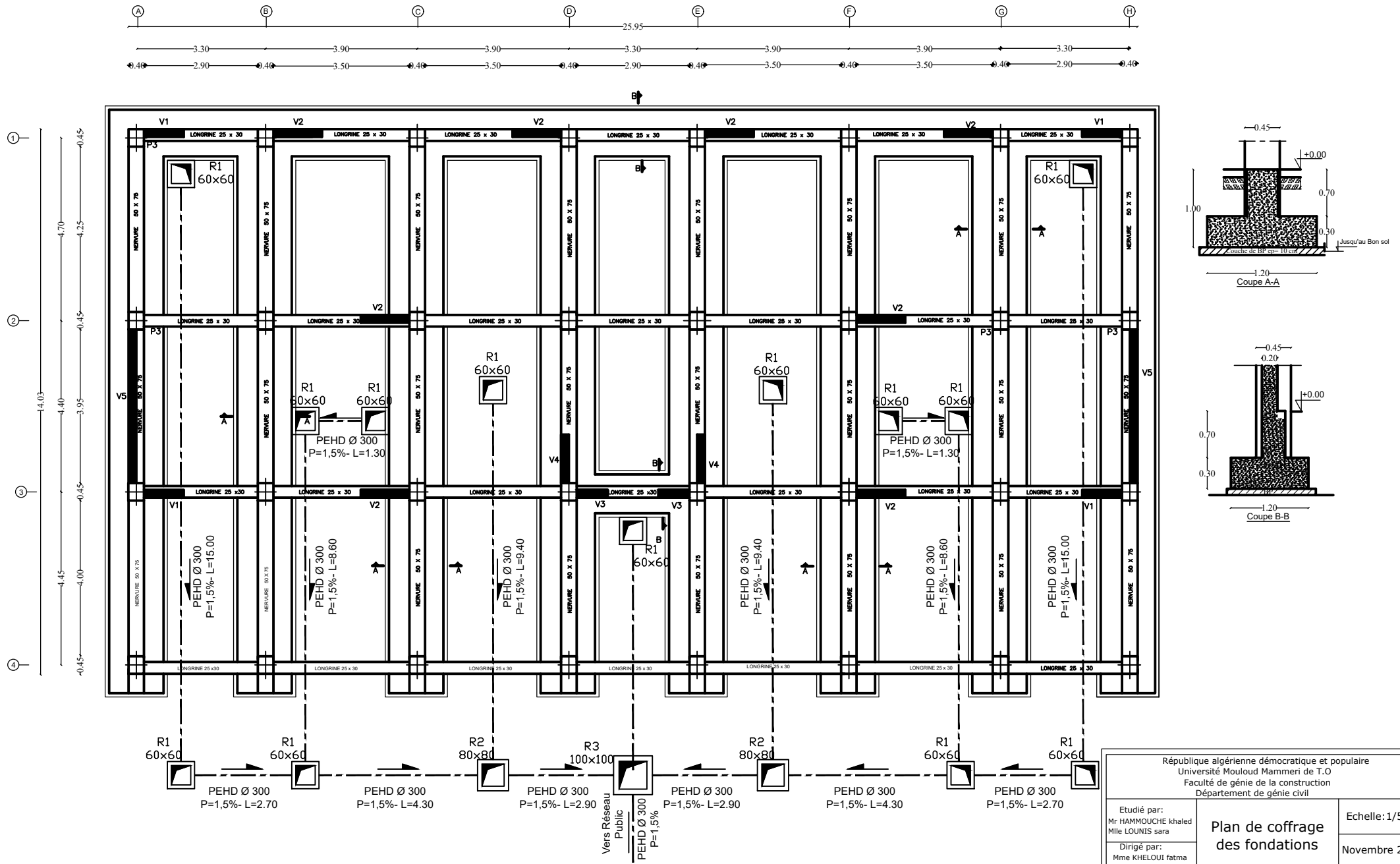
Dirigé par:
 Mme KHELOUI fatma

**Plan de Ferrailage
 de l'acrotère**

Echelle: 1/50

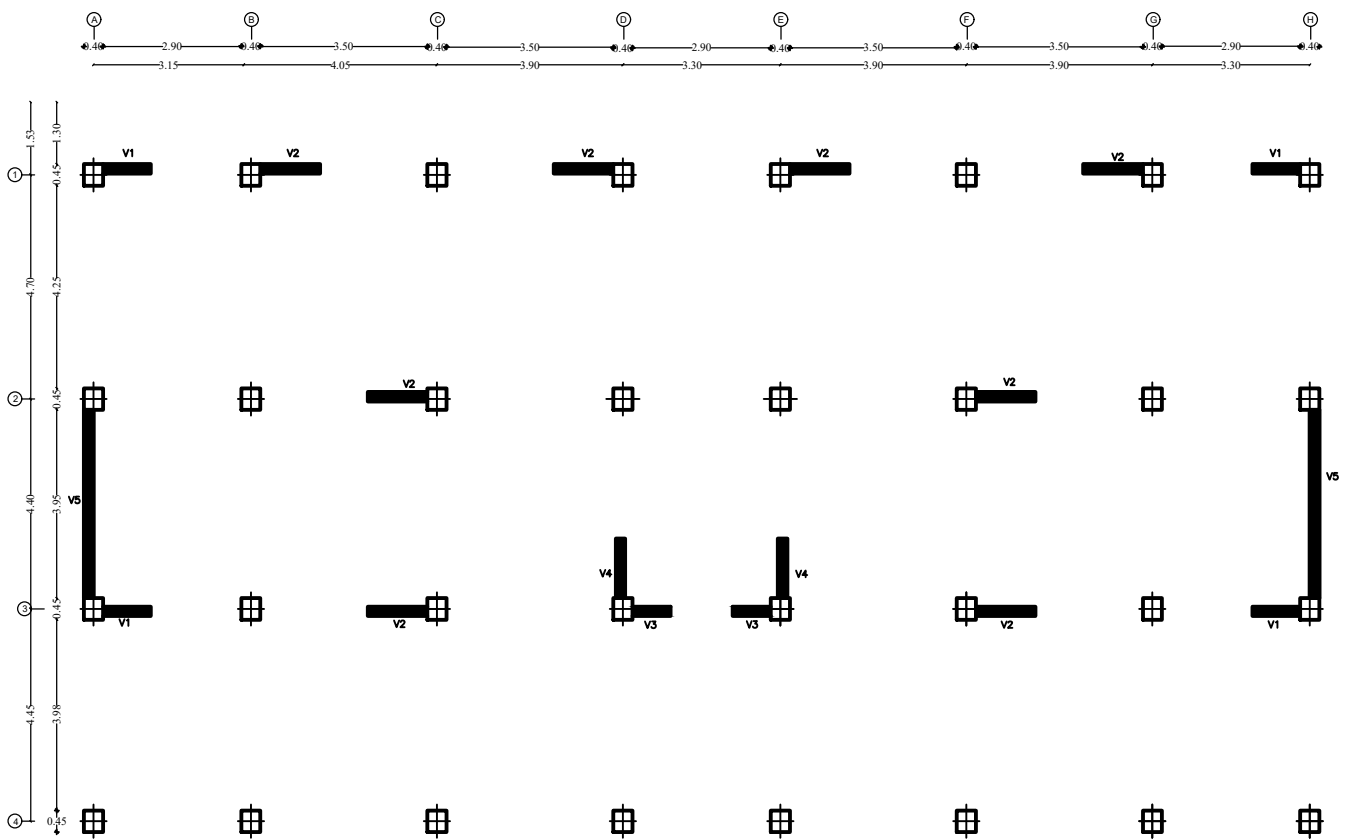
Novembre 2022

Coffrage des fondations

