

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et la recherche scientifique

Département de Génie Civil



جامعة مولود معمري تيزي وزو
+ⵓⵎⵓⵍⵓⵔ ⵎⵎⵎⵔ ⵏ ⵜⵉⵣⵉ ⵓⵣⵣⵓⵔ
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTÉ DU GÉNIE
DE LA CONSTRUCTION



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil

Option : Construction civile et industrielle

Thème :

ETUDE D'UNE STRUCTURE EN RDC + 6 ÉTAGE + ENTRE
SOL A USAGE MIXTE AVEC L'APPLICATION ETABS

Réalisé par :

- GACEM Fatma Zohra
- SMAIL Fatma Zohra

Encadré par :

- Mme AIT TALEB Souad



Promotion : 2023/2024

Table De Matières

Chapitre 1 :

CHAPITRE 01 :	20
1. Introduction :	21
1.1 Présentation de l'ouvrage :	21
1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	21
1.3 Propriétés du sol :	22
1.4 Les éléments constituant l'ouvrage :	23
1.4.1 Le contreventement :	23
1.4.2 Plancher :	23
1.4.3 L'escalier :	24
1.4.4 L'ascenseur :	24
1.4.5 La maçonnerie :	24
1.4.6 Revêtements :	24
1.4.7 Les fondations :	25
1.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	26
1.5.1 Le béton :	26
1.5.1.1 Les composants principaux du béton :	26
1.5.1.2 Résistance à la compression :	27
1.5.1.3 Résistance caractéristique à la traction :	28
1.5.1.4 Module de déformation longitudinale du béton :	28
1.5.1.5 Module de déformation transversal :	29
1.5.1.6 Coefficient de poisson :	30
1.5.1.7 Les contraintes limites du béton :	30
1.5.1.8 Contrainte limite de cisaillement :	33
1.5.2 Acier :	33
1.5.2.1 Module d'élasticité longitudinal :	34
1.5.2.2 Les contraintes limites :	34
1.5.2.3 Protection des armatures :	36
1.5.3 Système de coffrage :	36
1.5.4 Les actions et sollicitations :	37
Conclusion.....	37

Chapitre 2 :

CHAPITRE 02 :	1
2. Introduction :	39
2.1 Pré dimensionnement des planchers :	39
2.1.1 Plancher à corps creux :	39
2.1.2 Dalles pleines :	40
2.2 Pré dimensionnement des poutres :	42
2.2.1 Poutres principales (poutres porteuses) :	42
2.2.2 Poutres secondaires :	43
2.3 Pré dimensionnement des voiles :	43
2.4 Pré dimensionnement des poteaux :	46
2.4.1 Surface d'influence :	47
2.4.2 Détermination des charges et des surcharges :	48
2.4.2.1 Charges permanentes G :	48
2.4.2.2 Charges d'exploitation Q :	52
2.4.3 Descente de charge :	54
2.4.3.1 Coefficient de dégression des charges :	55
2.4.3.2 Les surcharges d'exploitation cumulées :	55
2.4.3.3 Récapitulatif de la descente des charges :	56
2.4.4 Vérification des exigences du RPA99 (2003) :	57
2.4.5 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :	58
Conclusion.....	60

Chapitre 3 :

CHAPITRE 03 :	1
3. Introduction :	62
3.1 Plancher :	62
3.1.1 Ferrailage de la dalle de compression :	63
3.1.1.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp}):	63
3.1.1.2 Armatures parallèles aux poutrelles ($A_{//}$) :	65
3.1.2 Études des poutrelles :	66
3.1.2.1 Disposition des poutrelles :	66
3.1.2.2 Calculs des poutrelles :	66
3.1.2.3 Choix de la méthode de calcul :	70
3.2 Etude de la salle machine (ascenseur) :	92
3.2.1 Introduction :	92
3.2.2 Caractéristiques de l'ascenseur :	92
3.2.3 Détermination des sollicitations :	93
3.2.3.1 Moments engendrés par le système de levage :	93
3.2.3.2 Moments $MX2$ $MY2$ dû aux poids propres de la dalle pleine :	94
3.2.3.3 Superposition des moments :	95
3.2.3.4 Correction des moments :	95
3.2.3.5 Ferrailage du panneau :	96
3.2.3.6 Vérification à l'ELU :	99
3.2.3.7 Vérification à l'ELS :	100
3.2.3.8 Récapitulatif :	104
3.3 Calcul des escaliers :	105
3.3.1 Introduction :	105
3.3.2 Caractéristiques dimensionnelles :	105
3.3.3 Etude d'escalier à trois volées et deux palier de repos :	106
3.3.3.1 Dimensions des escaliers :	106
3.3.3.2 Détermination des sollicitations de calcul :	107
3.3.3.3 Calcul des efforts internes :	109
3.3.3.4 Calcul des armatures :	111
3.3.3.5 Vérification à l'ELU :	112
3.3.3.6 Calcul à l'état limite de service (ELS) :	114

3.3.3.7	Vérification à l'ELS :.....	115
3.4	Etude de la poutre palière :.....	117
3.4.1	Introduction :.....	117
3.4.2	Etude de la poutre palière de l'escalier droit à deux volées et un palier : 117	
3.4.2.1	Pré dimensionnement :.....	117
3.4.2.2	Détermination des charges :.....	118
3.4.2.3	Combinaison à considérer :.....	118
3.4.2.4	Calcul à l'ELU :.....	119
3.4.2.5	Calcul des armatures :.....	121
3.4.2.6	Vérification à l'ELU :.....	121
3.4.2.7	Vérification à l'ELS :.....	125
3.4.2.8	Récapitulatif :.....	126
3.5	Etude de la poutre de chaînage :.....	127
3.5.1	Introduction :.....	127
3.5.2	Etude de la poutre de chaînage :.....	127
3.5.2.1	Pré dimensionnement :.....	127
3.5.2.2	Détermination des charges :.....	128
3.5.2.3	Combinaison à considérer :.....	128
3.5.2.4	Calcul à l'ELU :.....	128
3.5.2.5	Calcul des armatures :.....	130
3.5.2.6	Vérification à l'ELU :.....	130
3.5.2.7	Calcul à l'ELS :.....	132
3.5.2.8	Vérification à l'ELS :.....	133
3.5.2.9	Récapitulatif :.....	135
3.6	Etude de Plancher en dalle pleine (sur 4 appuis) :.....	135
3.6.1	Définition :.....	135
3.6.2	Caractéristiques de la dalle pleine :.....	135
3.6.3	Détermination des sollicitations :.....	135
3.6.3.1	Moments engendrés par le système de levage.....	135
3.6.3.2	Calcul les moments a L'ELU :.....	136
3.6.3.3	Vérifications a l'ELU :.....	137
3.6.3.4	Vérification à l'ELS :.....	139

Chapitre 4 :

Chapitre 04 :	143
4. Introduction :	143
4.1 Description du logiciel ETABS :	143
4.2 Manuel d'utilisation de l'ETABS :	143
4.3 Etapes de modélisation :	144
4.3.1 Introduction de la géométrie du model :	144
4.3.1.1 Géométrie de base :	145
4.3.2 Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :	149
4.3.3 Spécification des propriétés géométriques des matériaux :	151
4.3.3.1 Poteaux et poutres :	152
4.3.3.2 Les plancher, dalles pleins et voiles :	156
4.3.4 Affectation des éléments définis au model :	159
4.3.4.1 Pour les poteaux :	160
4.3.4.2 Pour les poutres :	161
4.3.4.3 Pour les voiles :	162
4.3.4.4 Pour les dalles en corps creux :	164
4.1.1.2. Pour la dalle pleine :	165
4.3.5 Définition des charges statiques (G, Q) :	166
4.3.6 Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003 :	167
4.3.7 Définition de la charge sismique E :	169
4.3.7.1 Définition de la masse sismique :	170
4.3.7.2 Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).....	171
4.3.8 Introduction des combinaisons d'actions :	173
4.3.9 Chargement des éléments :	174
4.3.10 Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :	175
4.4 Vérification selon les exigences du RPA99 /modifié 2003 :	177
4.4.1 Introduction :	177
4.4.2 Choix de la méthode de calcul :	178
4.4.3 Caractéristiques géométriques de la structure :	178
4.4.4 Vérification de la structure selon les exigences du RPA :	178
4.4.4.1 Justification du système de contreventement :	178
4.4.4.2 Le pourcentage de la participation de la masse modale :	183

4.4.4.3	Vérification de l'effort normal réduit :	183
4.4.4.4	Estimation de la période fondamentale de la structure T :	184
4.4.4.5	Vérification de l'effort tranchant à la base :	185
4.4.4.6	Vérification des déplacements relatifs :	187
4.4.4.7	Vérification du déplacement maximal :	188
4.4.4.8	Vérification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$:	189
CONCLUSION :		190

Chapitre 5 :

CHAPITRE 5 :		1
5.	Introduction :	192
5.1	Ferraillage des poteaux :	192
5.1.1	Recommandation du RPA :	192
5.1.1.1	Les armatures longitudinales : (RPA Art 7.4.2.1)	192
5.1.2	Calcul des armatures à l'ELU :	193
5.1.2.1	Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :	193
5.1.2.2	Les efforts internes dans les poteaux :	198
5.1.2.3	Vérifications à l'ELU :	201
5.1.2.4	Vérification à l'ELS :	206
5.2	Ferraillage des poutres :	207
5.2.1	Recommandations du RPA 99 vs 2003 :	207
5.2.1.1	Armatures longitudinales :	207
5.2.1.2	Armatures transversales :	208
5.2.2	Calcul du ferraillage à l'ELU :	209
5.2.2.1	Calcul des armatures longitudinales :	209
5.2.2.2	Vérifications à l'ELU :	211
5.2.2.3	Vérification à l'ELS :	215
5.3	Ferraillage des Voiles :	217
5-3-1-Introduction :		217
Comportement d'un voile		217
5.3.1	Recommandation du RPA 99 version 2003 :	218
Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)		218
Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)		218
5.3.1.1	Armatures transversales :	219

5-3-3	Détermination des armatures :	221
5-3-3-1	Armatures verticales :	221
5.3.1.2	Armatures horizontales :	221
5.3.2	Vérification à l'ELS :	223
5.3.3	Calcul de ferrailage :	227
5.3.4	Vérification des recommandations exigées par le RPA :	229

Chapitre 6 :

CHAPITRE 06 :	232
6.	Introduction :	232
6.1	Choix du type de fondation :	232
6.2	Pré dimensionnement des fondations :	233
6.2.1	Semelles isolées sous poteaux :	233
6.2.2	Semelles filantes :	233
6.2.2.1	Semelles filantes sous les voiles :	233
6.2.2.2	Semelles filantes sous les poteaux :	234
6.3	Etude du radier général :	236
6.3.1	Pré-dimensionnement du radier :	236
6.3.1.1	Epaisseur du tablier :	236
6.3.1.2	Hauteur des nervures :	237
6.3.1.3	Condition de la longueur élastique :	237
6.3.1.4	Largeur de la nervure :	237
6.3.1.5	Hauteur de la dalle flottante :	237
6.3.2	Détermination de la surface du radier :	238
6.3.3	Détermination des efforts à la base du radier :	239
6.3.3.1	Charges permanentes :	239
6.3.3.2	Surcharge d'exploitation :	239
6.3.3.3	Combinaison d'action :	239
6.3.4	Calcul des caractéristiques géométriques du radier :	240
6.3.4.1	Calcul du centre de gravité du radier :	240
6.3.4.2	Moment d'inertie du radier :	240
6.3.5	Vérifications :	240
6.3.5.1	Vérification de la contrainte de cisaillement :	240
6.3.5.2	Vérification de la stabilité du radier :	240

6.3.6	Ferraillage du radier :	243
6.3.6.1	Ferraillage de la dalle :	243
6.3.7	Ferraillage des débords :	250
6.4	Etudes des nervures :	251
6.4.1	Calcul à l'ELU :	253
6.4.1.1	Moment fléchissant :	253
6.4.1.2	Effort tranchant :	254
6.4.1.3	254
	1.1.1.2. Effort tranchant :	255
6.4.2	Ferraillage :	257
6.4.2.1	Condition de non fragilité :	257
6.4.2.2	Vérification des recommandations exigées par le RPA :	258
6.4.2.3	Calcul des armatures transversales :	258
6.4.2.4	Espacement des armatures transversales :	258
6.4.2.5	Quantité d'armatures transversales minimale :	258
6.4.2.6	Armatures de peau :	259

Chapitre 7 :

CHAPITRE 7 :	261
1. Introduction :	261
1.1 Pré dimensionnement du voile périphérique :	261
1.1.1 Caractéristique du voile :	261
1.1.2 Détermination des sollicitations :	262
1.1.3 Calcul des sollicitations :	262
1.1.4 Ferraillage du voile périphérique :	263
1.1.4.1 Recommandations du RPA :	263
1.1.4.2 Méthode de calcul :	263
Calcul à l'ELU :	265
1.1.4.3 Calcul des sections d'armatures	265
1.1.5 Vérifications à l'ELU :	266
1.1.5.1 Espacement des barres :	266
1.1.5.2 Condition de non fragilité (Art. A.4.2/ BAEL) :	266
1.1.5.3 Calcul de la longueur de scellement des barres :	266
1.1.6 Vérification à l'ELS :	267
1.1.6.1 Calcul à l'ELS :	267

Liste des Figures

Chapitre 01 :

Figure 1.1 : plan de situation	22
Figure 1.2 : élément d'un plancher en dalle pleine	24
Figure 1.3 : élément d'un plancher en corps creux	24
Figure 1.4 : les types de fondations.....	25
Figure 1.5 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	27
Figure 1.6 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de sa résistance à la Compression f_{cj}	28
Figure 1.7 : transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale	30
Figure 1.8 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU. 31	
Figure 1.9 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS Source :	
Mémoire de fin d'étude	32
Figure 1.10 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU Source	35

Chapitre 2 :

Figure 2.1 : coupe d'un plancher en corps creux.	40
Figure 2.2 : coupe de voile en élévation.....	44
Figure 2.3: coupes de voiles en plan	44
Figure 2.4: Coupe horizontale des voiles	45
Figure 2.5 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité	47
Figure 2.6 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible	48
Figure 2.7: Coupe verticale d'un plancher a corps creux de l'étage courant.....	49
Figure 2.8 : coupe verticale du mur extérieur.....	50
Figure 2.9 : <i>Coupe verticale du mur intérieur</i>	50
Figure 2.10 : Coupe verticale d'une dalle pleine.....	51
Figure 6.12 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX).....	54

Chapitre 3 :

Figure 3.1 : la disposition des poutrelles	63
Figure 3.2 : Disposition du treillis soudé dans un plancher en corps creux	65
Figure 3.3 : Section transversale de la poutrelle.....	66
Figure 3.4 : Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle.	66
Figure 3.5 : Dimensions de la section en Té	67
Figure 3.6 : Caractéristiques géométriques de la poutre	68
Figure 3.7 : schéma représentent trois types de poutrelles	69
Figure 3.8 : schéma statique de la poutrelle à 5 travées.	70
Figure 3.9 : coefficients des moments sur appuis poutrelle cas 1	72
Figure 3.10 : Schéma de calcul des	74
Figure 3.11 : Diagramme des moments à l'ELU poutrelle cas 1.....	76

Figure 3.12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU poutrelle cas 1	76
Figure 3.13 : schéma statique de la poutrelle à 2 travées	77
Figure 3.14 : coefficients des moments sur appuis poutrelle cas 2	78
Figure 3.15 : Diagramme des moments à l'ELU poutrelle cas 2.....	80
Figure 3.16 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU poutrelle cas 2.....	80
Figure 3.17 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis).	82
Figure 3.18 : : Diagramme des moments à l'ELS poutrelle cas 1	86
<i>Figure 3.19 : Diagramme des moments à l'ELS poutrelle cas 2.....</i>	<i>87</i>
Figure 3.20 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS poutrelle cas 1.....	87
Figure 3.21 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS poutrelle cas 2.....	88
Figure 3.22 : Schéma de ferrailage des planchers	91
Figure 3.23 : : Représentation schématique de la salle machine	92
<i>Figure 3.24 : dimensions de l'ascenseur</i>	<i>92</i>
Figure 3.25 : Schéma représentatif de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.	93
Figure 3.26 : Diagrammes des moments a l'ELU	96
Figure 3.27 : Diagrammes des moments a l'ELS.....	96
Figure 3.28 : schéma du ferrailage de la dalle machine	104
Figure 3.29 : schéma montrant les constituants d'un escalier	105
Figure 3.30 : Schéma statique de la première et dernière volée.....	106
Figure 3.31 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELU.....	109
Figure 3.32 : : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU.	110
Figure 3.33 : Diagramme des moments à l'ELU En tenant compte du semi encastrement. ..	110
Figure 3.34 : Schéma statistique de la poutre palière.	117
Figure 3.35 : schéma statique de la poutre palière à l'ELU.....	119
Figure 3.36 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU.	120
Figure 3.37 : Diagramme des moments à l'ELU après correction.	120
<i>Figure 3.38 : schéma statique de la poutre palière à l'ELS.</i>	<i>123</i>
Figure 3.39 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS.....	124
Figure 3.40 : Diagramme des moments à l'ELS après correction.	124
Figure 3.41 : Schémas de ferrailage de la poutre palière.....	126
Figure 3.42 : Schéma statique de la poutre de chaînage.....	127
Figure 3.43 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU	128
Figure 3.44 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU.....	129
<i>Figure 3.45 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU.....</i>	<i>129</i>
Figure 3.46 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS	132
<i>Figure 3.47 ; Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS.</i>	<i>133</i>
Figure 3.48 : Diagramme des moments à l'ELS après correction.	133

Chapitre 4 :

Figure 4.1: icône d'ETABS	143
Figure 4.2 : fenêtre de dialogue.....	143
Figure 4.3 : choix de l'unité.....	144
Figure 4.4: commande création d'un nouveau modèle.....	145
Figure 4.5 : création d'un nouveau modèle.....	145

Figure 4.6 : instruction des nombres de ligne de construction en plan et en élévation.	146
Figure 4.7 : Introduction des lignes de construction en plan.	147
Figure 4.8 : instruction des lignes de construction en élévation.	147
Figure 4.9 : instruction des lignes de construction en élévation.	148
Figure 4.10 : Représentation de la structure en 2D	148
Figure 4.11 : Représentation de la structure en 3D	149
Figure 4.12 : Introduction des propriétés mécaniques du béton.....	150
Figure 4.13 : Introduction des propriétés mécaniques du matériau OTHER	151
Figure 4.14 : : introduction des éléments barres.....	152
Figure 4.15 : introduction des coffrages de poutres	152
Figure 4.16 : définition des dimensions des poutres principales.....	153
Figure 4.17 : définition des dimensions des poutres secondaires.....	154
Figure 4.18 : définition des dimensions des poutres de chainages.....	154
Figure 4.19 : définition des dimensions du poteau 30x35.....	155
Figure 4.20 : définition des dimensions du poteau 35x40.....	155
Figure 4.21 : définition des dimensions du poteau 40x45.....	156
Figure 4.22 : définition des dimensions de voile de l'entre sol.....	156
Figure 4.23 : définition des dimensions de voile du RDC.....	157
Figure 4.24 : définition des dimensions de voile des étages courants.....	157
Figure 4.25 : définition des dimensions des planchers en corps creux.....	158
Figure 4.26 : Définition des dimensions de la dalle pleine.....	158
Figure 4.27 : Validation des planchers.....	159
Figure 4.28 : Commande de dessin poteaux.....	160
Figure 4.29 : dessins des poteaux 40× 45.....	160
Figure 4.30 : dessin des poteaux 35x40.....	160
Figure 4.31 : dessin des poteaux 30x35.....	161
Figure 4.32 : Commande de dessin poutres.....	161
Figure 4.33 : dessin des poutres principales 30x45	161
Figure 4.34 : dessin des poutres secondaires 30x35.....	162
Figure 4.35 : dessin des poutres secondaires 25x30.....	162
Figure 4.36 : : Commande de dessin voile	162
Figure 4.37 : Affectation des voiles du RDC.....	163
Figure 4.38 : Affectation des voiles de l'entresol.....	163
Figure 4.39 : Affectation des voiles des étages	163
Figure 4.40 : Positionnement des voiles.....	163
Figure 4.41 : Commande de dessin des dalles en corps creux.....	164
Figure 4.42 : Affectation des dalles en corps creux	164
Figure 4.43 : Commande de dessin de dalle pleine.....	165
Figure 4.44 : Affectation de la dalle pleine.....	165
Figure 4.45 : Positionnement des voiles.....	166
Figure 4.46 : Définition des charges G et Q.....	166
Figure 4.47 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.....	167
Figure 4.48 : commande d'introduction du spectre de réponse.....	168
Figure 4.49 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.....	168
Figure 4.50 : : commandes des cas de charges sismique.....	169
Figure 4.51 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales	169
Figure 4.52 : définition de la masse sismique.....	170