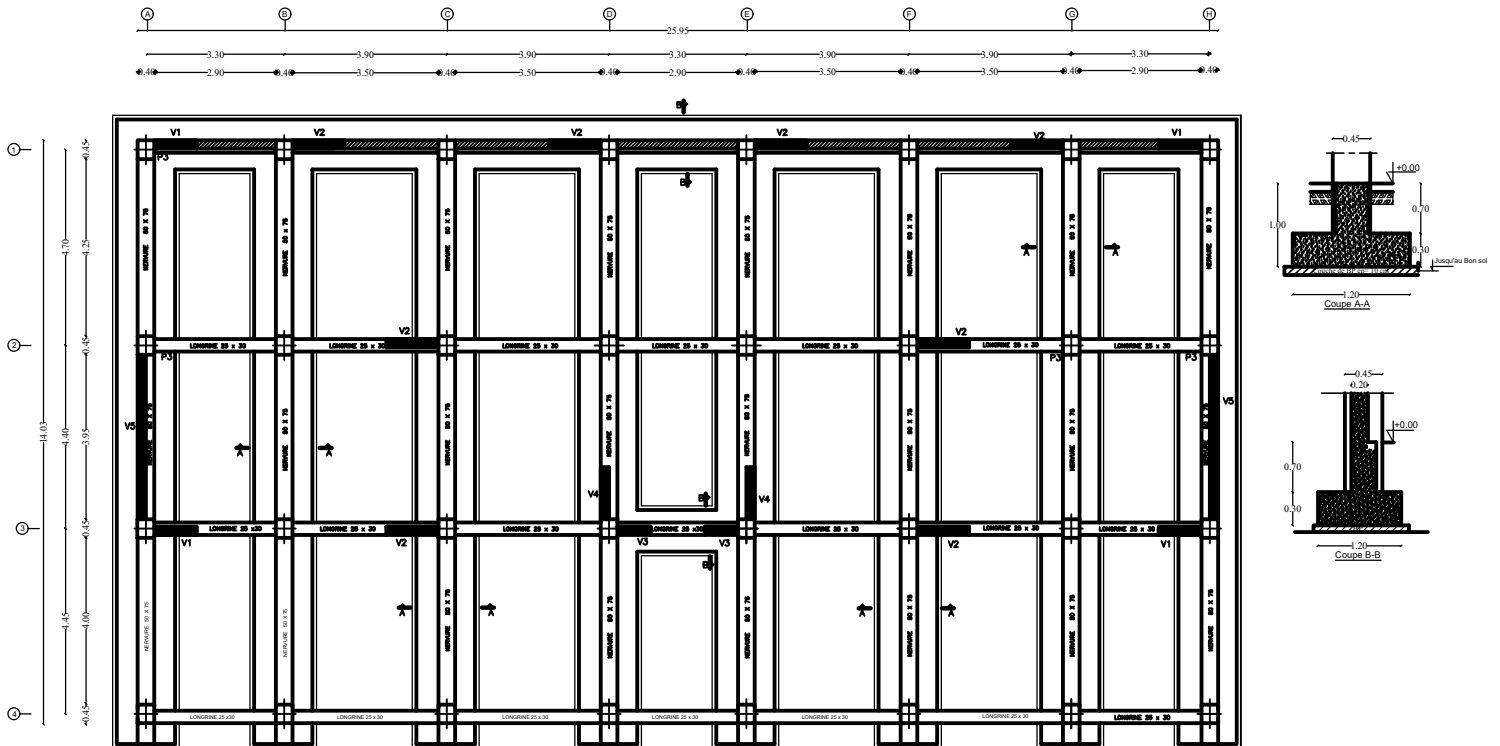


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mlle LOUNIS sara	Plan de coffrage des fondations	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme KHELOUI fatma		Novembre 2022

La disposition des voiles

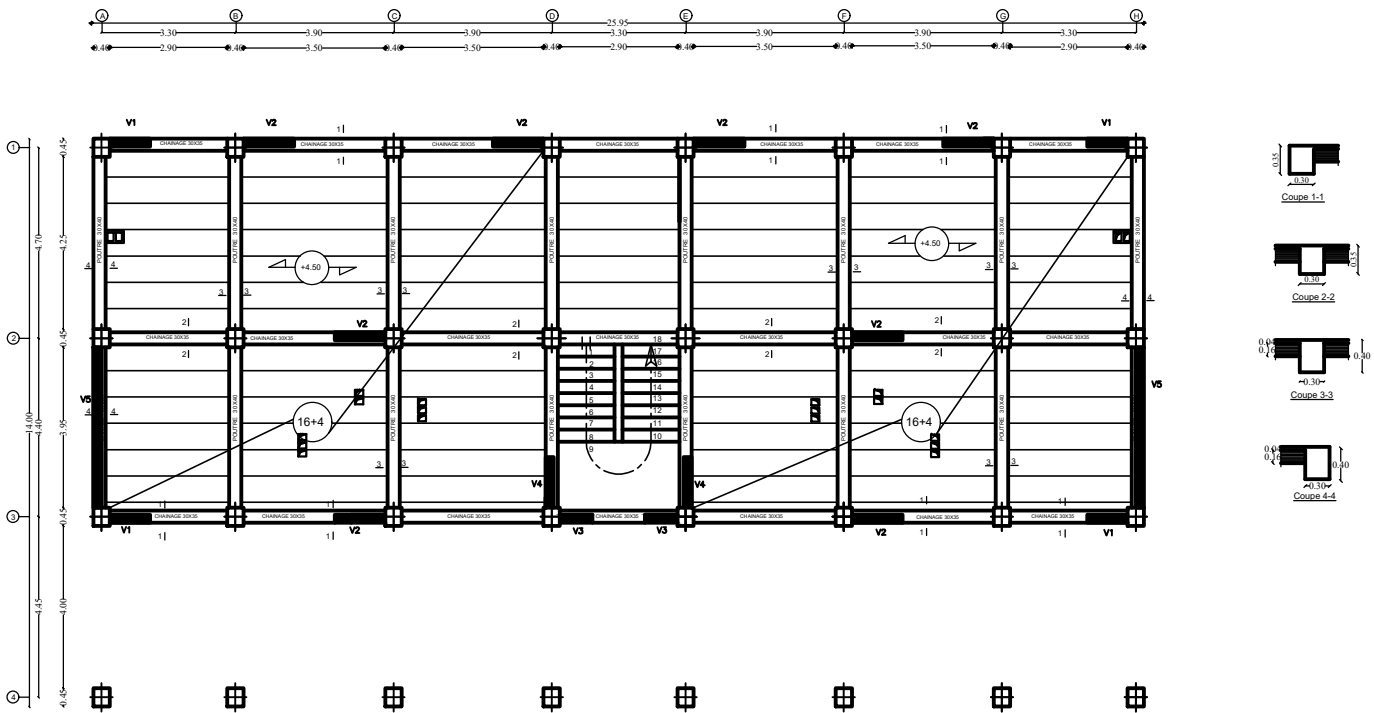


Coffrage des fondations



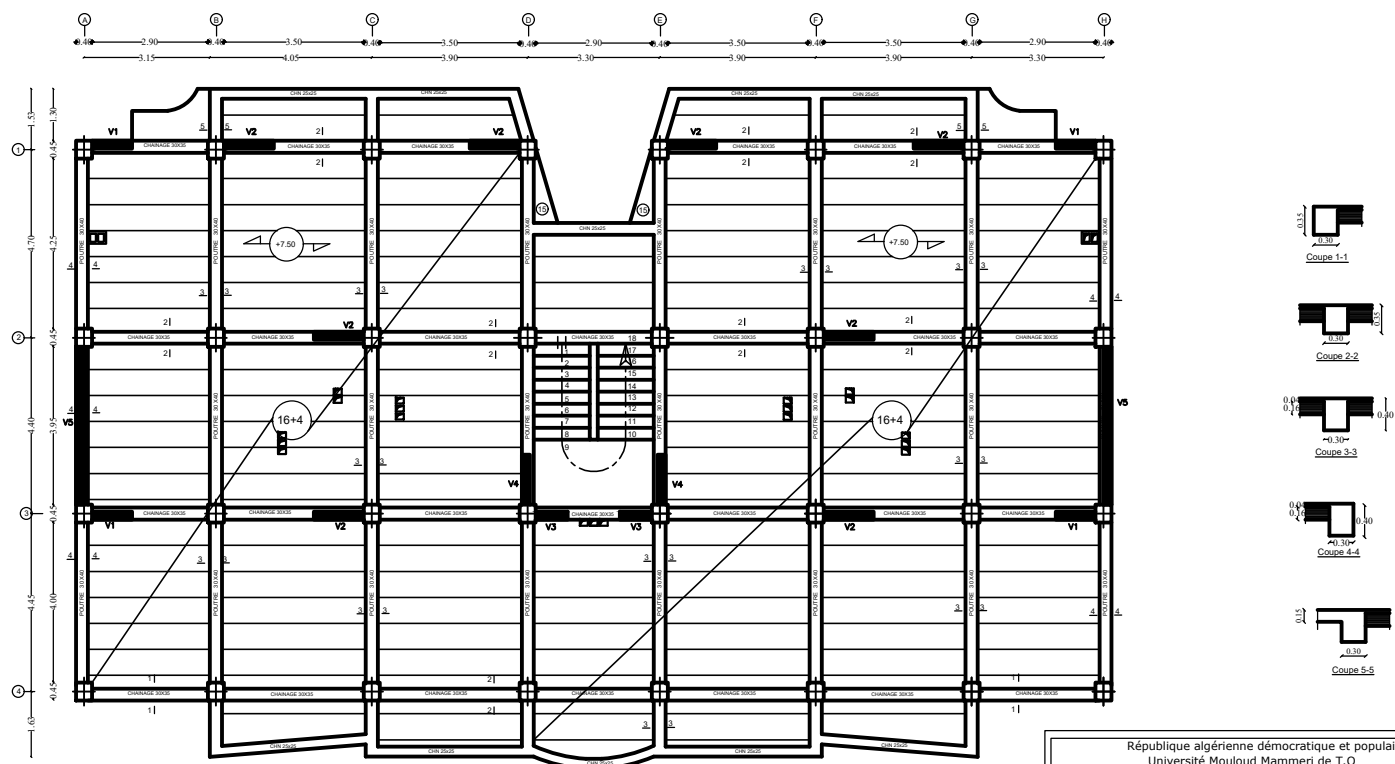
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mlle LOUNIS sara	Plan de coffrage des fondations	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme KHELOUI Fatma		Novembre 2022

Plan de coffrage plancher niv : +4.50 m



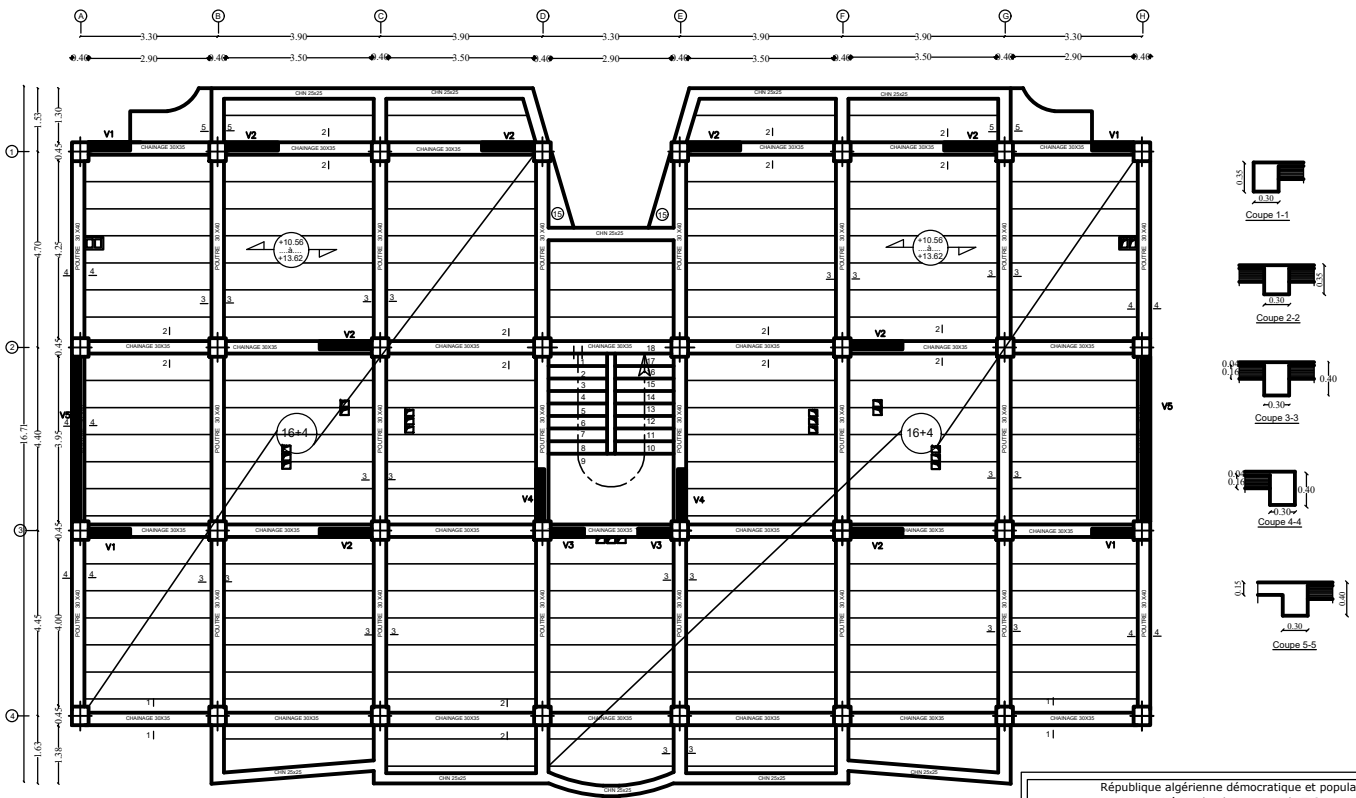
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mile LOUNIS sara	Plan de coffrage de Plancher	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme KHELOUI fatma		Novembre 2022