Figure 4.53 : Encastrement de la base de la structure.	171
Figure 4.54 : commande d'introduction d'un plancher rigide.	172
Figure 4.55 : spécification de diaphragme de chaque plancher.	172
Figure 4.56 : commande d'instruction des combinaisons d'actions	173
Figure 4.57 : : création des combinaisons de charges	174
Figure 4.58 : Attribution des charges surfacique à des poteaux.	175
Figure 4.59 : introduction de nombre de mode.	175
Figure 4.60 : option de vérification du modèle.	176
Figure 4.61 : Analyse de la structure.	176
Figure 4.62 : Vue en 3D de la structure.	177
Figure 4.63 : Choix de la combinaison sismique.	179
Figure 4.64 : Charges horizontale reprise par les voiles et portique à la fois.	179
Figure 4.65 : Charges horizontale reprise par les voiles seuls.	180
Figure 4.66 : Charges horizontale reprise par les voiles et portique à la fois.	180
Figure 4.67 : Charges horizontale reprise par les voiles et portique à la fois.	181
Figure 4.68 : Charges horizontale reprise par les voiles seuls.	182
Figure 4.69 : Déplacement relatif dans le sens longitudinal.	188
Figure 4.70 : : Déplacement relatif dans le sens transversal.	188

Chapitre 5 :

Figure 5.1 Section partiellement comprimée (SPC).	194
Figure 5.2 ; Ferrailage du voile VL1 donné par SOCOTEC.	199
Figure 5.3 ; Exemple de ferrailage du voile VL1 avec SOCOTEC	199
Figure 5.4 : section simplement armée.	209
Figure 5.5 : Section rectangulaire doublement armée.	209
Figure 5.6 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	221
Figure 5.7 disposition des voil entre sol.	224
Figure 5.8 ; disposition des voile RDC	225
Figure 5.9 ; disposition des voile étage courant	226

Chapitre 6 :

Figure 6.1 ; Modes de transmission de charges	251
Figure 6.2 Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY).	253
Figure 6.3 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant).	253
Figure 6.4 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY).	254
Figure 6.5 : Schéma statique des nervures (effort tranchant).	254
Figure 6.6 : Diagrammes des moments fléchissant dans les nervures sens (X-X).	255
Figure 6.7 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant).	255
Figure 6.8 : Schéma statique des nervures (effort tranchant	255
Figure 6.9 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX).	255
Figure 6.10 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX).	260
Figure 6.11	261
Figure 6.12 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX).	261

Chapitre 7 :

Figure 7.1 Schéma statique du voile périphérique	261
Figure 7.2 ; Diagramme des contraintes.....	263
Figure 7.3 panneau le plus sollicité	264
Figure 7.4 ; section transversale du voile périphérique.....	265

Liste des tableaux :

Chapitre 01 :

Tableau 1.1: Tableau montrant les principales caractéristiques de l'acier	34
Tableau 1.2: Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s	35

Chapitre 02 :

Tableau 2.1: Vérification des conditions exigées par le RPA	43
Tableau 2.2 : Charges permanentes pour le plancher terrasse accessible.....	48
Tableau 2.3: Charges permanentes pour le plancher étage courant.....	49
Tableau 2.4 : Charges permanentes revenantes aux murs extérieurs	50
Tableau 2.5 : Charges permanentes revenantes aux murs intérieurs	51
Tableau 2.6 : Charges permanentes pour la dalle pleine.	51
Tableau 2.7 : Surcharge d'exploitation des différents éléments secondaires	52
Tableau 2.8 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.....	55
Tableau 2.9 : Tableau récapitulatif de la dégression des charges d'exploitation.....	55
Tableau 2.10 : : Récapitulatif de la décente de charges.....	56
Tableau 2.11 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.....	57
Tableau 2.12 : Vérification des sections des poteaux au flambement.....	59

Chapitre 03 :

Tableau 3.1 : Charges et surcharges revenants aux poutrelles	68
Tableau 3.2 : tableau des coefficients.....	72
Tableau 3.3 : les moments isostatiques	73
Tableau 3.4 : les moments sur appuis	73
Tableau 4.5: les moments en travée	74
Tableau 3.6 : Efforts tranchants à l'ELS	75
Tableau 3.7 : moment isostatique.....	78
Tableau 3.8 : moments aux appuis	78
Tableau 3.9 : Les moments à L'ELU pour toutes les travées.....	79
Tableau 4.10 : Efforts tranchants (2ème travée) à l'ELS	79
Tableau 3.11 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELU	81
Tableau 3.12 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELS	86
Tableau 3.13 : : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU.....	98
Tableau 3.14 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELS.....	100
Tableau 3.15 : Charges et surcharge revenant au palier	107
Tableau 3.16 : Charges et surcharge revenant au paillasse.	108
Tableau 3.17 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELS.....	109
Tableau 3.18 : <i>Récapitulatif du ferrailage adopté aux appuis et en travée.</i>	111

Chapitre 04 :

Tableau 4-1 : Période fondamentale et taux de participation massique.	183
Tableau 4-2 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	184
Tableau 4-3 : la période fondamentale de la structure.....	185
Tableau 4-4 : <i>Vérification de la résultante des forces sismiques à la base</i>	186
Tableau 4-5 vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens X.	187
Tableau 4-6 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens Y.	187
Tableau 4-7 : vérification de l'effet P- Δ sens x-x.....	189
Tableau 4-8 : vérification de l'effet P- Δ sens y-y.....	190

Chapitre 05 :

Tableau 5.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle	192
Tableau 5.2 : Efforts internes dans les poteaux.	198
Tableau 5.3 ; : valeur de A_{min} aux conditions de non fragilité.	200
Tableau 5.4 ; Ferrailage des poteaux à l'ELU.	200
Tableau 5.5 ; Vérification de sections totales adoptées selon RPA	201
Tableau 5.6 ; délimitation des zones nodales	201
Tableau 5.7 : Des valeurs de l'élançements géométrique λ_g	203
Tableau 5.8 ; quantité minimale d'armatures transversales	205
Tableau 5.9 ; Vérification au cisaillement dans les poteaux.	206
Tableau 5.10 ; Vérifications des poteaux. A l'ELS.....	207
Tableau 5.11 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton	208
Tableau 5.12 : Ferrailage des poutres secondaires a l'ELU.	210
Tableau 5.13 ; Ferrailage des poutres secondaires a l'ELU.	210
Tableau 5.14 ; Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.....	211
Tableau 5.15 ; Vérification de la condition de non fragilité.....	211
Tableau 5.16 ; Vérification au cisaillement.	211
Tableau 5.17 ; Influence de l'effort tranchant sur le béton.	212
Tableau 5.18 ; l'adhérence et l'entraînement des barres.	213
Tableau 5.19 ; Armatures transversales minimales	214
Tableau 5.20 ; ; Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales non adhérees aux voiles.....	215
Tableau 5.21 ; Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales adhérees aux voiles.....	215
Tableau 5.22 ; Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires non adhérees aux voiles.....	216
Tableau 5.23 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérees aux voiles.....	216
Tableau 5.24 ; Armatures horizontales adoptées pour VT1 dans les différentes zones.....	227
Tableau 5.25 ; Ferrailage des V1 dans la zones I.....	228
Tableau 5.26 ; Ferrailage des V1 dans la zones.II	228

Tableau 5.27 . Ferrailage des VL1 dans la zones III.....	228
Tableau 5.28 ; Vérification des sections adoptées selon le RPA	229
<i>Tableau 5.29 ; Vérification des contraintes de cisaillement selon l'RPA.....</i>	229
Tableau 5.30 ; Vérification des contraintes de cisaillement selon le BAEL.....	230

Chapitre 06 :

Tableau 6.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	234
Tableau 6.2 : <i>Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).....</i>	234
Tableau 6.3 : Résultante des charges sous poteaux.....	235
Tableau 6.4 ; les sollicitations du radier	241
Tableau 6.5 : Récapitulatif des contraintes	243
Tableau 6.6 ; Vérification des contraintes à l'ELS.....	249
Tableau 6.7 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX).....	254
Tableau 6.8 : Ferrailage des nervures.....	257
Tableau 6.9 : Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA.	258
Tableau 6.10 : Vérification des quantités d'armatures transversales.....	259
Tableau 6.11 : Vérification des contraintes tangentielles dans les nervures	259
Tableau 6.12 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY).....	260
Tableau 6.13 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX).....	260
Tableau 6.14 : Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.....	261
Tableau 6.15 : Vérifications des contraintes dans le béton.	261

Chapitre 07 :

Tableau 7.1 ; ferrailage du voile périphérique	266
--	-----

Remerciement :

Avant toute chose, nous rendons grâce à Dieu, source de notre force et de notre persévérance, qui nous a guidés tout au long de ce parcours et nous a permis de mener à bien ce travail.

Nous souhaitons également témoigner de notre gratitude et de notre profond respect à notre encadrante, Mme AIT TALEB Souad, ainsi qu'à M. SI SALEM, pour leur accompagnement bienveillant, leurs précieux conseils et leur suivi attentif durant toutes les étapes de notre recherche. Leur expertise et leur soutien nous ont permis d'évoluer et de mener à bien notre recherche.

Nous adressons également nos remerciements aux membres du jury, qui nous honorent par leur présence pour évaluer ce mémoire. Leur contribution et leur regard critique nous sont d'une grande valeur.

Nous ne saurions oublier toutes les personnes qui, de près ou de loin, nous ont soutenus tout au long de ces cinq années passées au sein du Département de Génie Civil. Nous adressons tout particulièrement un merci chaleureux à nos camarades Jessna, Sabrina, Azwaw et Aziz, pour leur aide et leur soutien constants tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Enfin, nous tenons à remercier le bureau d'études de M. Embarek Rachid, l'architecte M. GACEM Badr Eddine, ainsi que l'ingénieur M. GACEM Boussad, pour leur précieuse collaboration et les informations généreusement partagées, qui ont grandement enrichi notre travail.

Dédicaces :

Je dédie ce travail à tous ceux qui ont marqué mon parcours et m'ont aidé à atteindre ce moment.

À mes chers parents, qui m'ont soutenu avec amour et dévouement depuis mon premier jour à l'école et qui m'ont permis de devenir la personne que je suis aujourd'hui. Aucune parole ne pourra jamais rendre justice à l'immensité de votre dévouement. Mon succès est le reflet de votre investissement dans chacun de mes pas.

À mes frères adorés, Abderrahmane et Younes, pour vos encouragements constants, vos sourires et votre indéfectible confiance en moi. Vous êtes ma source de bonheur et d'inspiration.

À ma binôme et chère amie, Fatma Zohra, ainsi qu'à sa petite fille, qui est venue égayer nos vies. Ensemble, nous avons partagé des moments inoubliables et relevé des défis avec brio. Je te salue pour ton dévouement et ta capacité à concilier tout cela avec ton rôle de super maman.

À mon fiancé Fouad, ton soutien a été une source d'encouragement inestimable dans tous mes progrès. Merci de croire en moi.

À ma grande famille : mes grands-mères, mes tantes, mes oncles, mes cousins, qui ont toujours été là, tant dans mes études que dans ma vie quotidienne. Vous êtes ma base.

À mon oncle Rachid et sa femme Meriem, merci de m'avoir inspirée et guidée vers cette voie qui façonne désormais mon avenir. Votre soutien et vos conseils ont été essentiels.

À mes enseignants, qui ont su me guider et m'inspirer tout au long de mon parcours académique. Vous avez été les architectes de mon savoir, et pour cela, je vous remercie du fond du cœur.

Enfin, à mes amis, dont l'aide et l'amitié ont été des piliers dans la réalisation de ce projet. Vos contributions, grandes ou petites, ont marqué ma route vers la réussite

SMAIL Fatma zohra

Dédicaces :

Je souhaite consacrer ce travail,

à mes parents bien-aimés, dont le soutien inébranlable et l'amour sincère ont été essentiels depuis mes débuts scolaires. Leur dévouement est incommensurable, et mon succès est le reflet de leur investissement inconditionnel.

À mes frères et sœurs, Badr Eddine, Amal, Lamyra, et mon petit Rafik, pour vos encouragements continus et votre présence précieuse, source de joie et d'inspiration.

À ma chère amie et collaboratrice, Fatma Zohra, avec qui j'ai partagé des moments mémorables et surmonté des défis ensemble. Je te remercie pour ton engagement et ton soutien indéfectible. À mon époux Sid Ali, dont le soutien a été une source inestimable d'encouragement tout au long de mon parcours.

À ma grande famille : mes grands-mères, tantes, oncles, cousins, en particulier Boussad, qui ont toujours été présents, tant sur le plan académique que dans ma vie quotidienne. À mon précieux bébé, ma fille, lumière de ma vie, qui a apporté une touche de bonheur inégalée.

À mes enseignants, pour leur guidance et leur inspiration tout au long de mon parcours académique.

Enfin, à mes amis, dont l'aide et l'amitié ont constitué des piliers fondamentaux dans l'aboutissement de ce projet. Vos contributions, qu'elles soient grandes ou petites, ont marqué ma route vers la réussite

Gacem Fatma zohra.

Introduction générale :

Les tremblements de terre sont parmi les catastrophes naturelles les plus redoutables, caractérisées par une capacité destructrice qui peut bouleverser des communautés entières en un instant. La fréquence et la gravité de ces événements, comme le séisme de Boumerdes en 2003 ou le tremblement de terre au Maroc en 2023, soulignent l'importance cruciale de préparer des infrastructures capables de résister à ces forces naturelles. Les tremblements de terre ne sont pas seulement des catastrophes isolées ; ils influencent profondément la manière dont nous concevons et construisons nos environnements urbains.

Des pays tels que le Japon ont mis en place des systèmes de construction parasismique de pointe, intégrant des technologies avancées comme les amortisseurs de vibrations et les fondations isolantes, qui permettent de réduire considérablement les impacts des secousses sismiques. Ces innovations ne se contentent pas de protéger les structures ; elles préservent aussi la vie et la continuité des activités économiques, offrant des leçons précieuses pour d'autres nations.

En Algérie, la réglementation parasismique, mise à jour après le séisme de Boumerdes, vise à garantir des constructions plus sûres et résilientes. En respectant les normes telles que le RPA, le BAEL, et le CBA, nous pouvons intégrer des méthodes éprouvées pour évaluer et renforcer la résistance des bâtiments. Le recours à ces règlements est indispensable pour assurer la durabilité et la sécurité des infrastructures, en particulier dans les zones sismiquement actives.

Dans cette étude, nous analyserons un bâtiment à usage mixte (R+6+entre-sol) combinant des espaces résidentiels, commerciaux et de stationnement, conçu pour résister aux secousses sismiques grâce à un contreventement par voile.

Nous commencerons par une présentation approfondie de l'ouvrage et des matériaux choisis. Le processus inclura le pré-dimensionnement des éléments structuraux, suivi des calculs détaillés et de la modélisation de la structure avec un logiciel spécialisé. Cette approche permettra de vérifier la conformité avec les exigences du règlement parasismique et de déterminer le ferrailage nécessaire pour renforcer l'intégrité structurelle. Enfin, l'adoption d'un radier général pour l'infrastructure sera examinée comme une solution pour améliorer la stabilité et la performance du bâtiment face aux risques sismiques.

CHAPITRE 01 :

Introduction et description de l'ouvrage

1. Introduction :

Tout projet, qu'il évolue dans le domaine de l'ingénierie civile ou dans d'autres secteurs, est orienté par un objectif précis. Dans le domaine du génie civil, la priorité absolue réside dans la garantie de la stabilité des structures et la sécurité des utilisateurs à chaque étape, de la conception à l'exploitation.

Cette exigence nécessite des calculs minutieux, réalisés en stricte conformité avec des normes telles que le BAEL99 et le RPA99 (modifié en 2003), ainsi que l'application de méthodologies éprouvées, fondées sur la connaissance approfondie des caractéristiques des matériaux tels que le béton et l'acier. Ces approches rigoureuses orientent le dimensionnement et le renforcement des éléments structurels, dans un souci constant de maîtrise des coûts.

Cependant, l'évolution constante du secteur nécessite une adaptation continue aux nouveaux défis et aux avancées technologiques pour assurer la réalisation de projets toujours plus sûrs et durables.

1.1 Présentation de l'ouvrage :

Le projet actuellement en cours d'étude explore les aspects techniques et conceptuels d'un immeuble (R+6 + Entre sol) à usage résidentiel et commercial, Comportant :

- Un rez-de-chaussée composé de parking ainsi que 2 box commercial.
- Un entresol à usage commercial, composé de 4 box.
- 6 étage courant à usage d'habitation, composé de 2 appartements chacun de type F4.
- Terrasses accessibles.
- Cage d'escalier.
- Cage d'ascenseur.

L'ouvrage est d'une importance moyenne (courant) appartient au groupe d'usage2.

Il est localisé à : Argoub Taanant, commune Tizi Ouzou, Wilaya de Tizi-Ouzou.

1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- En plan :
 - Longueur du bâtiment.....15 m
 - Largeur du BATMENT.....18.7 m
- En élévation :
 - Hauteur total du bâtiment26.86 m
 - Hauteur du RDC.....3,91 m
 - Hauteur de Entresol.....4,59 m
 - Hauteur des étage 1,2,3,4,5,63.06 m

1.3 Propriétés du sol :

Le terrain d'assiette au projet de construction occupe une parcelle rectangulaire de topographie qui présente une pente importante.

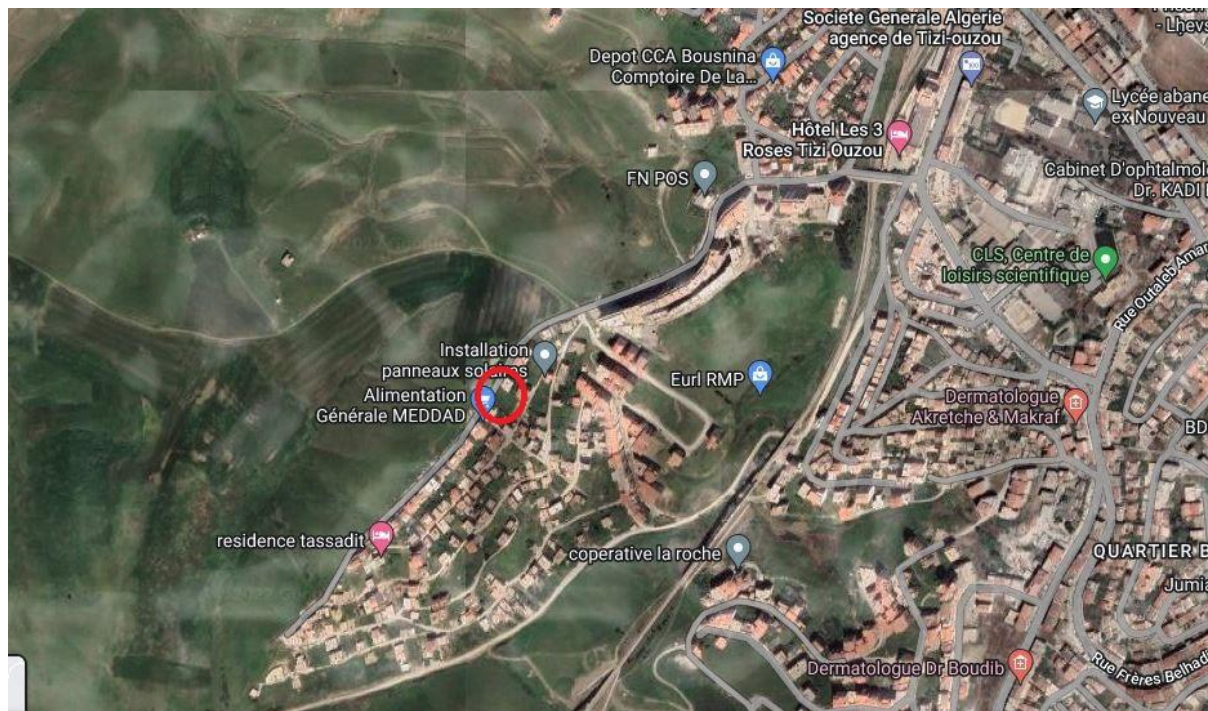


Figure 1.1 : vue du terrain sur maps

- Du point de vue sismique :

Les données présentées ici sont issues de l'analyse sismique de l'étude de sol. Elles soulignent que la conception et la réalisation du projet doivent impérativement tenir compte de l'aléa sismique régional, en se référant au règlement parasismique algérien RPA 99, réajusté après le séisme de 2003. La région de Tizi-Ouzou étant classée en Zone II (zone à sismicité moyenne), il est indispensable de respecter les recommandations du CGS concernant les normes parasismiques en vigueur pour cette zone.