Plan de coffrage plancher niv : +7.50 m



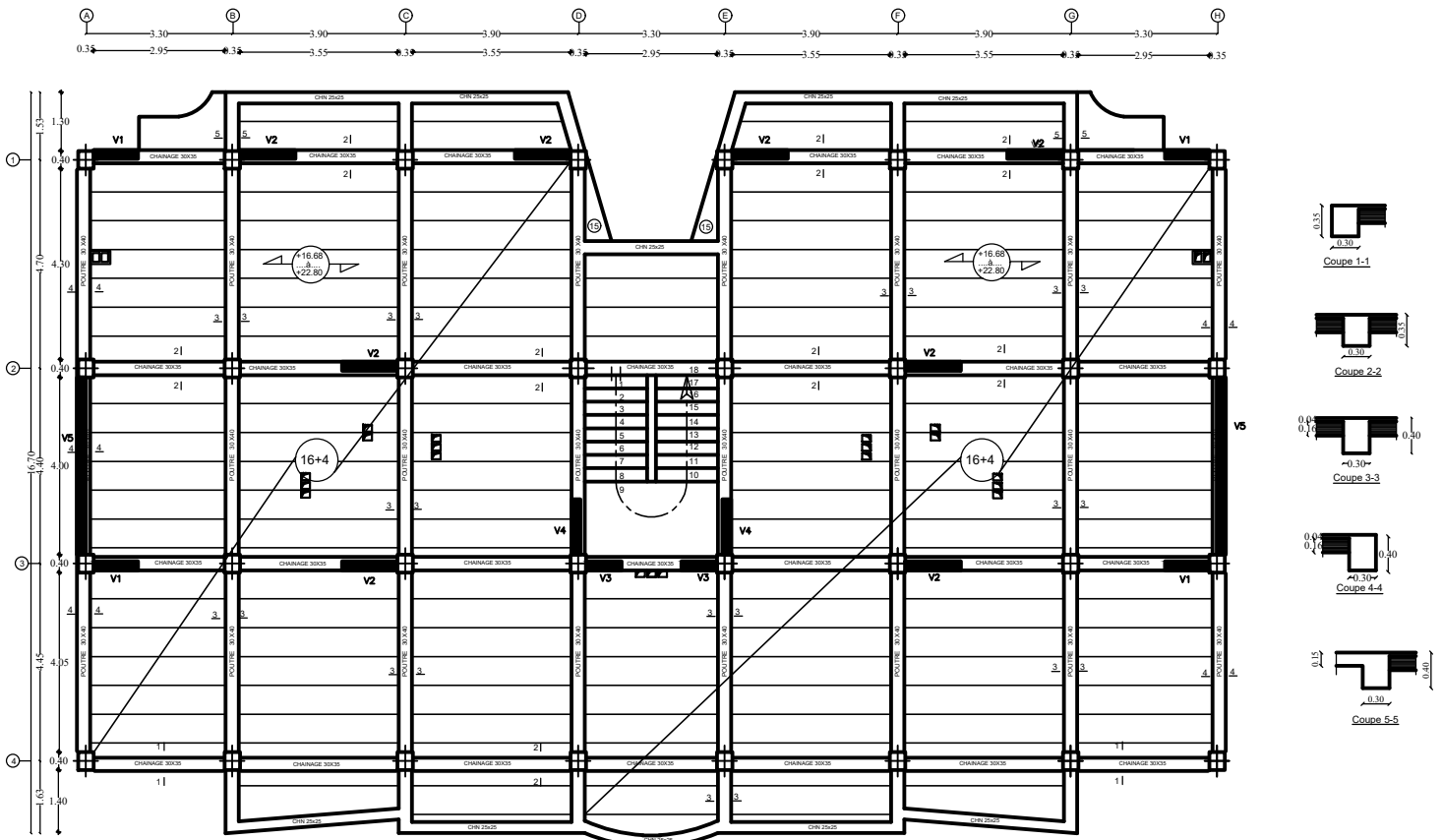
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mlle LOUNIS sara	Plan de coffrage de Plancher	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme KHELOUI fatma		Novembre 2022

Plan de coffrage plancher niv : +10.56 à +13.62 m



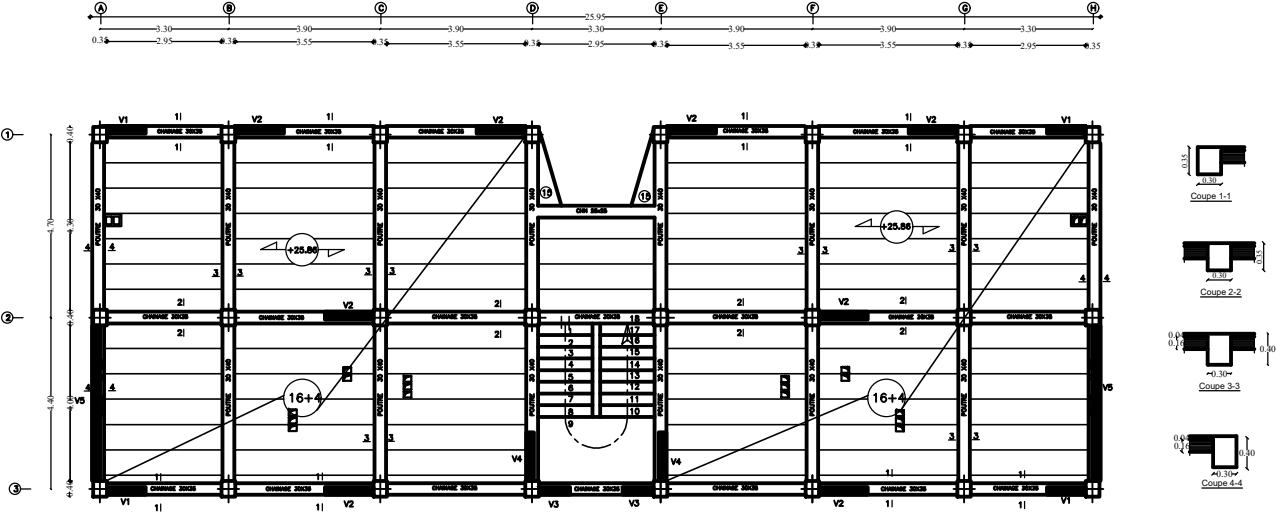
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mlle LOUNIS sara	Plan de coffrage de Plancher	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme KHELOUI fatma		Novembre 2022

Plan de coffrage plancher niv : +16.68m à 22.8 m



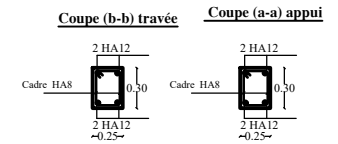
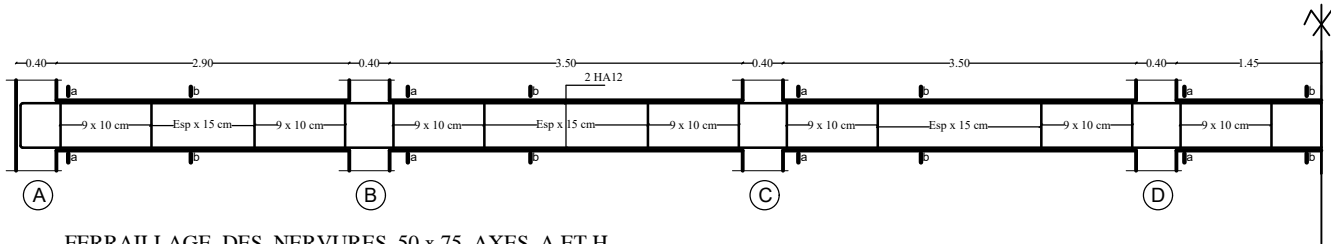
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mlle LOUNIS sara	Plan de coffrage de Plancher	Echelle: 1/50 Novembre 2022
Dirigé par: Mme KHELOUI fatma		

Plan de coffrage plancher niv : +25.86 m

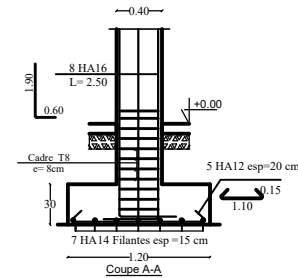
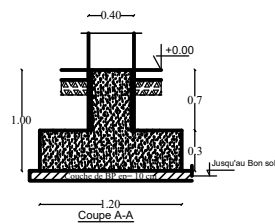
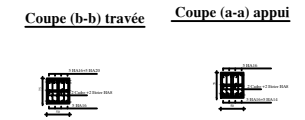
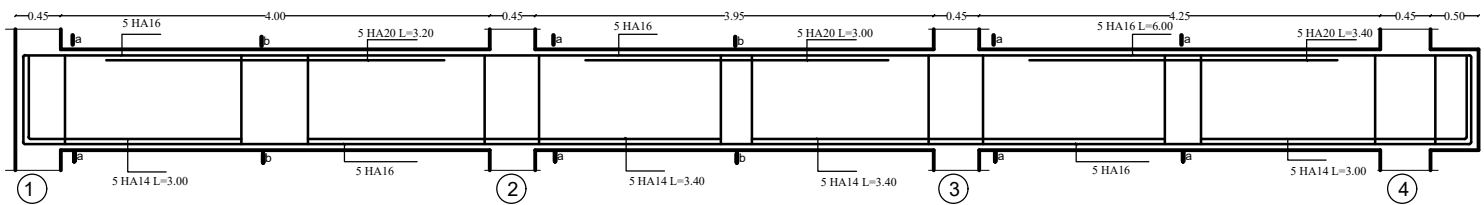


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mlle LOUNIS sara	Plan de coffrage de Plancher	Echelle: 1/50 Novembre 2022
Dirigé par: Mme KHELOUI fatma		