- De point de vue géologie :

Selon les résultats de l'étude de sol, le site est composé d'un substratum marneux surmonté d'une couche de remblai. Les résistances obtenues en surface confirment la bonne consistance du sol, rendant le faciès marneux propice à recevoir les fondations de l'ouvrage. Le site est ainsi classé en S3, ce qui assure une stabilité géologique adéquate pour la construction de l'immeuble projeté.

1.4 Les éléments constituant l'ouvrage :

❖ La superstructure :

La superstructure d'un bâtiment englobe tous les éléments structuraux et architecturaux situés au-dessus du niveau du sol, reposant sur les fondations. Elle est composée de :

1.4.1 Le contreventement :

L'ouvrage peut bénéficier de deux types de contreventements différents pour assurer sa stabilité structurelle :

- **Par voile** : est un élément composé de béton armé, conçu pour prendre en charge une partie des charges verticales et garantir la stabilité de la structure face aux charges horizontales.
- **Par portique** : il se compose d'une ossature formée de poteaux et de poutres, conçue pour supporter entièrement les charges verticales et une part des charges horizontales exercées sur la structure.

1.4.2 Plancher :

Est un élément horizontal de la structure, son objectif est de créer une séparation entre les niveaux d'un bâtiment. Il remplit deux fonctions essentielles :

- **Isolation thermique et acoustique** : assurant une barrière efficace entre les étages pour le confort des occupants.
- **Résistance mécanique** : supportant son propre poids ainsi que les charges d'exploitation, et les transmettant aux éléments porteurs de la structure.

On distingue généralement deux types de planchers :

- **Les planchers en corps creux** : Composés de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Leur utilisation est motivée par des considérations techniques et économiques.
- **Les dalles pleines en béton armé** : Plus robustes et plus lourdes que les corps creux, elles sont principalement utilisées dans les zones nécessitant une résistance accrue, telles que les salles des machines (cages d'ascenseur), les balcons et les paliers d'escaliers.

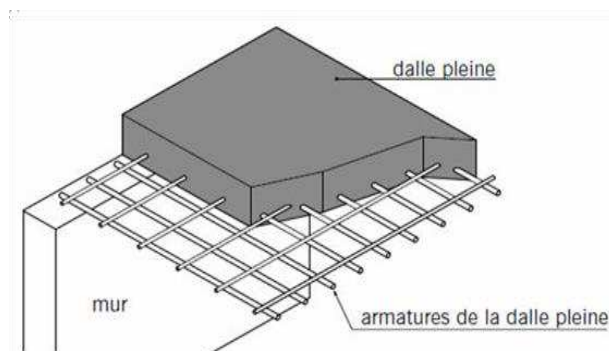


Figure 1.2 : élément d'un plancher en dalle pleine

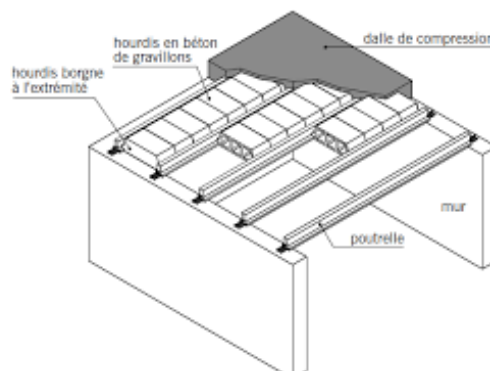


Figure 1.3 : élément d'un plancher en corps creux

1.4.3 L'escalier :

Les escaliers sont des éléments réalisés en béton armé, conçus pour faciliter la circulation entre les différents niveaux d'un bâtiment. Notre conception comprend deux types d'escaliers :

- Escalier droit à une seule volée.
- Escalier droit à deux volées, avec un palier de repos.

1.4.4 L'ascenseur :

Notre bâtiment dispose d'une seule cage d'ascenseur, qui relie le rez-de-chaussée au 5ème étage. Cette cage, construite avec des voiles coulés sur place, assure le déplacement rapides et efficaces de l'utilisateur entre les étages.

1.4.5 La maçonnerie :

La structure du bâtiment comprend deux types de maçonneries : des murs à simple cloison et des murs à double cloison.

- **Les murs extérieurs :** sont constitués de doubles cloisons en briques creuses, d'une épaisseur totale de 30 cm (15 cm pour la cloison extérieure et 10 cm pour la cloison intérieure), séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs :** sont des murs de séparation réalisés avec des cloisons simples en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1.4.6 Revêtements :

Les revêtements prévus pour cet ouvrage comprennent :

- Une combinaison multicouche pour l'étanchéité des planchers terrasses.
- Un enduit de mortier de ciment de 3 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- Un revêtement en plâtre pour les murs intérieurs, sauf pour les espaces sanitaires et la cuisine qui bénéficient d'un enduit en mortier de ciment.
- Du granito sur un mortier de pose en béton de 3 cm d'épaisseur pour la halle d'entrée et les locaux commerciaux.

- Du carrelage pour le plancher, avec des carreaux céramiques pour les façades principales.
- De la céramique dans les cuisines et les salles d'eau pour une facilité d'entretien dans les zones à forte humidité.

Chaque choix est minutieusement adapté à chaque zone de l'ouvrage, assurant ainsi une cohérence esthétique et une fonctionnalité optimale.

❖ L'infrastructure :

L'infrastructure englobe principalement les fondations de l'ouvrage ainsi que les éventuels niveaux souterrains.

1.4.7 Les fondations :

Sont des structures enterrées qui soutiennent la construction en transférant efficacement toutes les charges et surcharges à travers la superstructure directement au sol, en prenant en compte sa propre masse.

Il existe trois types distincts : superficielles, profondes et semi-profondes.

Le choix des fondations dépend des caractéristiques mécaniques du sol et de l'ampleur de l'ouvrage.

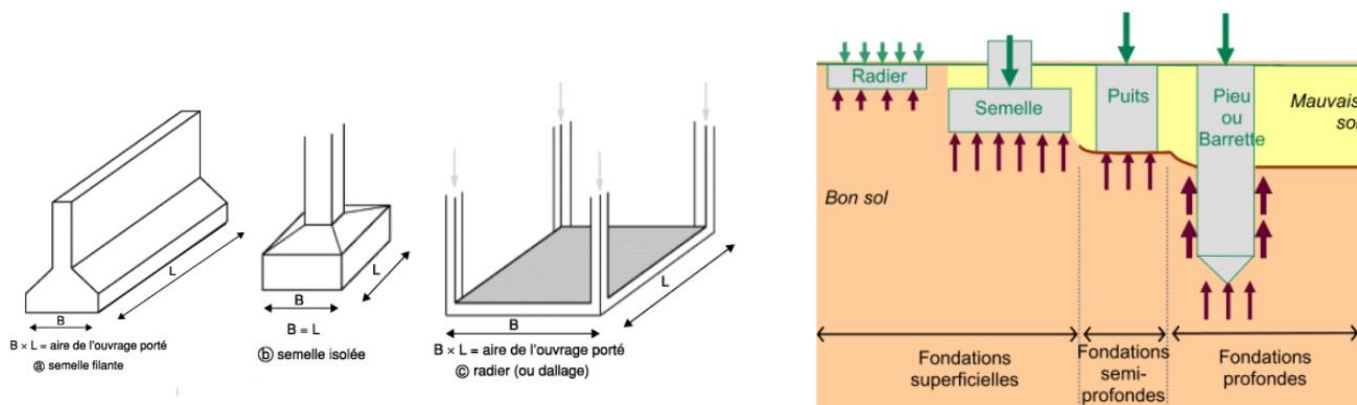


Figure 1.4 : les types de fondations

- Règlements utilisés et normes de conception :

Pour l'étude de ce projet nous nous sommes conformés aux normes et réglementations spécifique au domaine de la construction en Algérie, en se référant principalement au :

- ✓ **RPA 99 / version 2003** : règles parasismiques algériennes établissent les normes pour concevoir des structures résistantes aux séismes en Algérie.
- ✓ **CBA 93** : Code de Béton armé Algérien. Définit les exigences pour la conception et la construction en béton armé, incluant toutes les étapes du projet, de la planification à la réalisation.

- ✓ **BAEL 91 modifiée 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✓ **DTR BC2.2** : Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges.
- ✓ **DTR BC2.3** : Calcul des fondations superficielles.

1.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le choix des matériaux de construction est crucial pour garantir la résistance des bâtiments aux tremblements de terre. Ce choix repose souvent sur des compromis comme le coût, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre. Cependant, pour les structures de grande taille, la résistance mécanique devient primordiale.

Dans notre projet, nous utiliserons principalement deux matériaux : le béton et l'acier. Ces matériaux doivent respecter les normes parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les normes de conception en béton armé aux états limites (BAEL 91 modifiée en 1999).

1.5.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction obtenu en mélangeant des granulats tels que le sable et le gravier, avec de l'eau et à un liant hydraulique, souvent du ciment, servant de colle. Des adjuvants et d'autres composants peuvent être incorporés pour ajuster ses propriétés physiques et mécaniques selon les besoins.

1.5.1.1 Les composants principaux du béton :

- **Les granulats** : qui sont des grains minéraux de différentes tailles utilisés pour créer des mortiers et des bétons.
- **Le ciment** : obtenu par broyage et cuisson d'un mélange de calcaire et d'argile.
- **L'eau** : nécessaire pour l'hydratation du ciment mais dont le dosage doit être précis pour éviter des effets néfastes sur la résistance et la durabilité du béton.
- **Les adjuvants** : qui permettent de modifier les propriétés mécaniques ou physiques du béton.

1.5.1.2 Résistance à la compression :

Le béton, reconnu pour sa résistance à la compression, est évalué par sa valeur f_{c28} , mesurée à 28 jours de durcissement (ou il atteint environ 99 % de sa résistance) sur des éprouvettes normalisées de dimensions (16×32) cm². Dans notre étude, cette valeur s'élève à 25 MPa.

Toutefois, selon l'Article (A.2.1,11 BAEL 91 modifié 99), lorsque la sollicitation survient les 28 jours, la résistance à la compression se calcule différemment. Pour ce faire, on se réfère aux formules suivantes pour évaluer cette résistance :

- Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa :

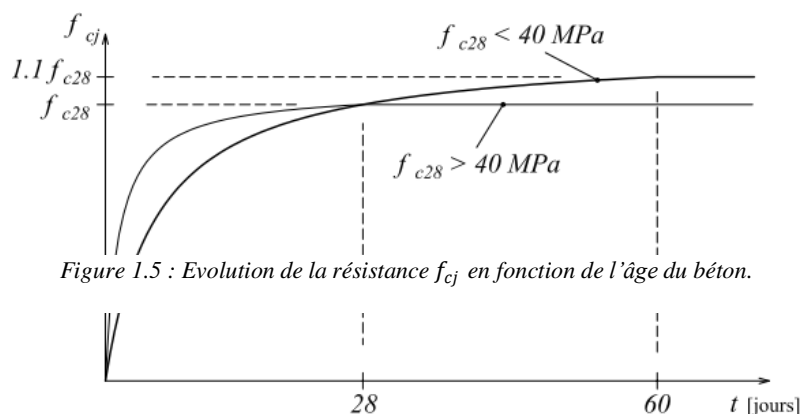
$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{en MPa} \quad \text{Si : } j < 60 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si : } j > 60 \text{ jours.}$$

- Pour $f_{c28} \geq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{en MPa} \quad \text{Si : } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si : } j > 28 \text{ jours}$$



1.5.1.3 Résistance caractéristique à la traction :

La résistance spécifique à la traction du béton à j jours, désignée f_{tj} , est définie de manière conventionnelle par la relation suivante de l'article (A.2.1,12 BAEL 91 modifié 99) :

- $f_{cj} \leq 60$ MPa :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ en MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25)$$

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

- $f_{cj} > 60$ MPa :

$$f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3}$$

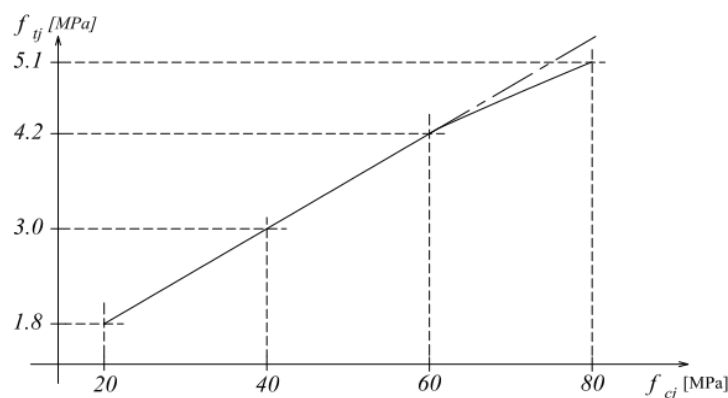


Figure 1.6 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de sa résistance à la Compression f_{cj} .

1.5.1.4 Module de déformation longitudinale du béton :

Les modules de déformation longitudinale du béton sont des propriétés mécaniques qui mesurent comment le béton réagit à la déformation dans sa direction principale. Ils sont essentiels pour concevoir des structures en béton. Les principaux modules comprennent le module de Young instantané (E_{ij}) et le module de Young différé (E_{vj}), qui est environ trois fois plus grand que le module de Young instantané pour prendre en compte les déformations de fluage.

- Module de déformation longitudinale instantanée :

Selon l'article (A.2.1,21 du BAEL 91 modifié en 99), sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 heures, à l'âge de "j" jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est défini comme suit :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas :

$$\begin{aligned} \mathbf{fc28} = 25 \text{ MPa} : E_{i28} &= 11000 \cdot \sqrt[3]{25} \\ \rightarrow E_{i28} &= \mathbf{32164.2 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

Lorsque l'on prend en compte un chargement d'une longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée du béton (E_{vj}) est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\begin{aligned} \text{Pour } \mathbf{fc28} = 25 \text{ MPa} ; E_{v28} &= 3700 \cdot \sqrt[3]{25} \\ \rightarrow \mathbf{E_{v28} = 10819 \text{ MPa}}. \end{aligned}$$

1.5.1.5 Module de déformation transversal :

Le module de déformation transversale G représente la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, comme décrit par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{en MPa}$$

Avec :

E : Module de Young (Module d'élasticité)

ν : Coefficient de poisson.

1.5.1.6 Coefficient de Poisson :

Il est défini comme le rapport entre la déformation relative transversale et déformation relative longitudinale, avec les valeurs précisées dans l'article (A.2.1,3 BAEL 91 modifié en 99).il est exprimé par :

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta L/L}$$

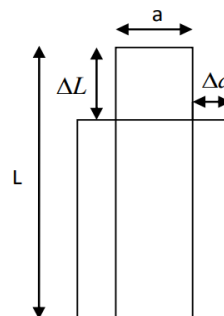


Figure 1.7 : transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale

Il sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

1.5.1.7 Les contraintes limites du béton :

Les calculs réalisés dans le cadre de cette étude reposent sur la théorie des états limites. Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus sa fonction prévue. Ils sont utilisés pour garantir que les structures et les composants répondent à des normes de sécurité en vigueur. Ces paramètres sont déterminants pour assurer la conformité des structures et des composants aux normes de sécurité en vigueur.

Les états limites (EL) définissent les seuils de sécurité et de performance d'une structure ou d'un système, assurant qu'ils respectent les normes de sécurité requises. Un état limite représente le point où une structure ou un élément cesse de remplir sa fonction initiale. On distingue deux catégories d'états limites, crucial pour garantir la fiabilité des constructions et des équipements.

- **Etat limite ultime ELU :**

Les états limites ultimes (ELU) concernent la capacité d'une structure à résister à des charges extrêmes comme les séismes, les vents violents ou les charges accidentelles, afin d'éviter un effondrement total. Ils incluent la stabilité et la capacité portante, et sont marqués par des conditions telles que :

- La perte d'équilibre statique

- La rupture ou une déformation plastique excessive.
- L'instabilité de forme (flambement)

La contrainte limite de compression du béton à l'état limite ultime (ELU) est déterminée par la formule suivante, énoncée dans l'article (A.4.3,41 du BAEL 91, modifié 99) :

$$f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [MPa]$$

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$$

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application des charges.

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ pour } t > 24h \\ \theta = 0,9 \text{ pour } 1h < t < 24h \\ \theta = 0,85 \text{ pour } t < 1h \end{cases}$$

Cas courants : Pour $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$, on aura : $f_{bc} = 14,2$ MPa

Cas accidentels : Pour $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1$, on aura : $f_{bc} = 18,48$ MPa

- Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU :

La courbe parabole-rectangle ci-dessous illustre le comportement du béton :

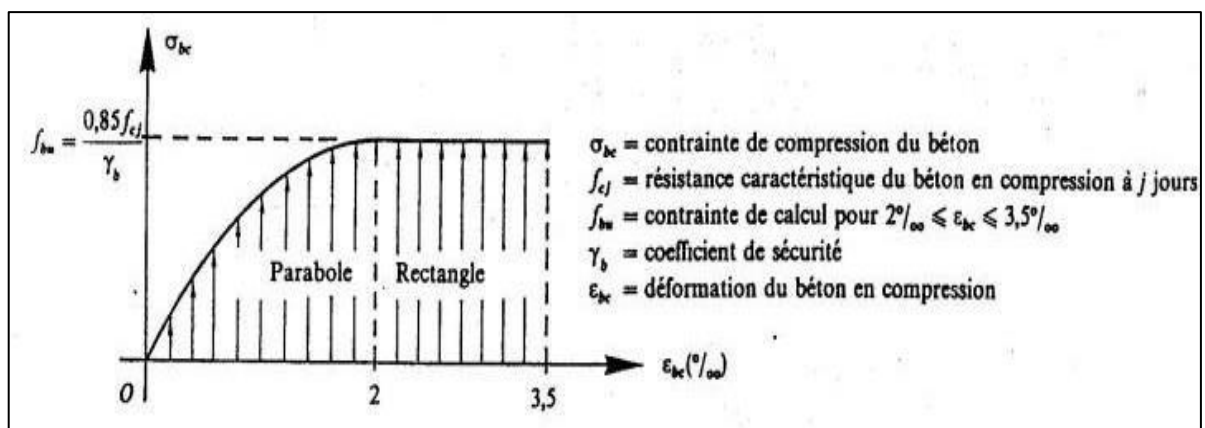


Figure 1.8 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU

- Etat limite de service ELS :

L'état limite de service (ELS) assure la durabilité à long terme d'une structure sous charges normales comme le vent, la neige, le trafic, etc. Il garantit que la structure reste fonctionnelle tout au long de sa vie utile. L'ELS survient lorsque les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus respectés, avec des déformations généralement faibles, présupposant que le béton reste élastique.

Ces conditions vont au-delà des seuils habituels d'exploitation et de durabilité, incluant la résistance à la compression du béton, la déformation, et l'ouverture des fissures.

D'après l'article (A.4.5,2) du BAEL 91, tel que modifié en 99, la contrainte de compression du béton ($\overline{\sigma}_{bc}$) est restreinte par l'équation suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj}$$

$\overline{\sigma}_{bc}$: la contrainte admissible à l'ELS.

À j=28 jours, dans notre cas $f_{c28} = 25$ MPa :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25$$

$$\rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15\ MPa}$$

- **Diagramme contraintes-déformation du béton à L'ELS :**

Il met en évidence la relation élastique linéaire entre contrainte et déformation dans ce matériau.

1.5.1.8 Contrainte limite de cisaillement :

Elle représente la valeur maximale de la force de cisaillement qu'un matériau peut supporter avant de subir une déformation permanente ou de se rompre.

C'est un indicateur crucial de la résistance du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

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

v_u : effort tranchant

b_0 : largeur de la section considérée

d : hauteur utile $\rightarrow d = 0.9 \times h$

Les valeurs à respecter pour cette contrainte sont spécifiées dans l'article (Art A.5.1,211 BAEL91 modifiée 99) sont donnée par la relation suivante :

- Cas de Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma b}, 5MPa \right\}$$

- Cas de Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma b}, 4MPa \right\}$$

1.5.2 Acier :

L'acier, un alliage de fer et de carbone, est un matériau de construction largement utilisé en génie civil en raison de ses excellentes propriétés mécaniques. Sa bonne résistance aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion le rend indispensable, des qualités qui ne peuvent être reproduites par le béton seul. Les armatures en acier, présentes dans le béton armé, se distinguent par leur nuance et leurs états de surface, offrant une résistance mécanique en traction et en compression, ainsi qu'une ductilité permettant une déformation notable sans rupture.