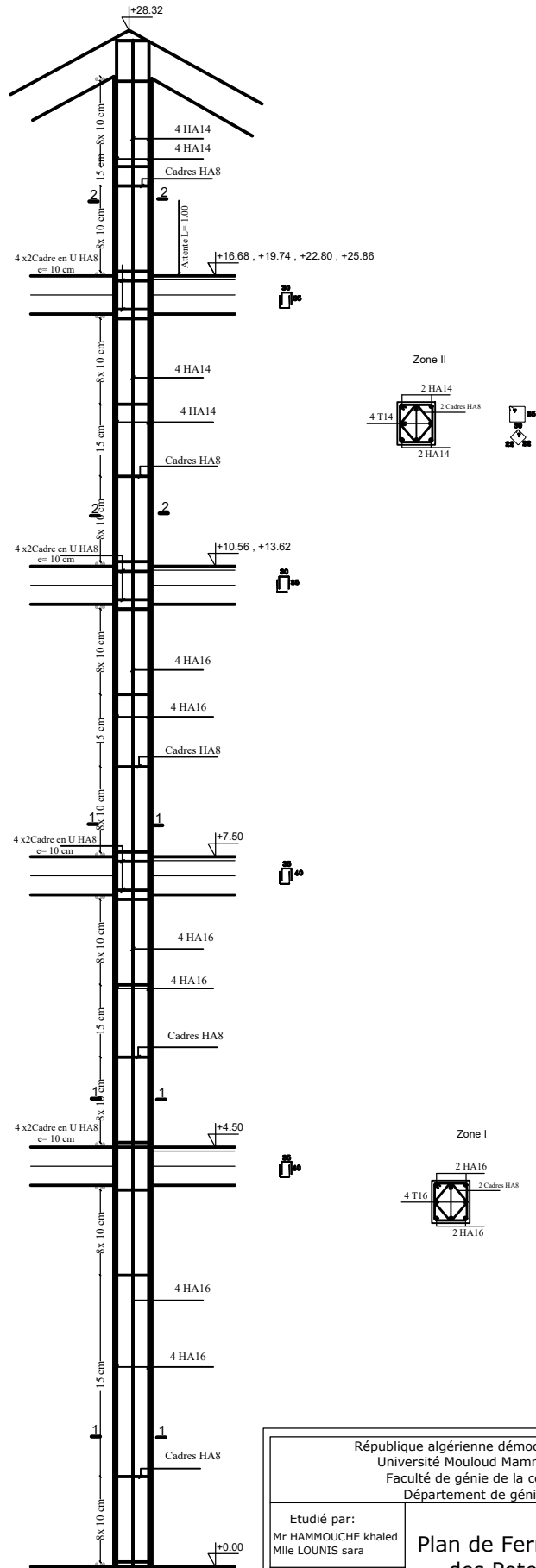
FERRAILLAGE DES LONGRINES 25 X 30



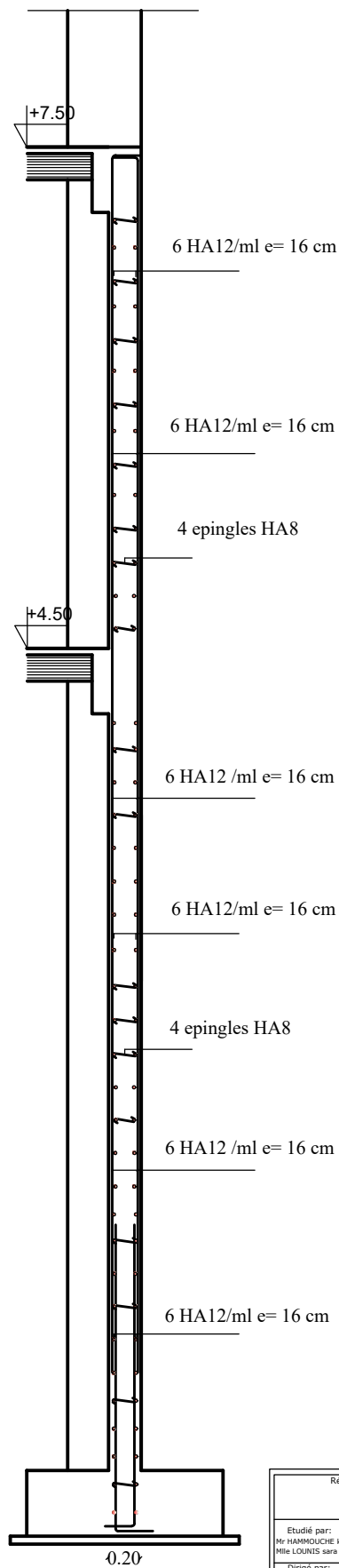
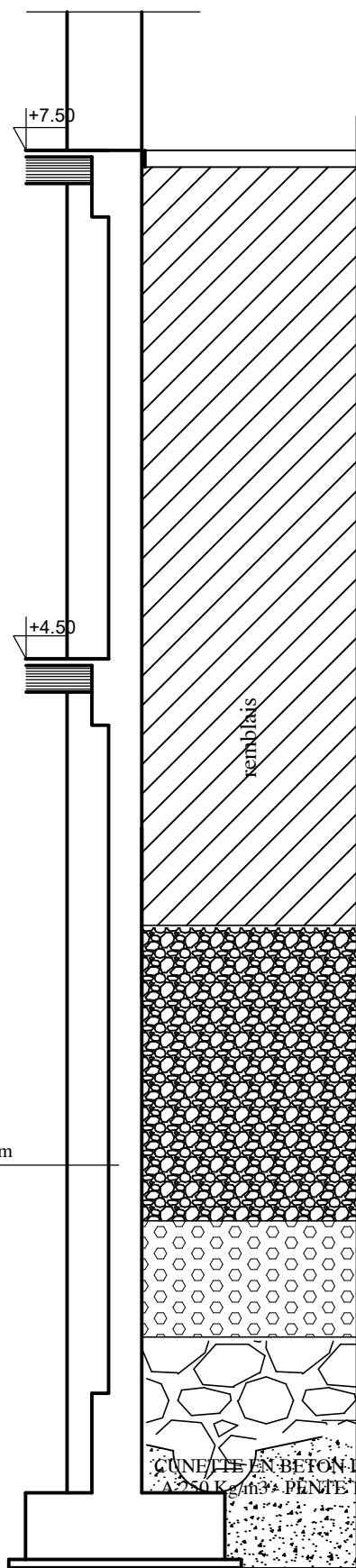
FERRAILLAGE DES NERVURES 50 x 75 AXES A ET H



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mlle LOUNIS sara	Plan de Ferrailage des Fondation	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme KHELOUJ fatma		Novembre 2022

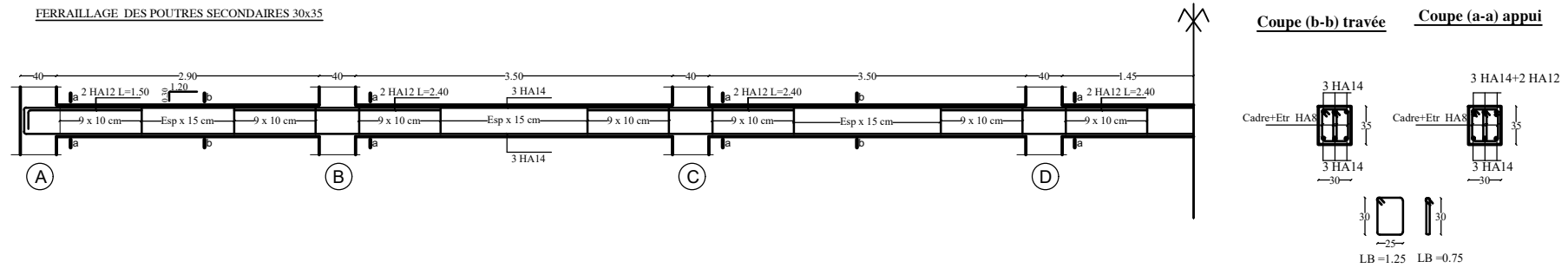


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mile LOUNIS sara	Plan de Ferrailage des Poteaux	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme KHELOUI fatma		Novembre 2022



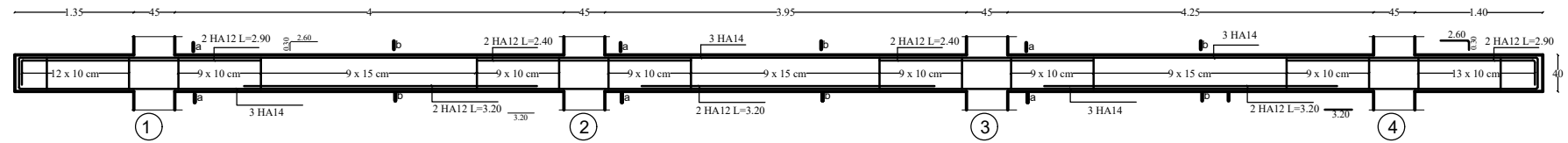
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mlle LOUNIS sarra	Plan de Ferrailage du Mur Plaque	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme KHELOUI fatma		Novembre 2022

FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES 30x35

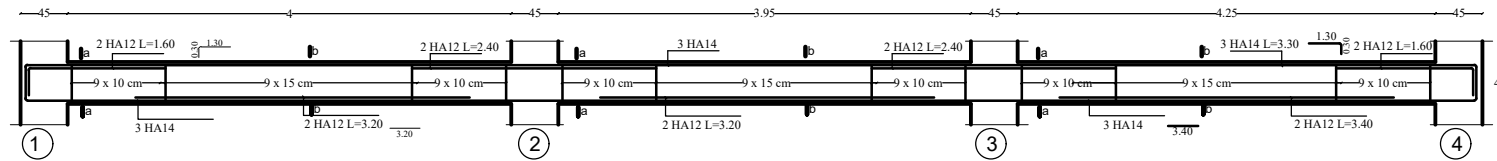


FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES 30X40

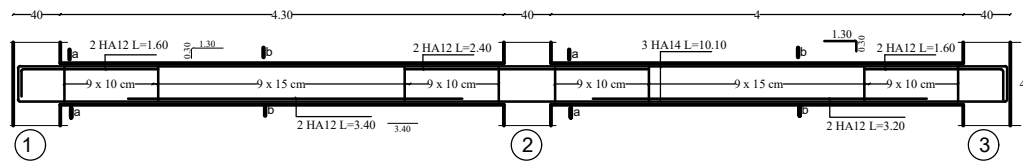
FERRAILLAGE DES POUTRES 30x40 AXES B...à.....G



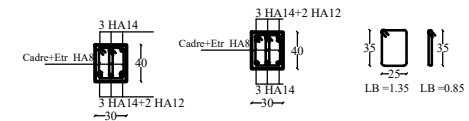
FERRAILLAGE DES POUTRES 30x40 AXES A ET H