Nous avons identifié deux types d'acier à utiliser dans notre projet, chacun présentant ses propres attributs, détaillés dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbol e	Limite élastique Fe en (MPa)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de cisaillement (ψ)
Acier en barre	Haute adhérence FeE 400	HA	400	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TLE520	TS	520	1.3	1

Tableau 1.1: Tableau montrant les principales caractéristiques de l'acier

1.5.2.1 Module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité, désigné par "**Es**", reste constant quelle que soit la nuance de l'acier, tel que spécifié dans l'article (Art A.2.2.1 du BAEL 91). Sa valeur est de **200 000 MPa**.

1.5.2.2 Les contraintes limites :

- Etat limite ultime « ELU » :

Pour les calculs à l'état limite ultime (**ELU**), le comportement des aciers est soumis à une loi élasto-plastique parfaite, comme illustré sur le diagramme contrainte-déformation de la figure I-3 (Art A.4.3, 2 /BAEL91). Cette phase représente la contrainte maximale que l'acier peut supporter avant de subir une déformation permanente ou une rupture, une considération essentielle dans la conception de structures résistantes aux charges extrêmes telles que les séismes ou les vents violents.

La contrainte limite de l'acier, désignée par σ_{st} est déterminée par la formule spécifiée comme suit dans l'article (Art A.4.3, 2 BAEL91 modifié en 99) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_{st} : contrainte admissible de l'acier.

f_e : limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\gamma_s \begin{cases} \mathbf{1,15} & \text{situation courante} \\ \mathbf{1} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

Les valeurs de $\bar{\sigma}_{st}$ pour les aciers utilisés dans notre situation sont synthétisées dans le tableau ci-dessous :

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe= 400 MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 348$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 400$ MPa
Fe= 520 MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 452.17$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 520$ MPa

Tableau 1.2: Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s

- Diagramme contraintes-déformations de calcul de l'acier :

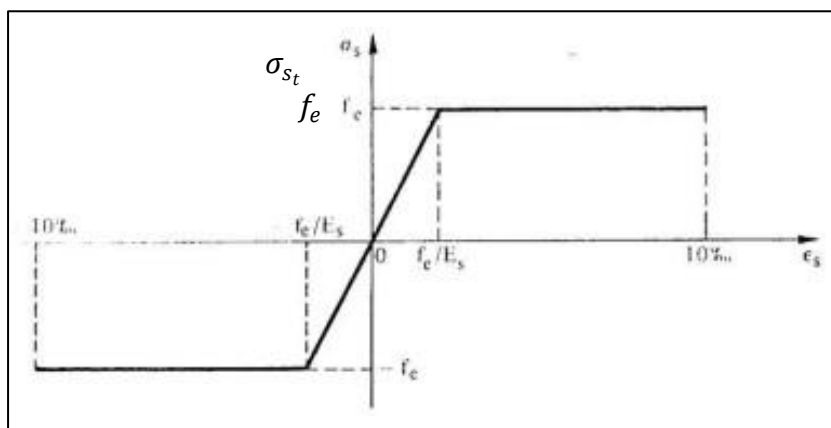


Figure 1.9 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU Source

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier : $E_s = 2.10^5$ MPa.

- Etat limite de service « ELS » :

Pour minimiser le risque et l'ampleur des fissures, il est indispensable de contrôler les contraintes dans les armatures tendues exposées aux sollicitations de service. Selon les directives du BAEL 91 modifié en 99, trois cas de fissurations sont distingués :

- Fissuration peu nuisible : (BAEL 91 modifiée99/Art A.4.5, 32)

La contrainte n'est soumise à aucune limitation : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

- Fissuration préjudiciable : (BAEL 91 modifiée99/Art A.4.5,33)

Cas des éléments exposés aux intempéries : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

- Fissuration très préjudiciable : (BAEL 91 modifiée99/Art A.4.5,34)

Cas des milieux agressifs : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

Avec : η : coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.0 \text{ pour les ronds (RL)} \\ \eta = 1.6 \text{ our les hautes adhérence (HA)} \end{array} \right.$

1.5.2.3 Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et préserver les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage des armatures soit conforme aux prescriptions réglementaires suivantes : **(BAEL 91 modifiée99/Art A.7.1)**.

- $C \geq 5$ cm : ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très aggressive.
- $C \geq 3$ cm : pour les parois coffrées ou non soumises à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations.
- $C \geq 1$ cm : pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposée aux condensations.

1.5.3 Système de coffrage :

On utilisera deux types de coffrage :

- Coffrage en bois : pour les portiques et planchers.
- Coffrage métallique : pour les voiles

1.5.4 Les actions et sollicitations :

Les actions sur une construction se divisent en deux catégories : directes et indirectes.

Les actions directes : incluent les charges permanentes, les charges d'exploitation, les charges climatiques et les événements accidentels.

Les actions indirectes : telles que le retrait du béton et les variations de température, entraînent des contraintes et des déformations dans la structure. L'analyse de ces actions est cruciale pour concevoir des structures robustes et durables.

Les charges permanentes : notées "G", englobent le poids propre de la structure, des éléments comme la maçonnerie et les revêtements, ainsi que les efforts dus aux déformations permanentes.

Les charges variables : notées "Q", varient significativement dans le temps et comprennent les charges d'exploitation, les charges climatiques et les variations de température. Les actions accidentelles, notées "Fa", sont causées par des événements rares et soudains tels que les chocs de véhicules, les explosions et les séismes.

Conclusion :

Au cours de ce premier chapitre, nous avons posé les fondations essentielles de notre projet en examinant en détail ses composantes structurelles et en veillant au respect des normes de qualité et de sécurité telles que le BAEL91 et le Règlement Parasismique Algérien. La prochaine étape, cruciale pour notre avancement, consistera à dimensionner avec précision ces éléments pour assurer la conformité et la sécurité de notre projet.

Pré-dimensionnement des éléments

CHAPITRE 02 :

2. Introduction :

L'objectif de ce second chapitre est d'effectuer le pré-dimensionnement des différents éléments composant notre structure, telle que définie précédemment. Cette étape nous permettra d'évaluer les charges à appliquer sur chaque composant tout en veillant au respect des normes de conception et des critères de calcul.

2.1 Pré dimensionnement des planchers :

2.1.1 Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué de poutrelles, d'hourdis, et d'une dalle de compression. Ces éléments travaillent ensemble pour assurer la transmission des charges vers les supports porteurs de la structure tout en garantissant sécurité et confort aux usagers.

Le pré-dimensionnement de ce type de plancher se base sur la vérification de la flèche, conformément aux normes définies par le **BAEL 91 modifié 99 (Art. B.6.8,424)**. Cette étape permet d'assurer que les déformations restent dans des limites acceptables pour maintenir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec : h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

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

On prend un poteau de la section (25×25) cm² qui est la section minimale exigée par le **RPA99 modifié 2003** dans la zone IIa.

Donc : $L_{max} = 3 - 0.25 = 2.75$ cm

$$h_t \geq \frac{275}{22,5} = 12.22 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de type (16+4), $h_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$

Avec : - Épaisseur du corps creux =16cm

Épaisseur de la dalle de compression =4cm

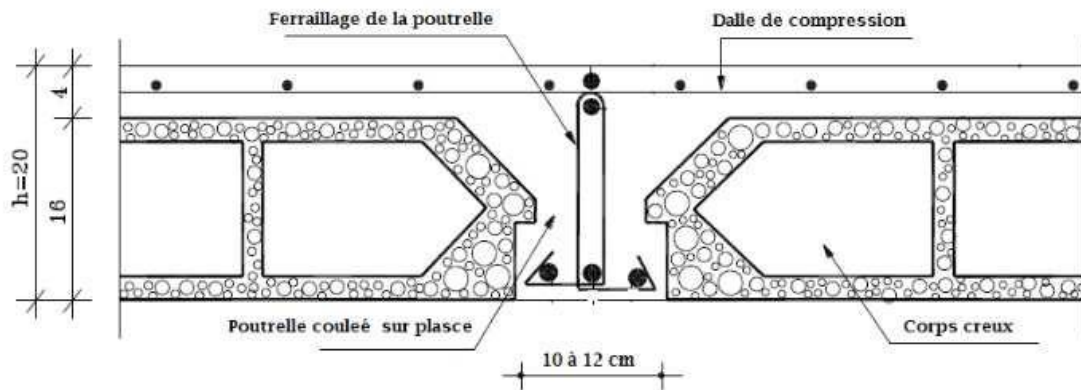


Figure 2.1 : coupe d'un plancher en corps creux.

NB : les poutrelles sont disposées dans le sens de la petite portée des panneaux.

2.1.2 Dalles pleines :

Une dalle pleine est une fine plaque en béton armé, coulée sur site, dont l'épaisseur est relativement faible comparée à ses autres dimensions.

L'épaisseur de cette dalle est calculée en fonction des exigences définies par le règlement CBA93, prenant en compte :

- La résistance à la flexion.
- La résistance au feu.
- Les performances d'isolation acoustique.

Dans ce cas précis, la dalle pleine est conçue pour supporter et sécuriser l'installation d'un ascenseur, répondant ainsi aux besoins de solidité et de protection spécifiques à ce type d'infrastructure.

❖ Condition de résistance à la flexion :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

l_x : la plus petite portée du panneau sollicitée.

l_y : la plus grande portée du panneau sollicité.

- ✓ Si $\rho < 0.4$: la dalle porte sur un seul sens $\rightarrow \begin{cases} \text{Panneau isolé } e_p \geq \frac{l_x}{20} \\ \text{Panneau continu } e_p \geq \frac{l_x}{30} \end{cases}$
- ✓ Si $0.4 < \rho < 1$: la dalle porte sur deux sens $\rightarrow \begin{cases} \text{Panneau isolé } e_p \geq \frac{l_x}{30} \\ \text{Panneau continu } e_p \geq \frac{l_x}{40} \end{cases}$

La dalle de la salle machine est une dalle pleine en béton armée qui repose sur quatre appuis, avec les dimensions suivantes :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{160} = 0.81$$

$0.4 < 0.81 < 1$ donc la dalle porte sur deux sens.

Puisque c'est un panneau isolé :

$$e_p \geq \frac{l_x}{30} = \frac{130}{30} = 4.3 \text{ cm}$$

❖ **Résistance au feu** : (BAEL 91 révisé 993.1.33)

- $e \geq 7\text{cm}$: pour une heure de résistance au feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$: pour deux heures de résistance au feu.

❖ **L'isolation phonique** :

- $e \geq 14 \text{ cm}$ pour l'obtention d'une bonne isolation acoustique.

➤ **Conclusion** :

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la dalle pleine de :
 $e_p = 15 \text{ cm}$.

2.2 Pré dimensionnement des poutres :

Une poutre est un composant structurel en béton armé, positionné horizontalement, dont la fonction principale est de distribuer les charges permanentes et temporaires vers les poteaux et voiles.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L , selon les exigences de conception :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec : h : hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

L_{max} : longueur libre entre nu d'appuis

Par ailleurs, les dimensions seront contrôlées conformément au règlement de **RPA 99 version 2003/Art 7.5.1**

- Largeur : $b \geq 20cm$
- Hauteur : $h \geq 30cm$
- Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$

2.2.1 Poutres principales (poutres porteuses) :

Les poutres principales sont placées perpendiculairement aux poutrelles et jouent un rôle essentiel dans la structure. Elles supportent les charges transférées par les poutrelles, puis redistribuent ces efforts vers les poteaux, assurant ainsi la stabilité et la résistance globale de l'ouvrage.

$$L = 530 - 25 = 505 \text{ cm}$$

$$\text{- Hauteur } h : \quad \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \quad \rightarrow \quad 33.6 \leq h \leq 50.5 \quad \text{On prend : } h = 45 \text{ cm}$$

$$\text{- Largeur } b : \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \rightarrow 18cm \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$. Pour des raisons de sécurité

2.2.2 Poutres secondaires :

Elles ont pour fonction de transférer les charges qu'elles supportent vers les poutres principales. En agissant comme intermédiaires, elles répartissent les efforts et contribuent à alléger la charge globale supportée par la structure porteuse.

$$L = 300 - 25 = 275 \text{ cm}$$

- **Hauteur de la poutre :** $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

$$\frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10} \rightarrow 18.33 \text{ cm} \leq h \leq 27.5 \text{ cm} \text{ On prend : } \mathbf{h = 35 \text{ cm.}}$$

- **Largeur b :** $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

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

Pour des raisons de sécurité (le minimum des sections de béton est 30x30).

- **Vérifications des conditions du RPA 99 version 2003(Art 7.5.1) :**

CONDITION	POUTRE PRINCIPALE	POUTRE SECONDAIRES	VÉRIFICATION
$H \geq 30\text{CM}$	45	35	Vérifiée
$B \geq 20\text{CM}$	30	30	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.5	1.16	Vérifiée

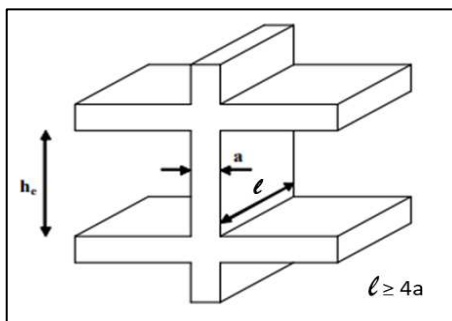
Tableau 2.1: Vérification des conditions exigées par le RPA

Toutes les conditions imposées par le RPA sont vérifiées donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales (30x45) cm²
- Poutres secondaires (30x35) cm²

2.3 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles en béton armé sont des éléments structuraux rigides qui contribuent à la stabilité d'un bâtiment en résistant aux forces horizontales, telles que celles provoquées par le vent ou les séismes. En plus de cette fonction, ils participent également à la reprise des charges verticales, selon leur conception spécifique. Un élément est classifié comme voile s'il répond à la condition suivante :



Avec : $l \geq 4a$

l : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles.

Dans le cas contraire, cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Figure 2.2 : coupe de voile en élévation

D'après le **RPA99 version 2003, (art 7.7.1)** le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

▪ **L'épaisseur du voile :**

L'épaisseur d'un voile ne doit pas être inférieure à 15 cm. Cependant, elle doit être ajustée en fonction de la hauteur libre entre les étages ainsi que des conditions de rigidité aux extrémités. Ces paramètres garantissent la résistance et la stabilité du voile face aux différentes contraintes qu'il subit, comme détaillé dans les recommandations suivantes :

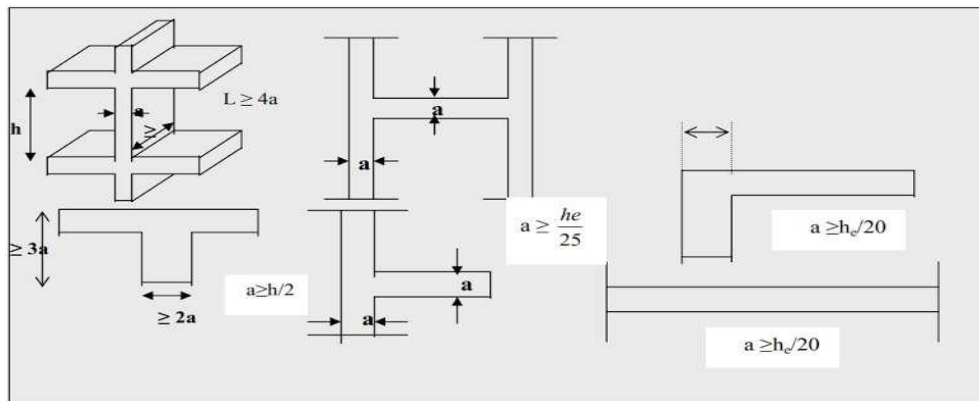


Figure 2.3: coupes de voiles en plan

Dans notre structure, on dispose d'un types de voiles : linéaire, les dimensions les plus défavorable sont adoptées pour les deux cas de figures.

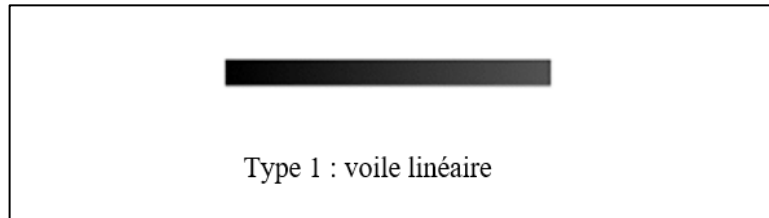


Figure 2.4: Coupe horizontale des voiles

$$h_e = h - e_p$$

Avec : h : hauteur de l'étage.

e_p : épaisseur du plancher.

- **Au niveau du l'entre sol :**

$$h_e = 459 - 20 = 439 \text{ cm.}$$

$$\text{Voile linéaire : } \frac{h_e}{20} = \frac{439}{20} = 21.95 \text{ cm } \left. \vphantom{\frac{h_e}{20}} \right\}$$

On opte pour une épaisseur de :

$$\mathbf{a = 25 \text{ cm}}$$

- **Au niveau du RDC :**

$$h_e = 391 - 20 = 371 \text{ cm.}$$

$$\text{Voile linéaire : } \frac{h_e}{20} = \frac{371}{20} = 18.55 \text{ cm } \left. \vphantom{\frac{h_e}{20}} \right\}$$

On opte pour une épaisseur de :

$$\mathbf{a = 20 \text{ cm}}$$

- **Au niveau de l'étage courant du 1,2,3,4,5,6 étage à usage d'habitations :**

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

$$\text{Voile linéaire : } \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm } \left. \vphantom{\frac{h_e}{20}} \right\}$$

On opte pour une épaisseur de :

$$\mathbf{a = 15 \text{ cm}}$$

- **Longueur minimale du voile :** (vérification des exigences du RPA 99 Art 7.7.1)

La longueur minimale du voile devra satisfaire la condition suivante :

$$L \geq L_{min} = 4a$$

Avec : l_{min} : longueur minimale du voile. ; e : épaisseur du voile.

Dans notre cas : $a = 20 \text{ cm}$

$L_{min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Conclusion :**

On opte pour une épaisseur des voiles :

$e = 25 \text{ cm}$ pour l'entre sol.

$e = 20 \text{ cm}$ pour RDC.

$e = 15 \text{ cm}$ pour les étage courants.

2.4 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs dont la section peut être rectangulaire, carrée ou circulaire. Ils sont constitués d'armatures longitudinales et transversales et ont pour rôle principal de transmettre les charges et surcharges provenant des niveaux supérieurs jusqu'aux fondations.

Le pré-dimensionnement des poteaux s'effectue en analysant les charges appliquées (descente de charge) sur le poteau le plus sollicité, en prenant en compte la compression simple à l'état limite de service (ELS). Les dimensions transversales doivent répondre aux exigences spécifiques suivantes du **RPA 99 modifié 2003, article 7.4.1**, pour la zone (IIa), afin d'assurer leur adéquation aux contraintes structurelles :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$.
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$. (Avec h_e = hauteur d'étage)
- $\frac{1}{4} \leq b_1 / h_1 \leq 4$

En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges, la section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{N}{\sigma_{bc}} \text{ avec : } N_s = G + Q$$

Avec :

- N_s : effort de compression déterminé par la décente des charges.
- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.
- S : section transversale du poteau
- σ_{bc} : contrainte limite de service du béton en compression telle que :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Remarque : on considère dans un premier temps, une section de poteau de (25×25) cm² qui est le minimum exigé par le **RPA**.