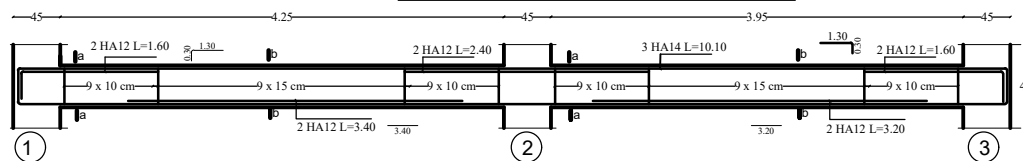
FERRAILLAGE DES POUTRES 30x40 AXES A ET H NIV: +25.80



Coupe (b-b) travée Coupe (a-a) appui



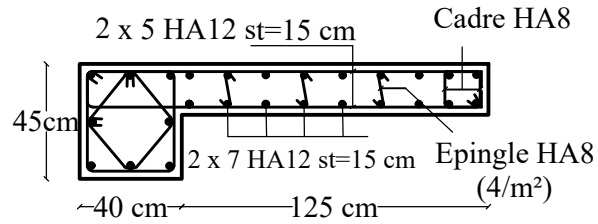
FERRAILLAGE DES POUTRES 30x40 AXES A ET H NIV: +4.50



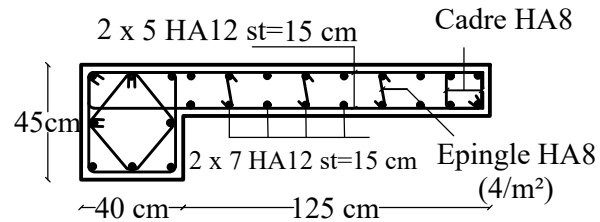
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mr HANNOUCHE khalel Mlle LOUNIS sara	Plan de Ferrailage des Poutres
Dirigé par: Mme KHELOUI fatma	
Echelle:1/50 Novembre 2022	

VL 2

Zone I

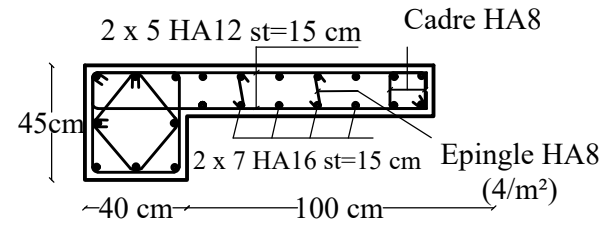


Zone II

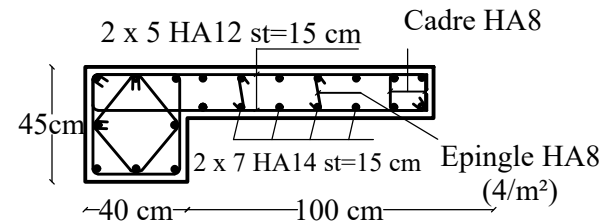


VL 1

Zone I

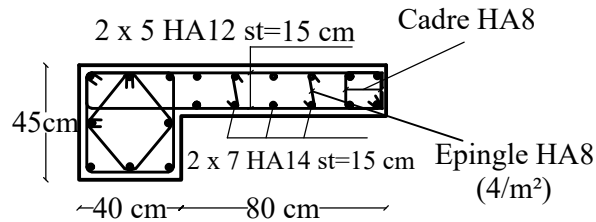


Zone II

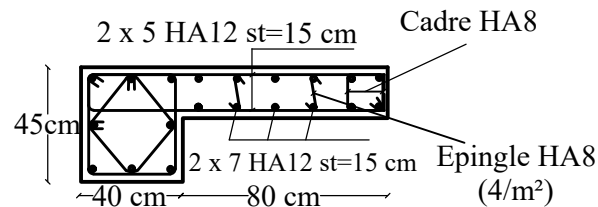


VL 3

Zone I



Zone II



République algérienne démocratique et populaire
Université Mouloud Mammeri de T.O
Faculté de génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:
Mr HAMMOUCHE khaled
Mlle LOUNIS sara