2.4.1 Surface d'influence :

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

- **Section nette :**

$$\begin{aligned} S_n &= S1 + S2 + S3 + S4 \\ S_n &= (1.45 \times 2.65) + (1.50 \times 2.65) + (1.50 \times 2.65) \\ &\quad + (1.45 \times 2.65) \\ S_n &= \mathbf{15.63 \text{ m}^2} \end{aligned}$$

- **Section brute :**

$$\begin{aligned} S_b &= (3.2 \times 5.55) \\ S_b &= 17.75 \text{ m} \end{aligned}$$

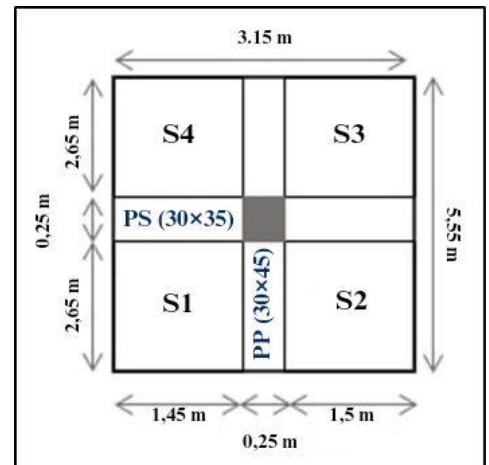


Figure 2.5 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

2.4.2 Détermination des charges et des surcharges :

2.4.2.1 Charges permanentes G :

- Plancher terrasse accessible :

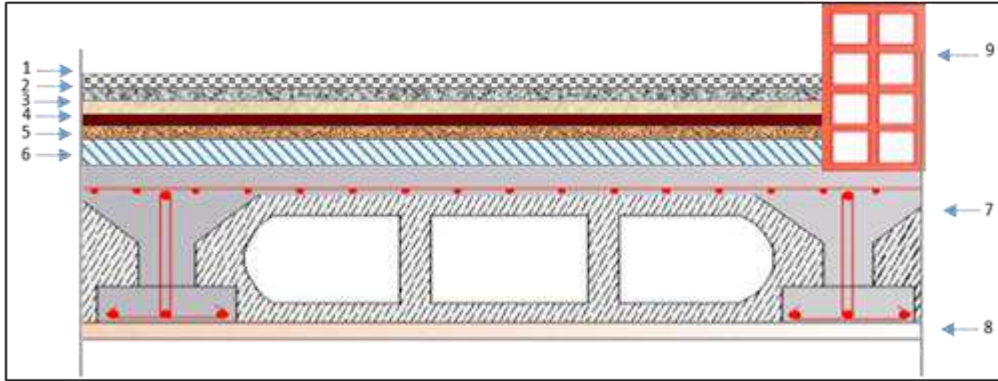


Figure 2.6 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible

Eléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m ³)	Charge G (Kn/m ²)
1	Revêtement en carrelage antidérapant	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
5	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6	Forme de pente (2%)	0.10	22	2.20
7	Dalle en corps creux (16 cm hourdis + 4 cm dalle de compression)	0.2	14.25	2.85
8	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
9	Cloison	0.1	10	1
Charge permanente totale G_{totale}				7.69

Tableau 2.2 : Charges permanentes pour le plancher terrasse accessible.

• **Plancher étages courants :**

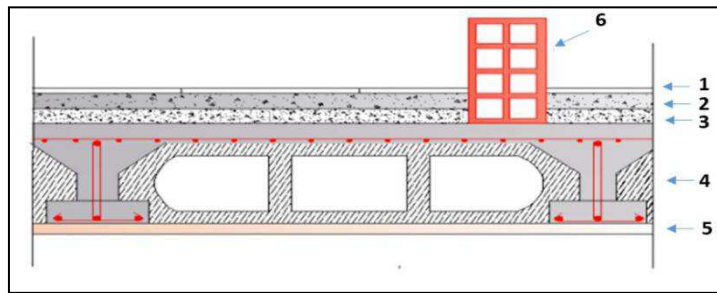


Figure 2.7: Coupe verticale d'un plancher à corps creux de l'étage courant.

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m ³)	Charge G (Kn/m ²)
1- Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2- Mortier de pose	0.02	20	0.4
3- Couche de sable	0.02	18	0.36
4- Plancher en corps creux	0.2	14.25	2.85
5- Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6- Cloison de séparation	0.1	10	1
Charge permanente totale G_{totale}			5.21

Tableau 2.3: Charges permanentes pour le plancher étage courant.

• **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs, murs extérieur et murs intérieurs :

- Murs extérieurs :

C'est une double cloison en brique creuse de 30 cm d'épaisseur (10+10+10).

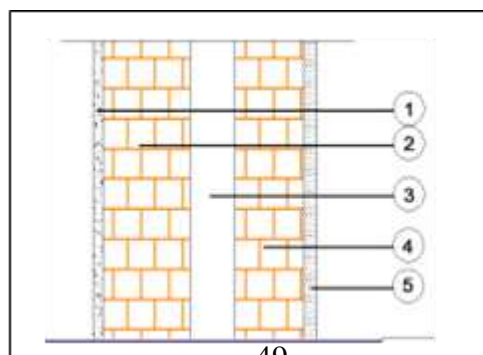


Figure 2.8 : coupe verticale du mur extérieur

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m ³)	Charge G (Kn/m ²)
1- Mortier ciment	0.02	18	0.36
2- Brique creuse	0.1	9	0.90
3- Lame d'air	0.1	/	/
4- Brique creuse	0.1	9	0.90
5- Enduit plâtre	0.2	10	0.20
Charge permanente totale G_{totale}			2.36

Tableau 2.4 : Charges permanentes revenantes aux murs extérieurs

- **Murs intérieurs** : Charges permanentes revenantes aux murs intérieures :

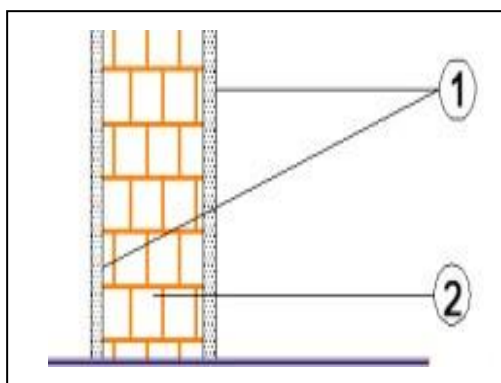


Figure 2.9 : Coupe verticale du mur intérieur

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m ³)	Charge G (Kn/m ²)
1-Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2-Brique creuse	0.1	9	0.90

1-Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{totale}			1.30

Tableau 2.5 : Charges permanentes revenantes aux murs intérieurs

- **Dalle pleine :**

Charges permanentes revenantes à la dalle pleine :



Figure 2.10 : Coupe verticale d'une dalle pleine

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m^3)	Charge G (Kn/m^2)
1- Résine polyuréthane	/	/	0.01
2- Dalle pleine	0.15	25	3.75
3- Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G_{totale}			3.96

Tableau 2.6 : Charges permanentes pour la dalle pleine.

2.4.2.2 Charges d'exploitation Q :

Elles sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Eléments	Surcharges Q (Kn/m ²)
Plancher terrasse accessible	1.5
Plancher étage courant	1.5
Plancher du RDC	5
Escalier	2.5

Tableau 2.7 : Surcharge d'exploitation des différents éléments secondaires

- Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence :

✚ Poids propre des planchers :

$$P = S \times G$$

- Plancher étage courant :

$$P_{pc} = 15.63 \times G$$

$$P_{pc} = 15.63 \times 5.21$$

$$P_{pc} = \mathbf{81.43 \text{ KN}}$$

- Plancher terrasse :

$$P_{pt} = 15.63 \times G$$

$$P_{pt} = 15.63 \times 7.69$$

$$P_{pt} = \mathbf{120.19 \text{ KN}}$$

✚ Poids propre des poutres :

$$P_{poutre} = (b \times h \times \rho) \times L$$

Avec : ρ : poids volumique du béton

L : longueur de la poutre

- Les poutres principales (30×45) cm² :

$$L_{pp} = 2.65 + 2.65 = 5.3 \text{ m}$$

$$P_{pp} = (0.30 \times 0.45 \times 25) \times (2.65 + 2.65)$$

$$P_{pp} = \mathbf{17.88 \text{ KN}}$$

- Les poutres secondaires (30×35) cm² :

$$L_{PS} = 1.45 + 1.5 = 2.95 \text{ m}$$

$$P_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 25) \times (1.45 + 1.5)$$

$$P_{ps} = 7.74 \text{ KN.}$$

- poids total : $P_{tot} = P_{pp} + P_{ps} = 25.62 \text{ KN.}$

✚ Poids propre des poteaux :

$$P_{poteaux} = S \times \rho \times h_e$$

Avec : S : section des poteaux en zone II $\geq 25 \text{ cm}$ (RPA 99/version 2003).

ρ : poids volumique du béton.

h_e : hauteur d'étage.

- Niveau d'entre sol :

$$h_e = 4.59 \text{ m}$$

$$P_p = (0.25 \times 0.25) \times 4.59 \times 25$$

$$P_p = 7.73 \text{ KN.}$$

- Niveau du RDC : $h_e = 3.91 \text{ m}$

$$P_p = (0.25 \times 0.25) \times 3.91 \times 25$$

$$P_p = 6.10 \text{ KN.}$$

- Niveau des étages courants :

$$h_e = 3.06 \text{ m}$$

$$P_p = (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25$$

$$P_p = 4.78 \text{ KN.}$$

- Niveau des étages attique :

$$h_e = 3.06 \text{ m}$$

$$P_p = (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25$$

$$P_p = 4.78 \text{ KN.}$$

- Charges d'exploitation Q :

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1.5 \times 15.63 = 23.44 \text{ KN}$

- Plancher étage courant : $Q_2 = 1.5 \times 15.63 = 23.44 \text{ KN}$

- Plancher d'entre sol : $Q_1 = 2.5 \times 15.63 = 39.07 \text{ KN}$

- Plancher RDC : $Q_{rdc} = 5 \times 15.63 = 78.15 \text{ KN}$

2.4.3 Descente de charge :

Pour déterminer la descente des charges, nous nous référons aux prescriptions du « DTR BC2.2 ». Ce document préconise l'application d'une dégression de charge d'exploitation lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux. Cette réduction prend en compte la non-simultanéité des surcharges sur l'ensemble des planchers. Ainsi, la loi de dégression des charges doit être intégrée dans le calcul de la structure. Cette loi s'exprime de la manière suivante :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Avec :

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation à l'étage i.

n : numéro d'étage du haut vers le bas.

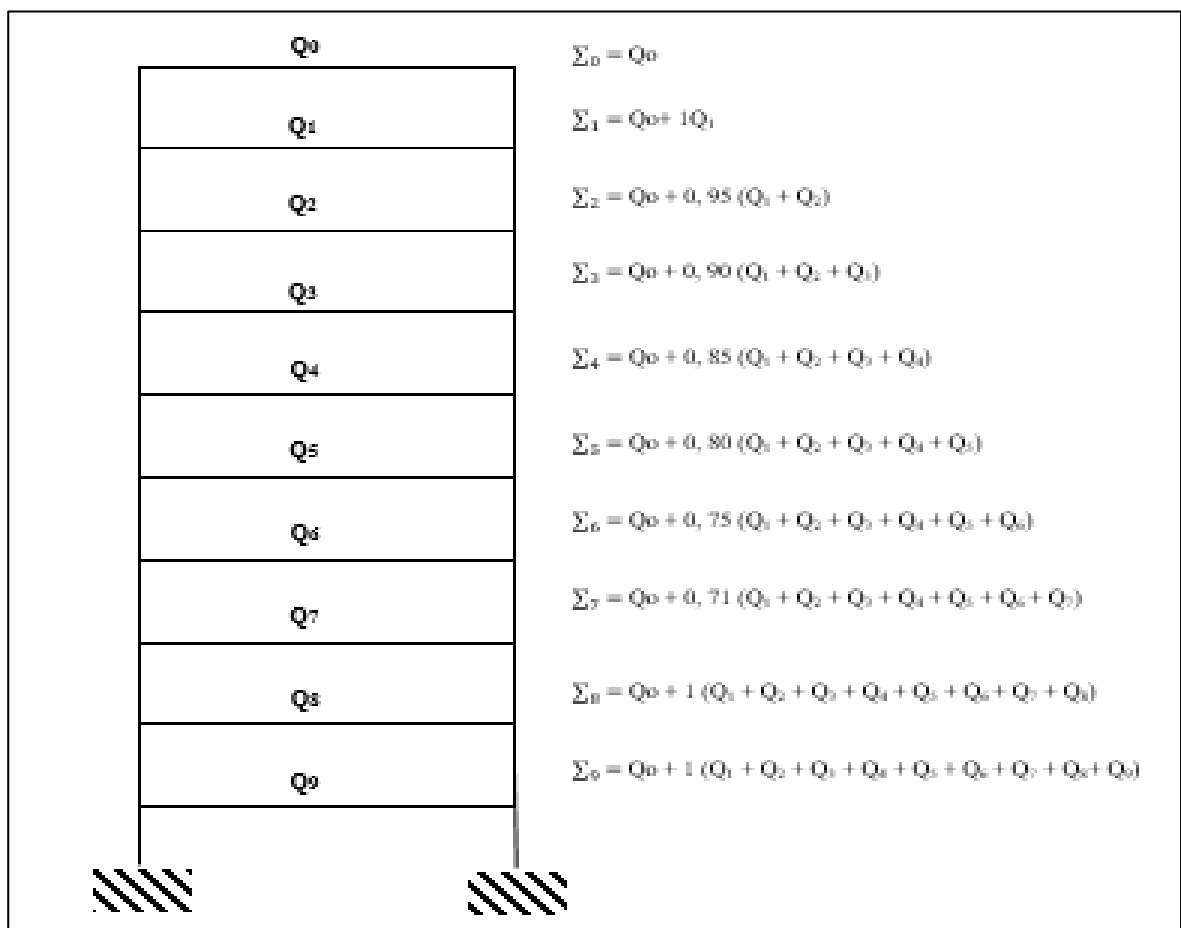


Figure 2.11 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX).

N°	Entre sol	RD C	1 ^{er}	2 ^{ém} e	3 ^{ém} e	4 ^{ém} e	5 ^{ém} e	6 ^{ém} e	Terrasse
coefficient	1	1	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1	1

2.4.3.1 Coefficient de dégression des charges :

Tableau 2.8 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

2.4.3.2 Les surcharges d'exploitation cumulées :

Niveau	Opérations	Résultats (KN)
Terrasse	$Q_0 = 23.44$	23.44
Niveau 6	$Q_0 + Q_1 = 23.44 + 23.44 =$	46.88
Niveau 5	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 23.44 + 0,95 (23.44 + 23.44) =$	67.97
Niveau 4	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 23.44 + 0,90 (23.44 \times 3) =$	86.72
Niveau 3	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 23.44 + 0,85 (23.44 \times 4) =$	103.13
Niveau 2	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 23.44 + 0,80 (23.44 \times 5) =$	117.2
Niveau 1	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 23.44 + 0,75 (23.44 \times 6) =$	128.92
RDC	$Q_0 + 1 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 23.44 + 1 (23.44 \times 6) + 78.15 =$	242.23
ENTRE SOL	$Q_0 + 1 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) =$	281.3

Tableau 2.9 : Tableau récapitulatif de la dégression des charges d'exploitation.

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Effort normal	Section du poteau (Cm ²)	
	Planchers	poutres	poteaux	Gtotal	Gcumulé	Qpi	Qcumulé	Ns = G+Q	$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
								Ns (KN)		
Terrasse	120.19	25.62	4.78	150.6	150.6	23.44	23.44	174.04	116.02	(30 × 35)
Niveau 6	81.43	25.62	4.78	92.4	243	46.88	70.32	313.32	208.88	(30 × 35)
Niveau 5	81.43	25.62	4.78	92.4	335.4	67.97	138.29	473.69	315.79	(30 × 35)
Niveau 4	81.43	25.62	4.78	92.4	427.8	86.72	225.01	652.81	435.2	(35 × 40)
Niveau 3	81.43	25.62	4.78	92.4	520.2	103.13	328.14	848.34	565.56	(35 × 40)
Niveau 2	81.43	25.62	4.78	92.4	612.6	117.2	445.34	1057.86	705.24	(35 × 40)
Niveau 1	81.43	25.62	4.78	92.4	705	128.92	574.26	1279.26	852.84	(40 × 45)
RDC	81.43	25.62	6.10	93.72	798.72	242.23	816.49	1615.21	1076.8	(40 × 45)
Entresol	81.43	25.62	7.73	95.35	894.07	281.3	1097.77	1991.84	1327.89	(40 × 45)

Tableau 2.10 : : Récapitulatif de la descente de charges.

2.4.3.3 Récapitulatif de la descente des charges :

2.4.4 Vérification des exigences du RPA99 (2003) :

Les dimensions de la section transversal des poteaux situé en zone II doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 \leq b/h \leq 4$

Avec : b, h : dimensions des poteaux

Poteau x	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculées	vérifications
(30 × 35)	$\text{min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(30,35) \geq 25\text{cm}$	Conditions vérifiées
	$\text{min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{min}(30,35) \geq 306/20 = 15.3$	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$1/4 \leq 30/35 \leq 4$	
(35 × 40)	$\text{min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(35,40) \geq 25\text{cm}$	Conditions vérifiées
	$\text{min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{min}(35,40) \geq 306/20 = 15.3$	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$1/4 \leq 35/40 \leq 4$	
(40 × 45)	$\text{min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(40,45) \geq 25\text{cm}$	Conditions vérifiées
	$\text{min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{min}(40,45) \geq 306/20 = 15.3$	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$1/4 \leq 40/45 \leq 4$	
(40 × 45)	$\text{min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(40,35) \geq 25\text{cm}$	Conditions vérifiées
	$\text{min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{min}(40,45) \geq 391/20 = 19.55$	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$1/4 \leq 40/45 \leq 4$	
(40 × 45)	$\text{min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{min}(40,35) \geq 25\text{cm}$	Conditions vérifiées
	$\text{min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{min}(40,45) \geq 495/20 = 24.75$	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$1/4 \leq 40/45 \leq 4$	

Tableau 2.11 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99

- **Sections des poteaux adoptées :**

- Entre sol, RDC, 1er étage ; (40×45) cm².
- 2eme au 4eme étage : (35×40) cm².
- 5eme et 6e étage : (30×35) cm².

2.4.5 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité structurelle qui peut affecter les éléments soumis à des efforts de compression, en particulier lorsque ceux-ci présentent une grande élancement. Sous l'effet de sollicitations défavorables, ces éléments risquent de se déformer de manière incontrôlée.

Par conséquent, il est essentiel de vérifier l'élancement « λ » des poteaux afin d'évaluer leur capacité à résister à ce type d'instabilité :

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

Avec :

λ : élancement du poteau.

l_f : longueur de flambement. $l_f = (0.7 \times l_0)$

L_0 : longueur libre du poteau.

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

I : inertie du poteau. $I = \frac{bh^3}{12}$

S : section transversale du poteau. (b × h) cm²

On remplace dans λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}} = \frac{0.7L_0 \sqrt{12}}{h} = \frac{2.425 \times L_0}{h}$$

Niveaux	L0	(h × b) cm ²	λ	vérification
Entre sol	4.59	40×45	27.82	Condition vérifiée
RDC	3.91	40×45	23.64	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	3.06	40×45	18.55	Condition vérifiée
2 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	3.06	35×40	21.20	Condition vérifiée
5 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	3.06	30×35	24.73	Condition vérifiée

Tableau 2.12 : Vérification des sections des poteaux au flambement

- La condition de l'élançement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Conclusion

Dans ce 2^{ème} chapitre on a pré dimensionné les éléments de notre structure comme suit :

- Les plancher :

Hauteur de plancher à corps creux : 20 cm soit un plancher de (16+4) cm.

- Les poutres :
 - Poutres principales : (30x45) cm².
 - Poutres secondaires : (30x35) cm².
- Les poteaux :
 - entre sol , RDC et 1^{er} : (40x45) cm².
 - 2^{ème} au 4^{ème} étage : (35x40) cm².
 - 5^{ème} et 7^{ème} étage : (30x35) cm².
- Les voiles :
 - -Voile entre sol : ep = 25 cm
 - Voile RDC : ep = 20 cm.
 - Voile étage courant : ep = 15 cm.
- Dalles plaines : épaisseur de 15 cm.

CHAPITRE 03 :

Calcul des éléments secondaires

3. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est d'effectuer une étude détaillée et ciblée pour chaque élément structurel secondaire, notamment les planchers, les escaliers, et la dalle de la salle des machines. Cette étude se concentrera sur les calculs de dimensionnement, aspects de dimensionnement, le renforcement en acier, ainsi que les différentes vérifications nécessaires. Toutes les étapes seront réalisées en stricte conformité avec les normes du BAEL 91 (modifié 99) et le Règlement de la Construction Parasismique (RPA).

3.1 Plancher :

Notre projet est doté de planchers constitués de corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées orientées selon la petite portée.

Trois types de planchers sont présents dans notre projet (service, habitation, terrasse), les calculs seront effectués pour déterminer le plancher le plus sollicité, pour ensuite appliquer le même renforcement (ferraillage) pour tous les planchers. La structure du plancher en corps creux est la suivante :

- Poutrelles de section en T.
- Remplissage en corps creux servant de coffrage perdu, assurant également l'isolation thermique et acoustique avec une épaisseur de 16 cm.
- Dalle de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression.

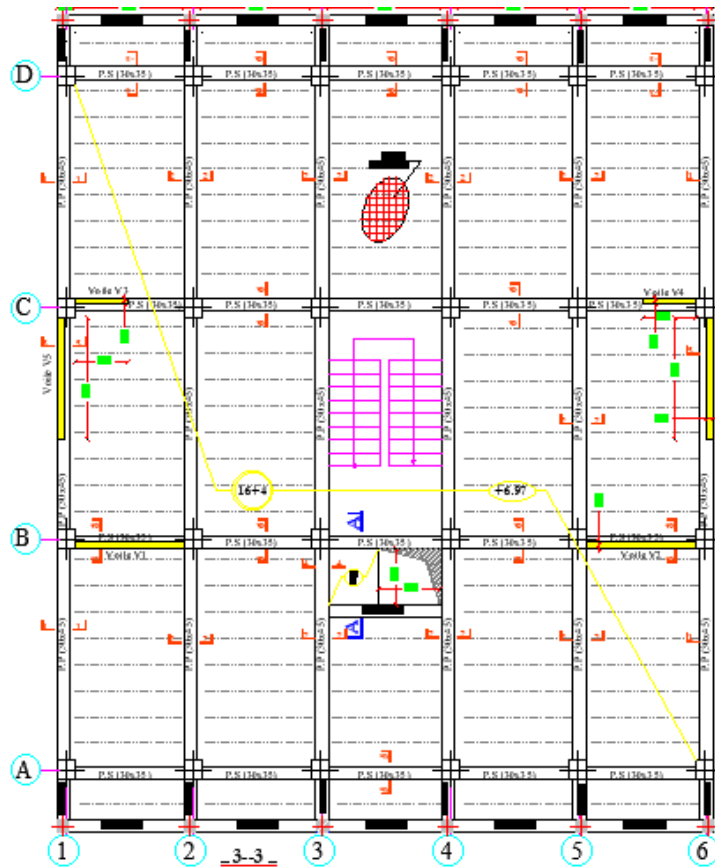


Figure 3.1 : la disposition des poutrelles

3.1.1 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression consiste en une dalle de 4 cm d'épaisseur coulée sur place, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) avec des mailles de dimensions spécifiques :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles),
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

Ce quadrillage d'armature a pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges, notamment celles correspondant aux charges appliquées.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

3.1.1.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp}):

- Pour $50 \text{ cm} \leq L' \leq 80 \text{ cm}$: $A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e}$
- Pour $L' \leq 50 \text{ cm}$: $A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$

Avec :

L' : distance entre axes des poutrelles (cm).

A_{\perp} : Section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

f_e : Limite d'élasticité des barres en acier ($f_e = 520\text{MPa}$)

Dans notre cas : $L' = 65 \text{ cm}$ et $f_e = 520\text{MPa}$

$$\text{D'où} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : **$A_{\perp} = 5 \text{ T } 5 = 0,98 \text{ cm}^2$**

Avec un espacement : **$s_t = 15 \text{ cm}$** .

3.1.1.2 Armatures parallèles aux poutrelles (A //) :

$$A // \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Avec : $A //$: Section des armatures parallèles aux poutrelles.

Nous optons pour : $A // = 5 \text{ T } 5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $s_t = 15 \text{ cm}$.

Conclusion : Nous choisirons un treillis soudé de type TLE 520, mesurant 15 cm par 15 cm en section, et avec un diamètre de barre de $\Phi 5$.

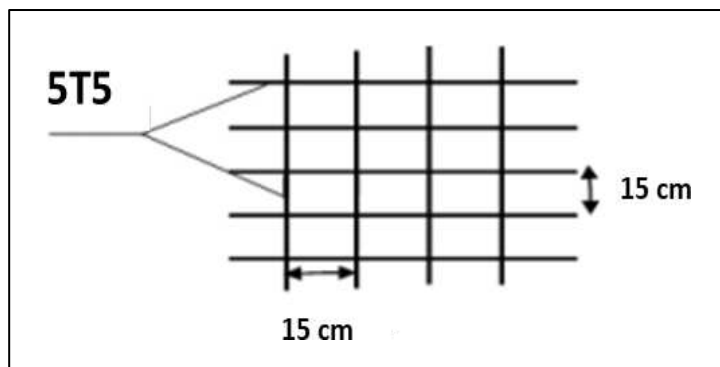


Figure 3.2 : Disposition du treillis soudé dans un plancher en corps creux

3.1.2 Études des poutrelles :

3.1.2.1 Disposition des poutrelles :

Les poutrelles sont soumises à une charge uniformément répartie. Nous étudierons la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui supporte la charge d'exploitation la plus élevée. Le choix de l'orientation des poutrelles dépend de deux critères principaux :

- **Critère de la petite portée :** les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- **Critère de la continuité :** en cas de dimensions égales dans les deux sens, les poutrelles seront disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

3.1.2.2 Calculs des poutrelles :

Le processus de calcul s'effectuera en deux étapes distinctes : d'abord avant le coulage de la dalle de compression, puis après.

- **1^{er} Étape : avant coulage de la dalle de compression :**

Considérant la poutrelle préfabriquée comme une poutre rectangulaire (12×4) simplement appuyée sur ses deux extrémités, travaillant en flexion simple, doit être dimensionnée pour supporter son poids propre, celui des corps creux, ainsi que la surcharge due à l'activité de l'ouvrier.

➤ **Dimensionnement :**

- $b = 12\text{cm}$ Largeur de la poutrelle.
- $h = 4\text{cm}$ Hauteur de la poutrelle.
- $c = 2\text{cm}$ Enrobage.
- $d = 2\text{cm}$ Hauteur utile.

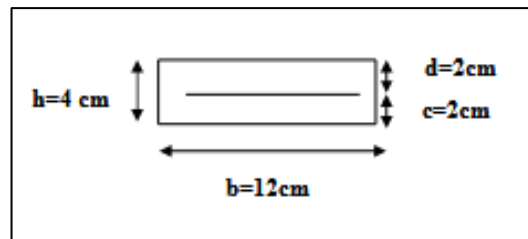


Figure 3.3 : Section transversale de la poutrelle

➤ **Chargement :**

- Poids propre de la poutrelle $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.
- Poids du corps creux $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$.
- Poids total : $0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$; $G = 0.74 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.

Donc :

- Charge permanente : $G = 0.74 \text{ KN/ml}$.
- Charge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.

✚ **Calcul à l'ELU :**

- Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 (0.74) + 1,5 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

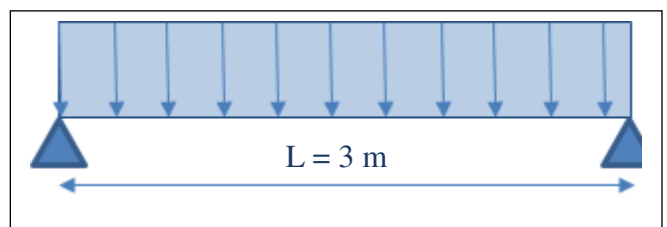


Figure 3.4 : Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle.

- Le moment en travée :

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times (3)^2}{8} = 2,81 \text{ KN/ml}$$

- L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times (3)}{2} = 3,75 \text{ KN/ml}$$

- Section d'armatures :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,81 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 4,12 > \mu_l = 0.392$$

→ La section est doublement armée (SDA).

Conclusion : Avec les dimensions limitées de la poutrelle (12 × 4), l'incorporation de deux nappes d'armatures est irréalisable. En conséquence, des étais intermédiaires doivent être intégrés, avec un espacement compris entre 80 cm et 120 cm. Ceci garantira le support adéquat des charges appliquées, tout en évitant le besoin d'armatures comprimées (ASC = 0).

• **2^{ème} Étape : Après la réalisation 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 de section en T reposant sur plusieurs appuis avec une inertie constante.

les appuis de rive sont considérés comme partiellement encastrés et les appuis intermédiaires comme étant simple.

Selon les normes du calcul du BAEL91 la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure, est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_{1= \min} \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_{max}}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_{max}}{2} \end{cases}$$

➤ **Dimensionnement :**

- $b = 65 \text{ cm}$; distance entre deux axes de deux poutrelles
- $h = (16+4) \text{ cm}$; hauteur du plancher en corps creux
- $b_0 = 12 \text{ cm}$; largeur de la poutrelle
- $h_0 = 4 \text{ cm}$; épaisseur de la dalle de compression
- b_1 : débord

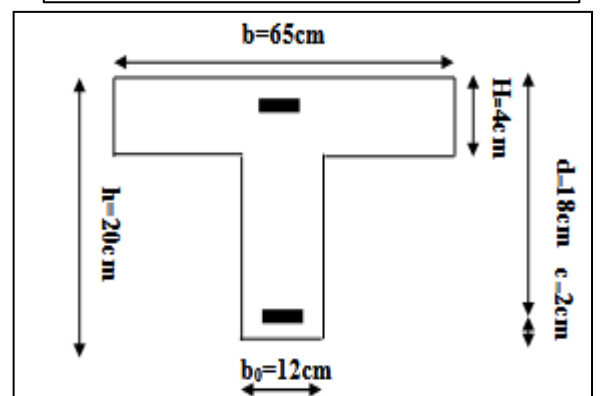
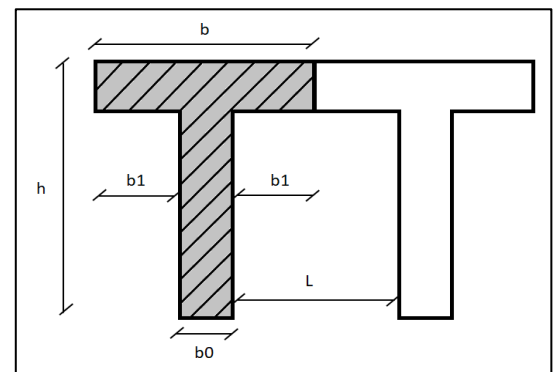


Figure 3.6: Caractéristiques géométriques de la poutre

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

L: distance entre deux faces voisines de deux poutrelles :

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

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

A l'ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65.$

A l'ELS : $q_s = (G + Q) \times 0.65.$

Niveau	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
Terrasse accessible	7.69	1.5	8.21	5.97
Etage courant	5.21	1.5	6.03	4.36
RDC à usage commercial	5.21	5	9.44	6.63

Tableau 3.1 : Charges et surcharges revenants aux poutrelles

Analyse des charges :

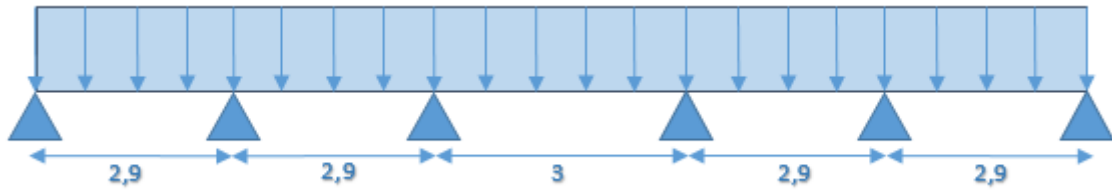
la charge la plus critique contraignante pour le plancher du rez-de-chaussée est traitée en priorité, ce qui nécessite le calcul suivant puisqu'il s'agit du plancher le plus sollicité défavorable :

À l'ELU : $q_u = 9.44 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $q_s = 6.63 \text{ KN/ml}.$

Dans le cadre de notre projet, nous identifions 2 type de disposition de poutrelles :

1^{ère} Configuration : Une poutrelle qui repose sur 6 appuis, couvrant 5 travées



2^{ème} Configuration : Une poutrelle qui repose sur 3 appuis, couvrant 2 travées

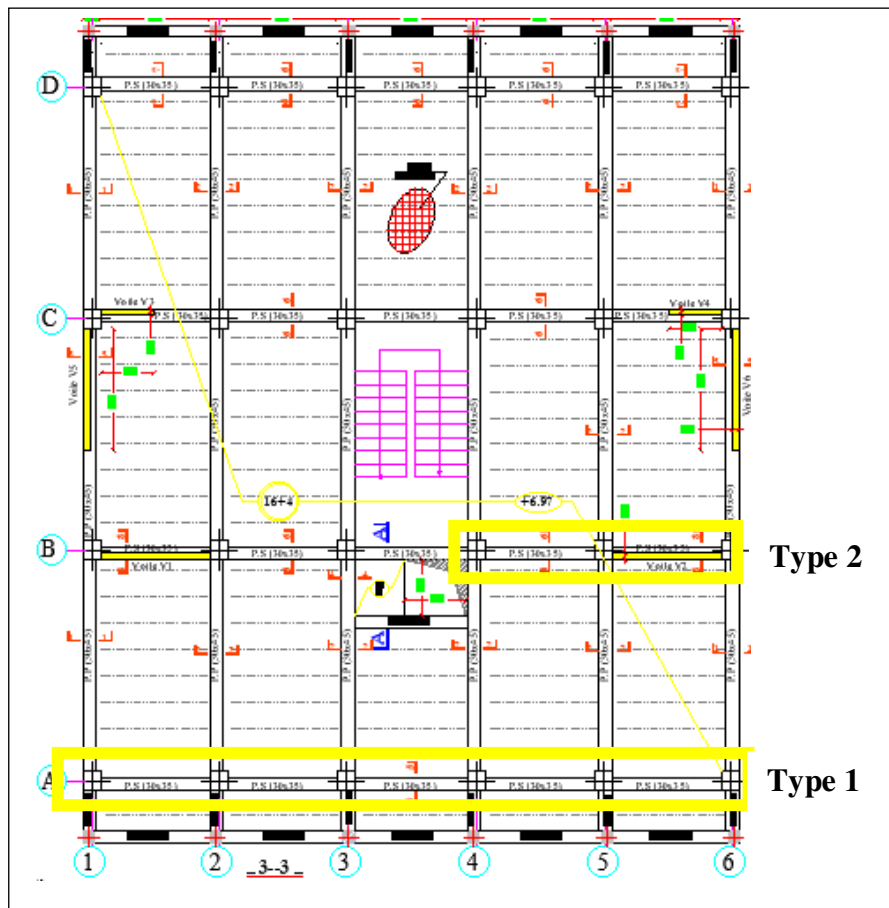
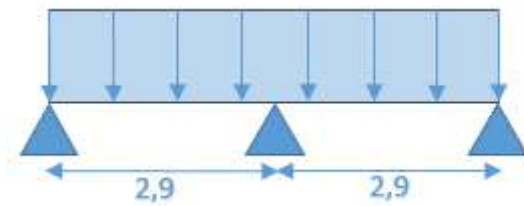


Figure 3.7 : schéma représentent trois types de poutrelles

3.1.2.3 Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, en fonction de la configuration spécifique du plancher, en utilisant l'une des méthodes suivantes :

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

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

- **Méthode forfaitaire :**

Cette méthode implique une évaluation des moments dans les travées et aux appuis en utilisant une fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant «M0 » dans la travée. Cette évaluation repose sur l'hypothèse d'une travée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée étudiée.

➤ **Domaine d'application de la méthode : (BAEL91/Art B.6.2.210) :**

La méthode forfaitaire s'applique aux constructions courantes dont les charges d'exploitation restent modérées c'est-à-dire : $Q \leq \max \{2G, 5\text{KN}\}$

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (BAEL91/ (modifié 99) Art B.2.11) :**

- a) La surcharge $Q \leq \min (2 G ; 5 [\text{kN/m}^2])$.
- b) Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- c) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable

❖ **Etude du premier cas : (poutrelle sur 6 appuis et 5 travées)**

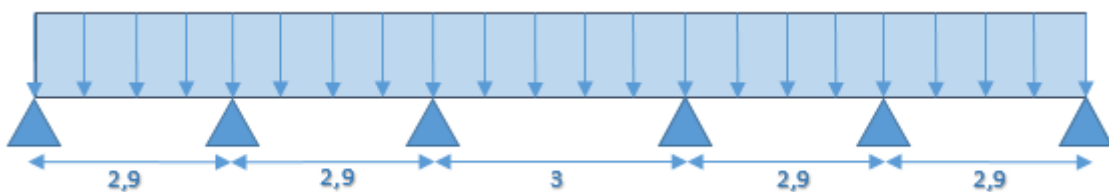


Figure 3.8: schéma statique de la poutrelle à 5 travées.

➤ **Calcul de poids et surcharges des planchers : $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$**

$$Q_{\text{RDC}} = 5 \times 0,65 = 3,25$$

$$Q = 3,25 \leq \min (6,733 ; 5 (\text{KN} / \text{m}^2)) \quad \left. \begin{array}{l} 2G = 2 \times 5,21 \times 0,65 = 6,733 \\ \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées → Condition vérifiée.**

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

Application numérique : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{2,9}{2,9} = 1 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{2,9}{3} = 0,96 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_3}{l_4} = \frac{2,9}{2,9} = 1,03 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_4}{l_5} = \frac{2,9}{2,9} = 1 \leq 1,25 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion : Après avoir examiné toutes les conditions requises, il est évident que la méthode forfaitaire est pleinement justifiée et applicable.

➤ **Exposé de la méthode :**

α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation

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

M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée.

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges.

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} \quad ; \text{ dont « l » longueur entre nus d'appuis.}$$

M_w : moments en valeurs absolues sur appui de gauche.

M_e : moments en valeurs absolues sur appui de droite.

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

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

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0, \text{ Pour une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0, \text{ Pour une travée de rive.}$$

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

- $0,6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées

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



Figure 3.9: coefficients des moments sur appuis poutrelle cas 1

➤ **Application de la méthode :**

- **Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions $f(\alpha)$:**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \rightarrow \quad \alpha = \frac{5}{5+5,21} = 0.49$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$1 + 0.3\alpha$	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$
0.49	1.147	0.573	0.673

Tableau 3.2 : tableau des coefficients.

❖ A l'ELU : $G = 5.21 \text{ KN/ml}$; $Q = 5 \text{ KN/ml}$; $q_u = 9.44 \text{ KN/m}$

- **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{0i} = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

M_{0i}	l_i	Valeur du moment isostatique
M_{01}	2,9	9,2
M_{02}	2,9	9,2
M_{03}	3	10,62
M_{04}	2,9	9,92
M_{05}	2,9	9,92

Tableau 3.3 : les moments isostatiques

• Calcul des moments sur appuis :

M_A	2,97
M_B	4,96
M_C	4,24
M_D	4,24
M_E	4,96
M_F	2,97

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 9,2 = 2,97 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = 0,5 \times M_{01} = 0,3 \times 9,92 = 4,96 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{ Max } (M_{02}, M_{03}) = 0,4 \times M_{03} = 0,4 \times 10,62 = 4,24 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{ Max } (M_{03}, M_{04}) = 0,4 \times M_{03} = 0,4 \times 10,62 = 4,24 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{ Max } (M_{04}, M_{05}) = 0,5 \times M_{05} = 0,3 \times 9,92 = 4,96 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 M_{05} = 0,3 \times 9,92 = 2,97 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.4 : les moments sur appuis

➤ Les moments aux appuis sont résumés dans ce tableau suivant →

• Calcul des moments en travées :

❖ Pour les travées de rive :

$$M_{t_{(i),(i+1)}} \geq \max[1,05M_{0i}; (1 + 0,3\alpha)M_{0i}] - \frac{M_i + M_{i+1}}{2}$$

$$M_{t_{(i),(i+1)}} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

❖ Pour les travées intermédiaires :

$$M_{t_{(i),(i+1)}} \geq \max[1,05M_{0i}; (1 + 0,3\alpha)M_{0i}] - \frac{M_i + M_{i+1}}{2}$$

$$M_{t_{(i),(i+1)}} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

Type de la travées	Travées	$l_i(m)$	$M_i (KN.m)$	$M_{i+1} (KN.m)$	$M_{max} (KN.m)$
Travée de rive	A-B	2,9	2,97	4,96	7,41
Travée intermédiaire	B-C	2,9	4,96	4,24	6,77
Travée intermédiaire	C-D	3	4,24	4,24	7,94
Travée intermédiaire	D-E	2,9	4,24	4,96	6,77
Travée de rive	E-F	2,9	4,96	2,97	7,41

• Calcul des efforts tranchants :

La détermination de l'efforts tranchant en tout point le long d'une poutre est calculée selon la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_i + M_{i+1}}{L_{i+1}} \text{ Avec : } \theta(x = 0) = \frac{q_u \times l}{2} \text{ et } \theta(x = l) = -\frac{q_u \times l}{2}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_w = T_i(x) = \frac{q_u \times l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_t} \\ T_e = T_{i+1}(x) = -\frac{q_u \times l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_t} \end{cases}$$

- T(x): effort tranchant sur appui ;
- M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et (i + 1) respectivement en valeurs algébrique ;
- $\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ;
- T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;
- T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;
- l_t : longueur de la travée considérée.