Dirigé par:
Mme KHELOUI fatma

Plan de Ferrailage
des Voile Longitudinaux

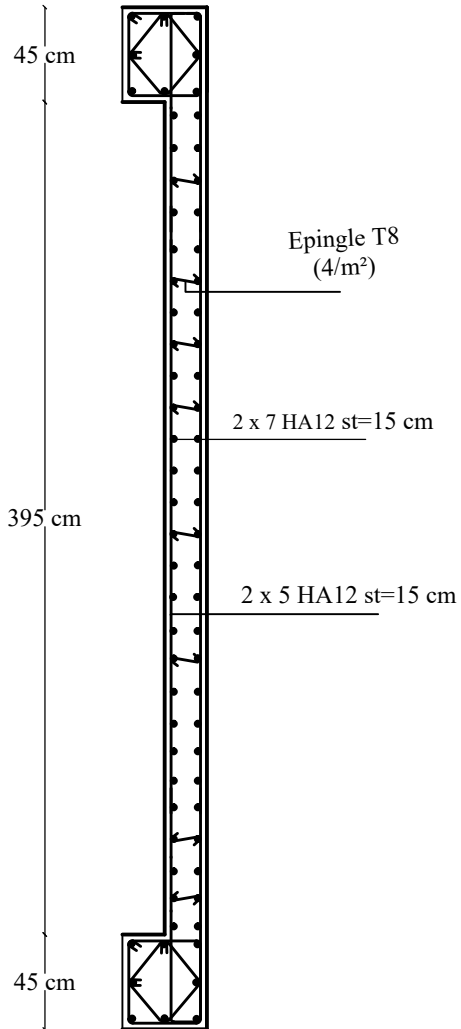
Echelle: 1/50

Novembre 2022

VT V5

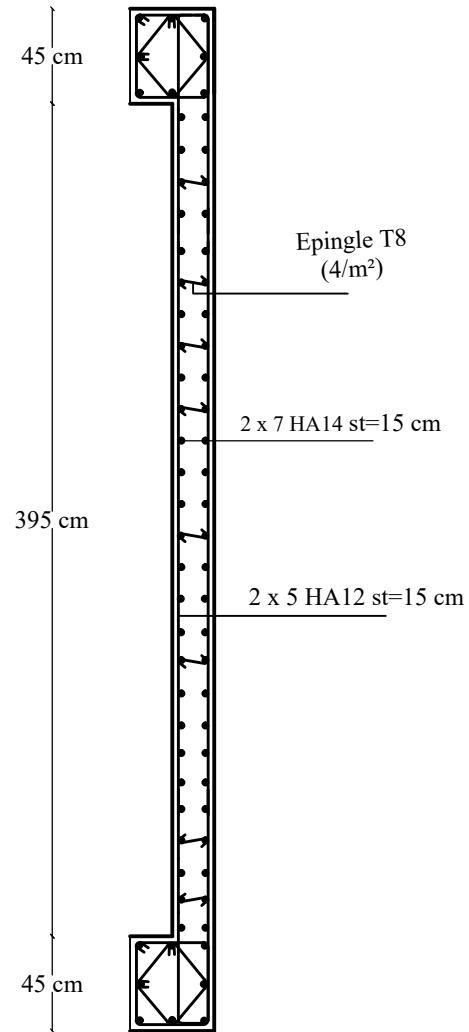
Zone II

~40 cm~



Zone I

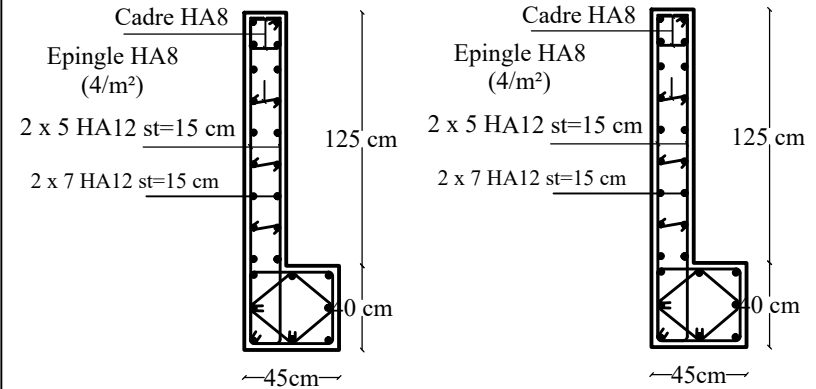
~40 cm~



VT V4

Zone II

Zone I



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par:
 Mr HAMMOUCHE khaled
 Mlle LOUNIS sara

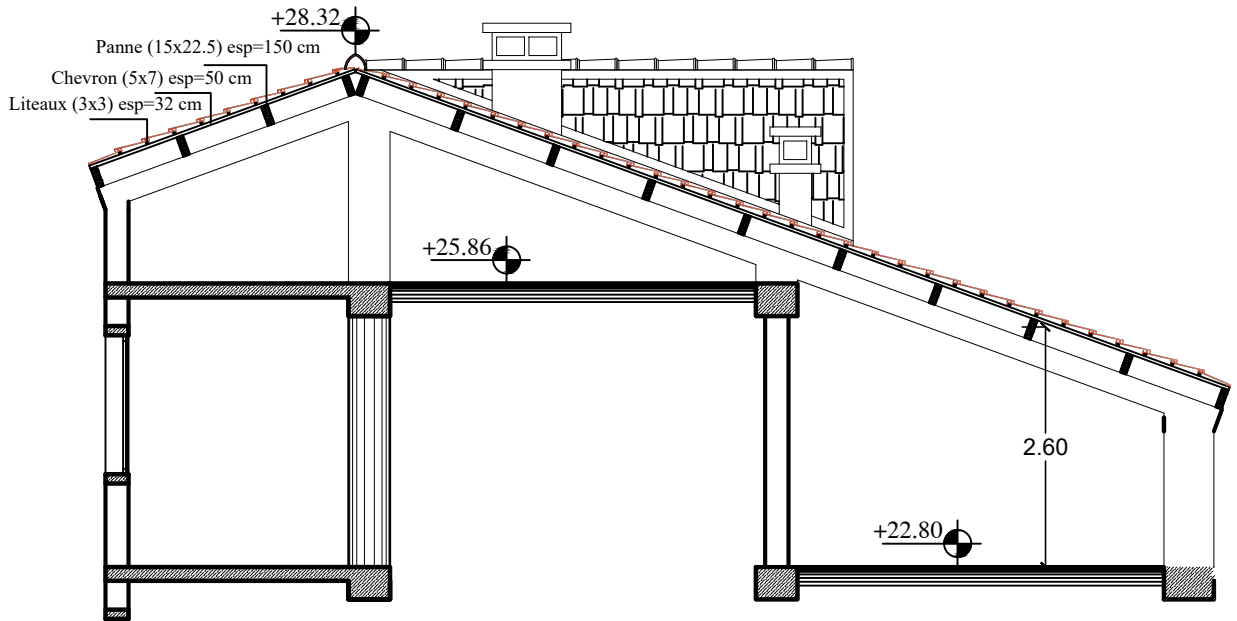
Dirigé par:
 Mme KHELOUI fatma

Plan de Ferrailage
 des Voiles transversaux

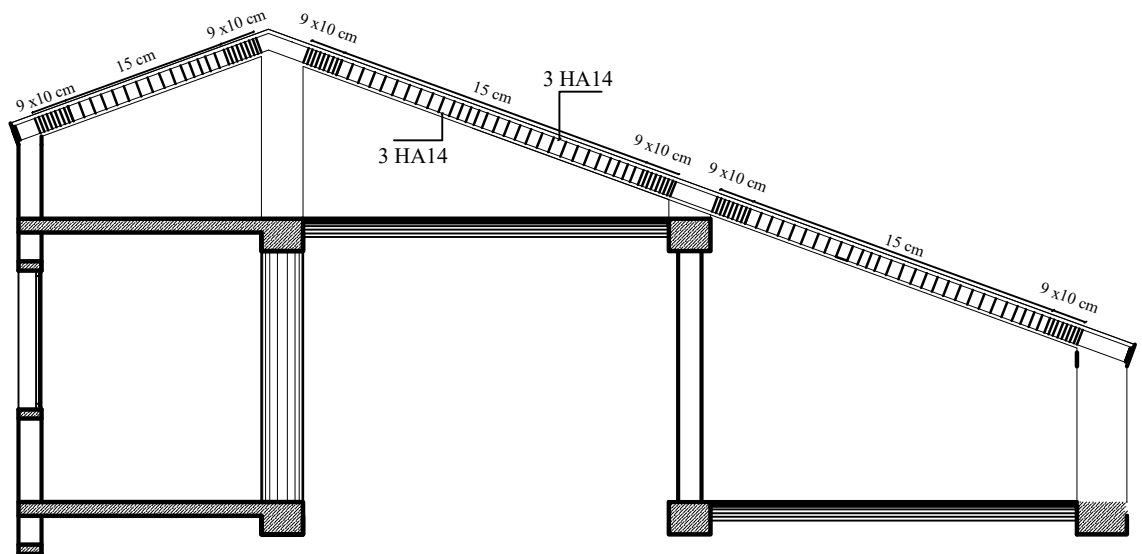
Echelle: 1/50

Novembre 2022

Coffrage de la charpente

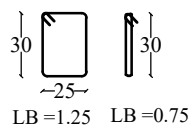
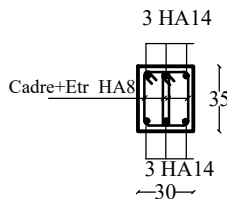
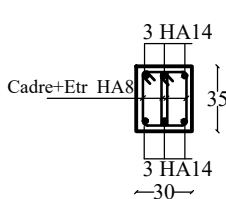


Ferrailage des poutres inclinée de la charpente



Coupe (b-b) travée

Coupe (a-a) appui



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mr HAMMOUCHE khaled Mlle LOUNIS sara	Ferrailage et Coffrage de la Charpente	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mme KHELOUI fatma		Novembre 2022