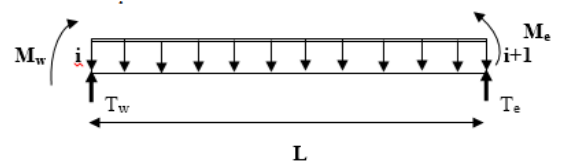


Figure 3.10 : Schéma de calcul des

✓ Exemple d'application :

✓ Travée de rive (AB) :

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{9,44 \times 2,9}{2} + \frac{4,96 - 2,97}{2,99} = 14,34 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{9,44 \times 2,9}{2} + \frac{4,96 - 2,97}{2,9} = -13 \text{ KN}$$

Travées	l_t	M_i (kN. m)	M_{i+1} (kN. m)	$T_i(x = 0)(kN)$	$T_i(x = l_i)(kN)$
A-B	2,9	4,96	4,96	14,34	-13
B-C	2,9	4,96	4,24	13,44	-13,92
C-D	3	4,24	4,24	14,16	-14,16
D-E	2,9	4,24	4,96	13,92	-13,44
E-F	2,9	4,96	2,97	13	-14,34

Tableau 3.6 : Efforts tranchants à l'ELS

• Diagrammes des efforts internes :

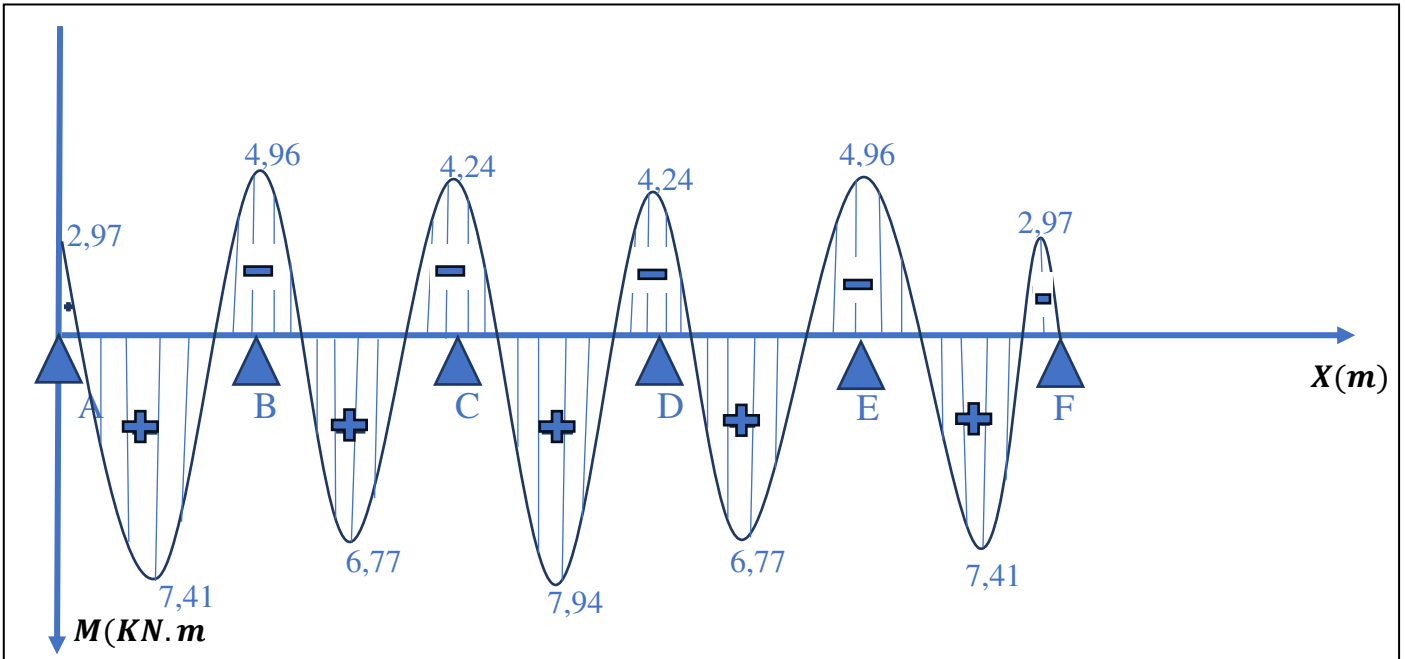


Figure 3.11 : Diagramme des moments à l'ELU poutrelle cas 1

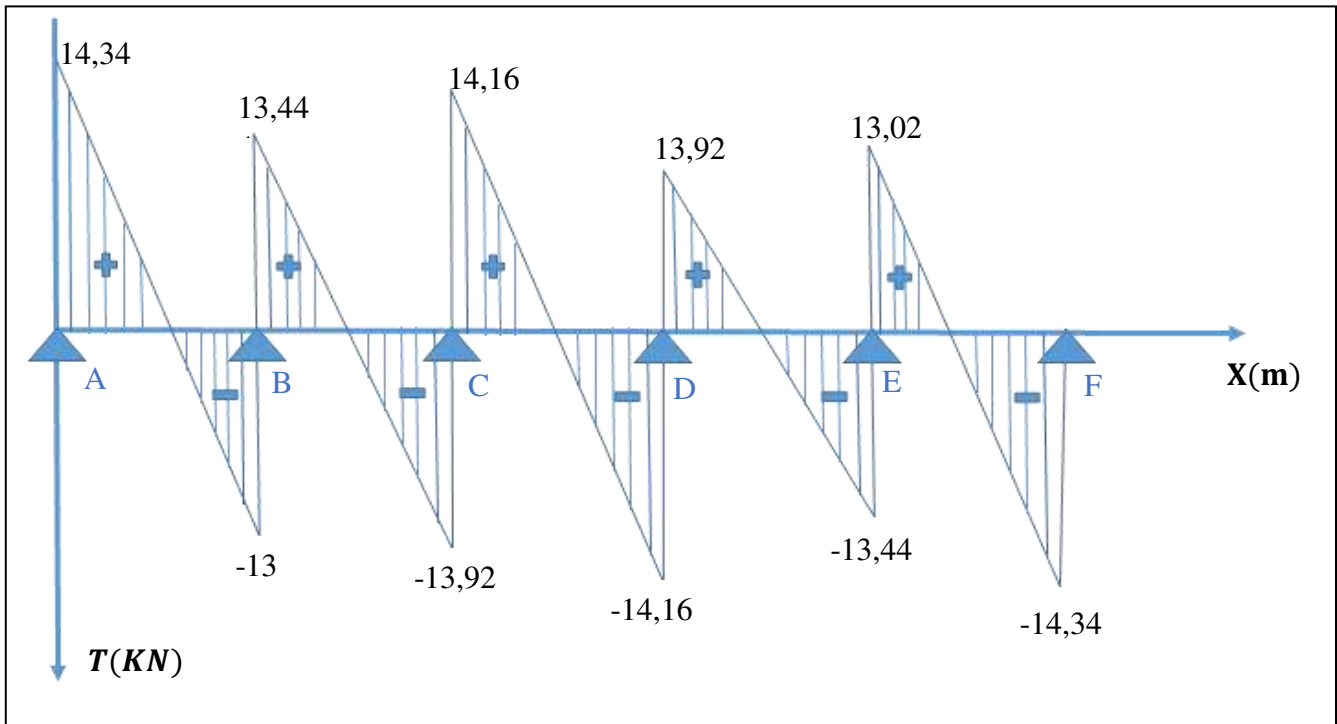


Figure 3.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle cas 1

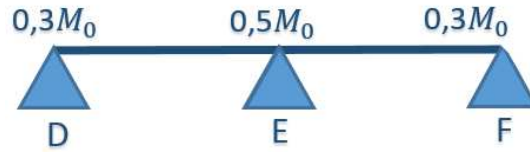


Figure 3.14 : coefficients des moments sur appuis poutrelle cas 2

2,9 2,9

Figure 3.13 : schéma statique de la poutrelle à 2 travées

❖ Etude du deuxième cas : (poutrelle sur 3 appuis et 2 travées)

a) Calcul de poids et surcharges des planchers :
 $Q \leq \min (2 G ; 5 \text{ kN/m}^2)$:

$$\left. \begin{array}{l} Q_{RDC} = 5 \times 0,065 = 3,25 \\ 2G = 2 \times 5,21 \times 0,65 = 6,733 \end{array} \right\} \rightarrow 3,25 \leq \min (6,733 ; 5 \text{ (kN/m}^2)) \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées. → **Condition vérifiée**

c) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

Application numérique :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{2,9}{2,9} = 1 \leq 1,25 \left. \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) La fissuration est considérée comme non préjudicia → **Condition vérifiée**

Conclusion :

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

- Calcul des moments isostatiques :

$$M_{0i} = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

$$\rightarrow M_{01} = M_{02} = \frac{q \times l_i^2}{8} = \frac{9,44 \times 2,9}{8}$$

M_{0i}	l_i	Valeur du moment isostatique
M_{01}	2,9	9,2
M_{02}	2,9	9,2

Tableau 3.7 : moment isostatique

- Calcul des moments aux appuis :

$$M_D = M_F = 0,3M_{01} = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 9,2 = 2,97 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 M_{02} = 0,3 \times 9,92 = 4,96 \text{ KN.m}$$

M_D	2,97
M_E	4,96
M_F	2,97

Tableau 3.8 : moments aux appuis

- Calcul des moments en travées :

Les moments en travées sont obtenus en remplaçant les valeurs de $M_0, (1+0.3\alpha), (\frac{1.2+0.3\alpha}{2}), (\frac{1+0.3\alpha}{2})$ et des moments sur appuis (M_i et M_{i+1}) dans les relations suivantes :

- ✓ Pour les travées de rive :

$$M_{t_{(i),(i+1)}} \geq \max[1.05M_{0i}; (1 + 0.3\alpha)M_{0i}] - \frac{M_i + M_{i+1}}{2}$$

$$M_{t_{(i),(i+1)}} \geq \frac{1,2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

- ✓ Pour les travées intermédiaires :

$$M_{t_{(i),(i+1)}} \geq \max[1.05M_{0i}; (1 + 0.3\alpha)M_{0i}] - \frac{M_i + M_{i+1}}{2}$$

$$M_{t_{(i),(i+1)}} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

- ✓ Exemple de calcul :

Travée DE : (travée de rive)

$$M_{t_{DE}} \geq \max[1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}] - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{t_{DE}} &\geq 1,147 \times 9,92 - \frac{2,97+4,96}{2} = 7,41 \text{ KN.m} \\ M_{t_{DE}} &\geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,673 \times 17,94 = 6,67 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} M_{t_{DE}} = 7,41 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments à L'ELU pour toutes les travées son résumés dans le tableau suivant :

Type de la travées	Travées	$l_i (m)$	$M_i (KN.m)$	$M_{i+1} (KN.m)$	$M_{max} (KN.m)$
Travée de rive	D-E	2,9	2,97	4,96	7,41
Travée de rive	E-F	2,9	4,96	2,97	7,41

Tableau 3.9 : Les moments à L'ELU pour toutes les travées

• Calcul des efforts tranchants :

❖ Exemple d'application :

✓ Travée de rive (DE) :

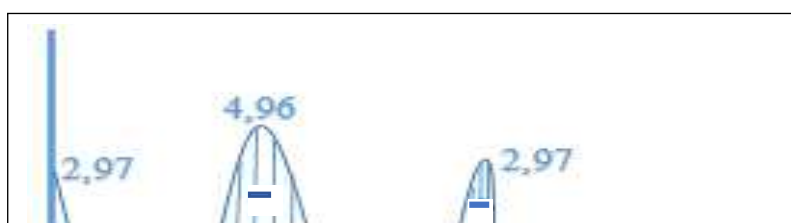
$$T_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{AB}} = \frac{9,44 \times 2,9}{2} + \frac{4,96 - 2,97}{2,9} = 14,36 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{9,44 \times 2,9}{2} + \frac{2,97 - 4,96}{2,9} = -13 \text{ KN}$$

Travées	l_t	$M_i (kN.m)$	$M_{i+1} (kN.m)$	$T_i(x = 0)(kN)$	$T_i(x = l_i)(kN)$
D-E	2,9	2,97	4,96	14,36	-13
E-F	2,9	4,96	2,97	13	-14,36

Tableau 3.10 : Efforts tranchants (2ème travée) à l'ELS

• Diagrammes des efforts internes :



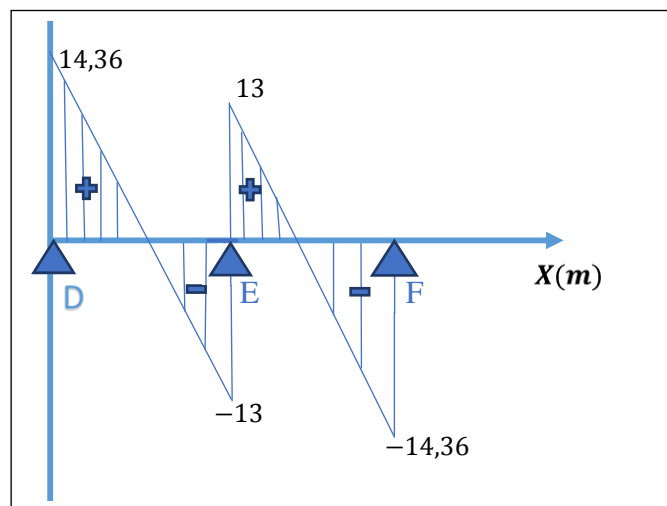


Figure 3.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle cas 2

Les résultats des efforts internes à l'ELU sont données ci-dessous sous forme de tableau :

	Travée	Mw (Mi) (KN.m)	Me (Mi+1) (KN.m)	Mt (KN.m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
Cas N°1	A-B	2,97	4,96	7,41	14,36	-13
	B-C	4,96	4,24	6,77	13,44	-13,92
	C-D	4,24	4,24	7,94	14,16	-14,16
	D-E	4,24	4,96	6,77	13,92	-13,44
	E-F	4,96	2,97	7,41	13	-13,36
Cas N°2	D-E	2,97	4,96	13,40	14,36	-13
	E-F	4,96	2,97	11,60	13	-14,36

Tableau 3.11 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELU

Les calculs qui suivent se feront avec les efforts Max entre les trois types de poutrelles à l'ELU :

$$M_{tmax} = 13,40 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a max} = 4,96 \text{ KN.m ;}$$

$$T_U = 14,36 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures :

- **Armatures longitudinales :**

En travée : $M_{tmax} = 13,40$ KN.m

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

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

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 14.2$ MPA

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{tmax} = 13.40 \text{ KN.m} < 59.072 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (65 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times f_{bu} \times d^2} = \frac{13.40 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.044$$

$\mu = 0.044 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ **La section est simplement armée (SSA).**

$$\mu = 0.0364 \rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.40 \times 10^3}{0.964 \times 18 \times 348} = 2,21 \text{ cm}^2$$

Remarque : On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

$$A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12$ cm et de hauteur $h=18$ cm.

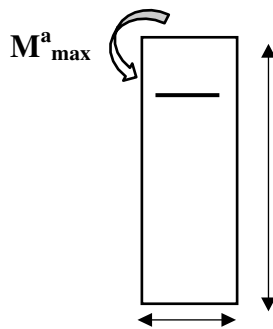


Figure 3.17: Coupe schématique de la poutrelle (appuis).

Le moment max : $M_{a_{max}} = 4.96$ KN.m

$$\mu = \frac{Mq_{max}}{b \times f_{bu} \times d^2} = \frac{4.96 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0869$$

$\mu = 0.089 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ **La section est simplement armée (SSA).**

$$\mu = 0,089 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_{st} = \frac{M_{a_{max}}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.96 \times 10^3}{0.971 \times 18 \times 348} = \mathbf{0.869 \text{ cm}^2}$$

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

$$A_{sa} = \mathbf{2HA10} = 1.79 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t = \min\left(\frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l\right) = \min(12; 5.7; 12) = 5.7 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 6$ avec **At = 2HA6 = 0.57 cm²**

L'espacement des armatures transversales est égal à :

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

Soit : **St = 15 cm**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times st} \geq 0.4 \text{ MPA}$$

$$\frac{0.57 \times 400}{12 \times 15} = 1.2 > 0.4 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres :**

$$\text{Longueur de scellement droit : } L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi S^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}}$$

$$L_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } L_S = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets es au moins égal à : $L_c = 0.4L_S$

$$L_c = 0.4 \times 45 = \mathbf{18 \text{ cm.}}$$

❖ **Vérifications à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

La section d'armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b_0 \times d}{f_e}; \text{ avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

- **En travée :**

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

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

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

$$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{MPa})$$

« Fissuration peu nuisible »

$$\tau_u = \frac{19.328 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.894 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.894 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 14 = \mathbf{131.88 \text{ mm}}$$

Avec :

$\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d\sum U_i} = \frac{19.328 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 131.88} = 0.9 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d\sum U_i} = \frac{19.328 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.58 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

❖ **Vérification à l'ELS :**

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport q_s / q_u :

$$q_u = 9.44 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 6.63 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.63}{9.44} = 0.702$$

Les résultats sont données ci-dessous sous forme de tableau :

	Travée	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
Cas N°1	A-B	2.80	3.48	5.20	10.06	-10.06
	B-C	3.48	2.97	4.75	9.43	-9.77
	C-D	2.97	2.97	5.57	9.94	-9.94
	D-E	2.97	3.48	4.75	9.77	-9.43
	E-F	3.48	5.03	5.20	9.14	-10.06
Cas N°2	D-E	2.80	3.48	5.20	10.06	-9.126
	E-F	3.48	2.08	5.20	9.126	-10.08

Tableau 3.12 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELS

- Diagrammes des efforts internes :

Diagrammes des moments fléchissant :

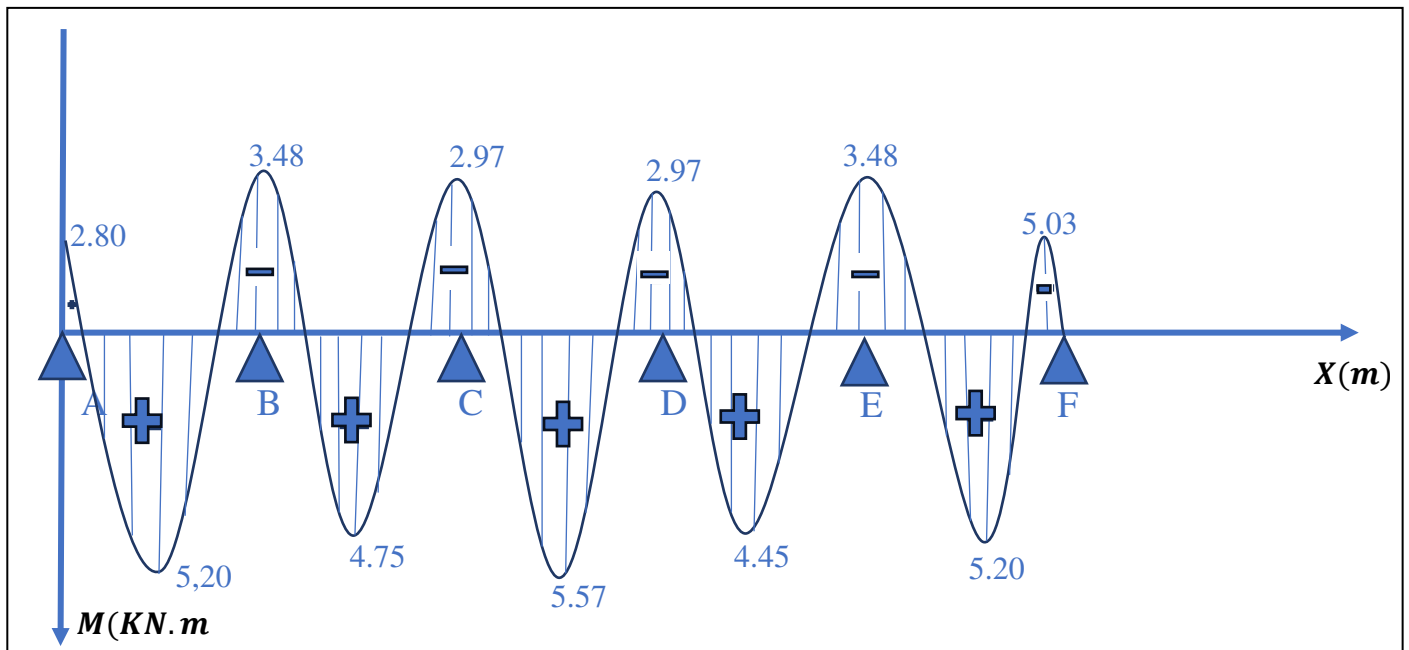


Figure 3.18 : : Diagramme des moments à l'ELS poutrelle cas 1

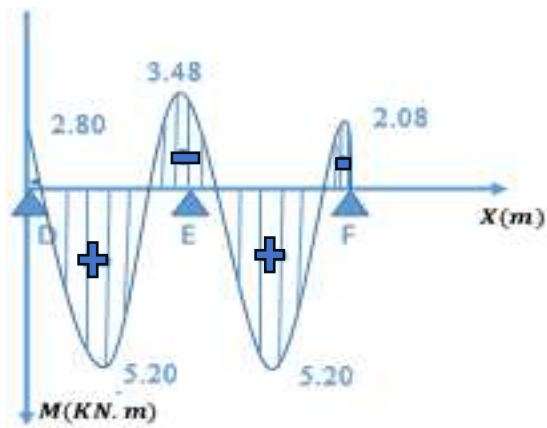


Figure 3.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle cas 2

Diagrammes des efforts tranchants :

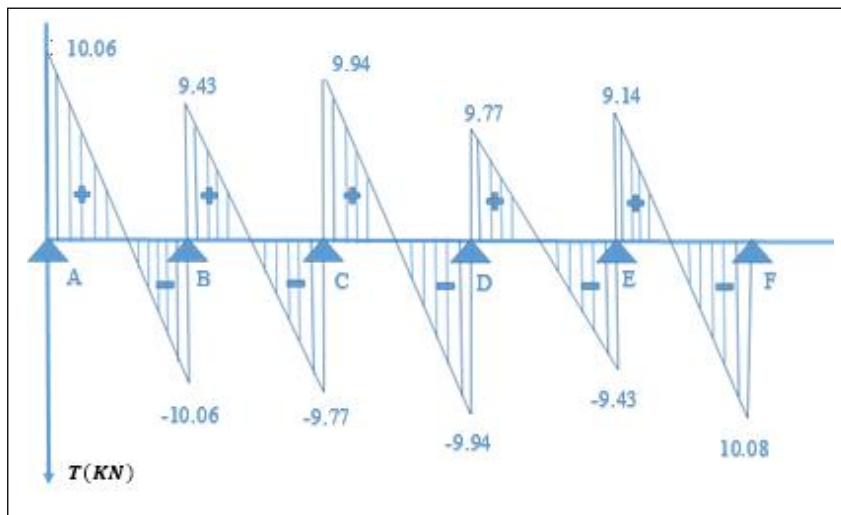


Figure 3.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle cas 1

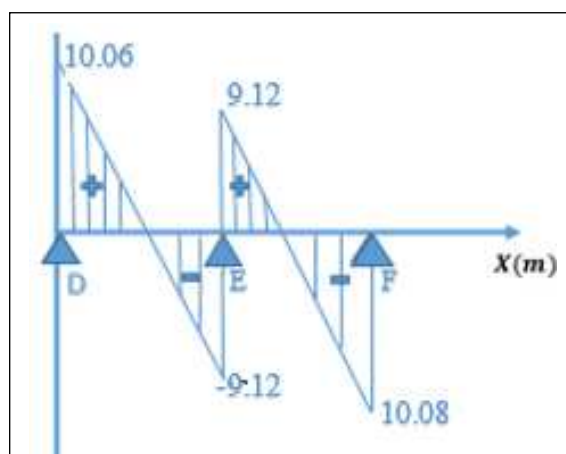


Figure 3.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle cas

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

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- **En travée :** $M_t^{\max} = 5,57 \text{ KN.m}$ $A_{st} = 2.62 \text{ cm}^2$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s}$$

Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,36}{18 \times 12} = 1.09$$

$$\rho_1 = 1.09 \rightarrow \beta_1 = 0.832 \rightarrow K = 14.76$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,57 \times 10^3}{0.832 \times 18 \times 2,36} = 157.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 157.59 < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{157.59}{14.76} = 10.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression

- **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 3,48 \text{ KN.M} ; A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,810$$

$$\rho_1 = 0.810 \rightarrow \beta_1 = 0.871 \rightarrow K = 23.76$$

$$\sigma_s = \frac{3.48 \times 10^3}{0.871 \times 18 \times 1.57} = 141.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 141.38 < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{141.38}{23.38} = 6.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art. A.5.3,2 /BAEL91)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée non préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **Etat limite de déformation : (BAEL91. A .B.6.8.424)**

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
3. $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b_0 : largeur de nervure

Vérification :

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{300} = 0.06 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2- \frac{h}{L} = \frac{20}{300} \cdot 0.06 < \frac{M_{ts}}{15 \times M_0} = \frac{5.51}{15 \times 3.91} = 0.093 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Avec : $M_0 = \frac{qs \times l^2}{8} = \frac{3.48 \times 3^2}{8} = 3.91 \text{ KN.m}$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.36}{18 \times 12} = 0.0109 \leq \frac{3.6}{400} = 0,009 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

→ les conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est indispensable.

- **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_f} < \bar{f} \frac{1}{500}$$

Avec : \bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée. $E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$

I_f : inertie fictive pour les charges de longue durée.

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène.

Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + (15 \times A)$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12)4 + (15 \times 2.36)$$

$$B_0 = 487.4 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/xx = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times Ast \times d$$

$$S/xx = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18$$

$$S/xx = 3461.4 \text{ cm}^3.$$

Calcul de V_1 et V_2 :

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

Calcul de I_0 :

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^2 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7.8 - \frac{4}{2}) \right] + 15 \times 2.36 \times (12.9 - 2)$$

$$I_0 = 19498.116$$

Calcul de μ et I_f :

$$\rho_1 = \frac{Ast}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{18 \times 12} = 0.010$$

$$\rho = 0.010 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$\sigma_s = \frac{5.57 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 2.36} = 133.52 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho} = \lambda = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.010} = 1.68$$

$$= \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28})}; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.010 \times 2.36 + 2.1)}; 0 \right\}$$

$$= \max (0.493 ; 0) = 0.493$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \mu + \lambda_v} = \frac{1.1 \times 19498.116}{1 + 0.493 \times 1.68} = 11891.79 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 + I_f + E} = \frac{5.57 \times 3^2}{10 + 11891.79 \times 10^{-8} \times 10819 \times 10^3} = 0.0038$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 0.6$$

$$f = 3.86 \times 10^{-4} \text{ m} < \bar{f} = 6 \times 10^{-3} \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

- Aux appuis : $A_{sa} = 2\text{HA}10 = 1.79 \text{ cm}^2$
- En travée : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$
- Armatures transversales : $A_t = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$
- Espacement des armatures : $S_t = 15 \text{ cm}$

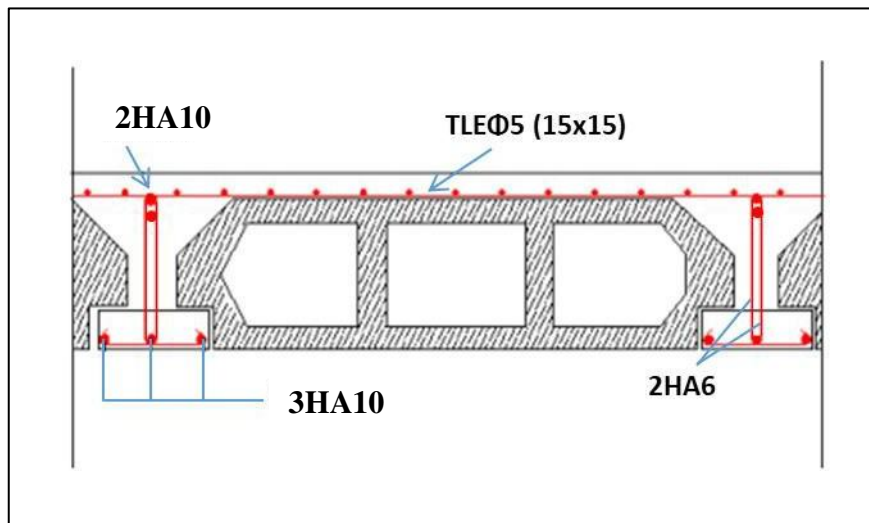


Figure 3.22 : Schéma de ferrailage des planchers

3.2 Etude de la salle machine (ascenseur) :

3.2.1 Introduction :

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre

les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions (1.3×1.6) m² appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle (0.8×0.8) engendré par le système de levage.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 9 tonnes (90 kN).

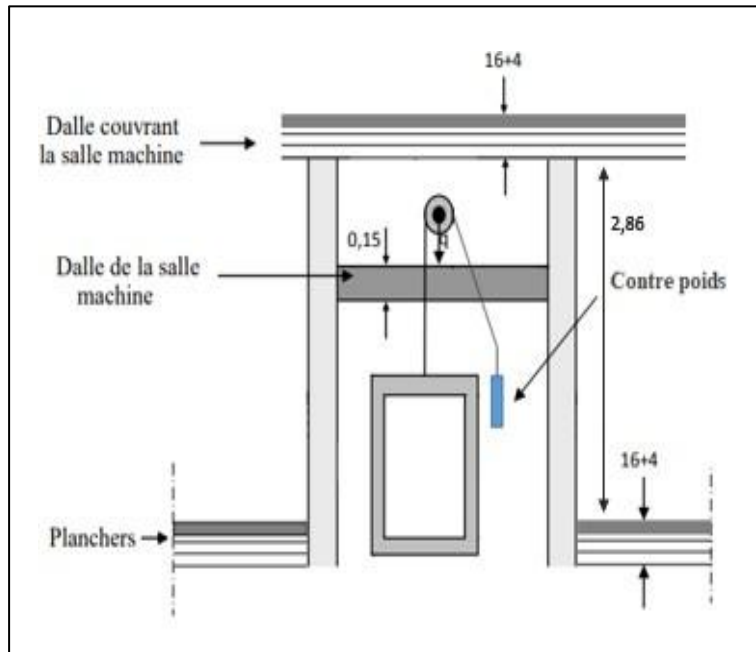


Figure 3.23 : : Représentation schématique de la sale machine

3.2.2 Caractéristiques de l'ascenseur :

Le bloc comporte une cage d'ascenseur, d'une vitesse d'entraînement ($V = 1\text{ m/s}$) :

- La surface de cabinet est : $S = 1.3 \times 1.6 = 2.08\text{ m}^2$
- La charge totale transmise par le système de levage et par la cabine est : $P = 90\text{ KN}$.
- $L_x = 1.3\text{ m}$; $L_y = 1.6\text{ m}$; $S = 2.08\text{ m}^2$

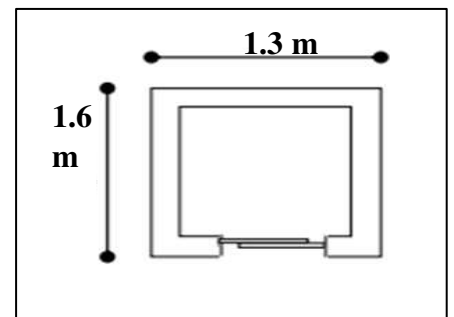


Figure 3.24 : dimensions de l'ascenseur

3.2.3 Détermination des sollicitations :

3.2.3.1 Moments engendrés par le système de levage :

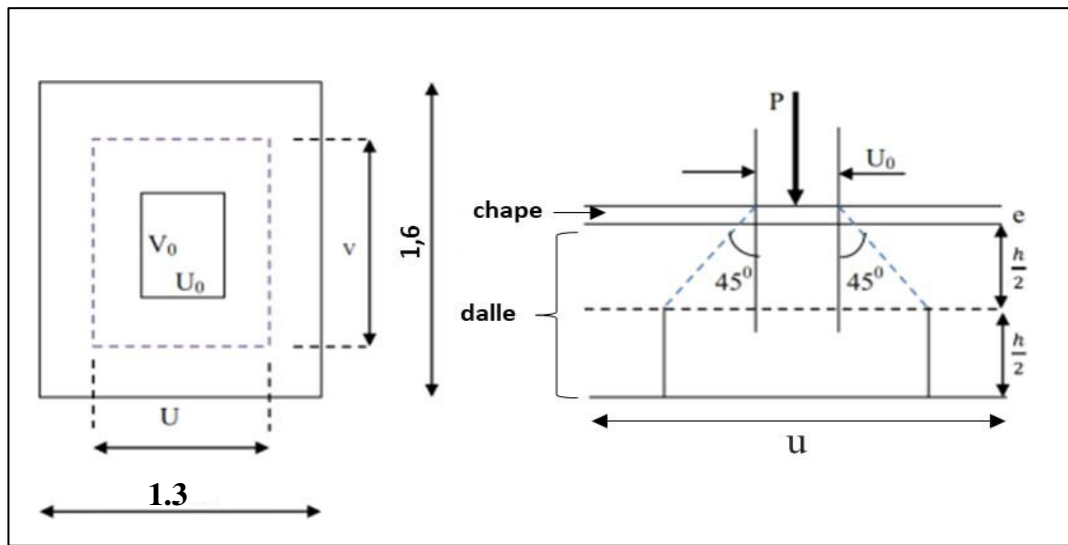


Figure 3.25 : Schéma représentatif de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée. Son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens.

$$M_{01} = p (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{02} = p (M_2 + v \cdot M_1)$$

Avec :

- M_1 et M_2 : valeurs lues dans les abaques de PIGEAUD en fonction de rapport $\frac{l_x}{l_y}$
- P : charge totale appliquée sur un rectangle centré.
- U, V : côtés de la surface réduite.
- v : Coefficient de poisson qui égal à : $v = 0$ à l'ELU ; $v = 0.2$ à l'ELS

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.3}{1.6} = 0.81 \rightarrow 0.4 < \rho = 0.81 < 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

• **Rectangle d'impact :**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot h_r + h_0 \\ V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot h_r + h_0 \end{cases} \quad \begin{cases} U = 80 + (2 \times 1 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} = \mathbf{1.05 \text{ m}} \\ V = 80 + (2 \times 1 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} = \mathbf{1.05 \text{ m}} \end{cases}$$

- h_0 : épaisseur de la dalle. ($h_0 = 15 \text{ cm}$).
- h_r : épaisseur du revêtement ($h_r = 5 \text{ cm}$).
- ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton.
- U_0, V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$).

- Calcul des moments fléchissant M_x et M_y :

On a un chargement concentré centré :

$$M_x^1 = (M_1 + \nu M_2) \times P$$

$$M_y^1 = (\nu M_1 + M_2) \times P$$

On tire le M_1 et M_2 des tables du BAEL en fonction de :

$$\rho = 0.81 \text{ et } \frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.3} = 0.8 ; \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{1.6} = 0.65$$

On obtient : $M_1 = 0.071$; $M_2 = 0.047$

➤ A l'ELU :

$$\begin{cases} M_x^1 = (0.074 + (0 \times 0.047)) \times (1.35 \times 90) = 8.62 \text{ KN.m} \\ M_y^1 = ((0 \times 0.071) + 0.047) \times (1.35 \times 90) = 5.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ A l'ELS :

$$\begin{cases} M_x^1 = (0.071 + (0.2 \times 0.047)) \times (90) = 7.236 \text{ KN.m} \\ M_y^1 = ((0.2 \times 0.071) + 0.047) \times (90) = 5.508 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3.2.3.2 Moments M_x^2 M_y^2 dû aux poids propres de la dalle pleine :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

$$\begin{cases} M_x^2 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^2 = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

Les valeurs des coefficient μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de poisson :

➤ A l'ELU : $\mu_x = 0.055$; $\mu_y = 0.613$

➤ A l'ELS : $\mu_x = 0.0621$; $\mu_y = 0.723$

- Poids propre de la dalle et du revêtement :

$$G = (25 \times 0.15) + (22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ A l'ELU :

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

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) \times 1\text{ml} = 8.05 \text{ KN/m}$$

$$M_x^2 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.553 \times 8.05 \times 1.3^2 = 0.752 \text{ KN.m}$$

$$M_Y^2 = \mu_y \times M_X^2 = 0.613 \times 0.752 = 0.46 \text{ KN.m}$$

➤ **A P'ELS :**

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

$$q_s = (4.85 + 1) \times 1\text{ml} = \mathbf{5.85 \text{ KN/m}}$$

$$M_X^2 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.06 \times 5.85 \times 1.3^2 = 0.613 \text{ KN.m}$$

$$M_Y^2 = \mu_y \times M_X^2 = 0.723 \times 0.613 = 0.44 \text{ KN.m}$$

3.2.3.3 Superposition des moments :

➤ **A P'ELU :**

$$M_X = M_X^1 + M_X^2 = 8.626 + 0.752 = 9.378 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = M_Y^1 + M_Y^2 = 5.71 + 0.46 = 6.17 \text{ KN.m}$$

➤ **A P'ELS :**

$$M_X = M_X^1 + M_X^2 = 7.236 + 0.61 = 7.849 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = M_Y^1 + M_Y^2 = 5.50 + 0.44 = 5.94 \text{ KN.m}$$

3.2.3.4 Correction des moments :

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée et de (-0.3) aux appuis. Donc :

➤ **A P'ELU :**

- **En travée :**

$$M_X^t = 0.85 \times M_X = 0.85 \times 9.371 = 7.971 \text{ KN.m}$$

$$M_Y^t = 0.85 \times M_Y = 0.85 \times 6.17 = 5.244 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_X^a = -0.3 \times M_X = -0.3 \times 9.378 = -2.813 \text{ KN.m}$$

$$M_Y^a = -0.3 \times M_Y = -0.3 \times 6.17 = -1.851 \text{ KN.m}$$

➤ **A P'ELS :**

- **En travée :**

$$M_X^t = 0.85 \times M_X = 0.85 \times 7.849 = 6.671 \text{ KN.m}$$

$$M_Y^t = 0.85 \times M_Y = 0.85 \times 5.94 = 5.049 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_X^a = -0.3 \times M_X = -0.3 \times 7.849 = -2.354 \text{ KN.m}$$

$$M_Y^a = -0.3 \times M_Y = -0.3 \times 5.94 = -1.782 \text{ KN.m}$$

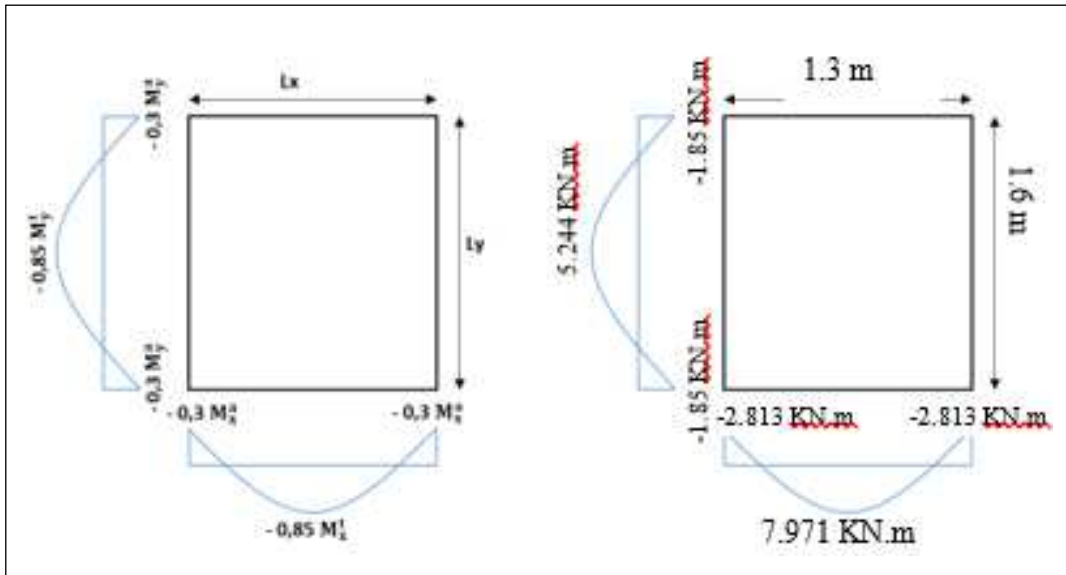


Figure 3.26 : Diagrammes des moments à l'ELU

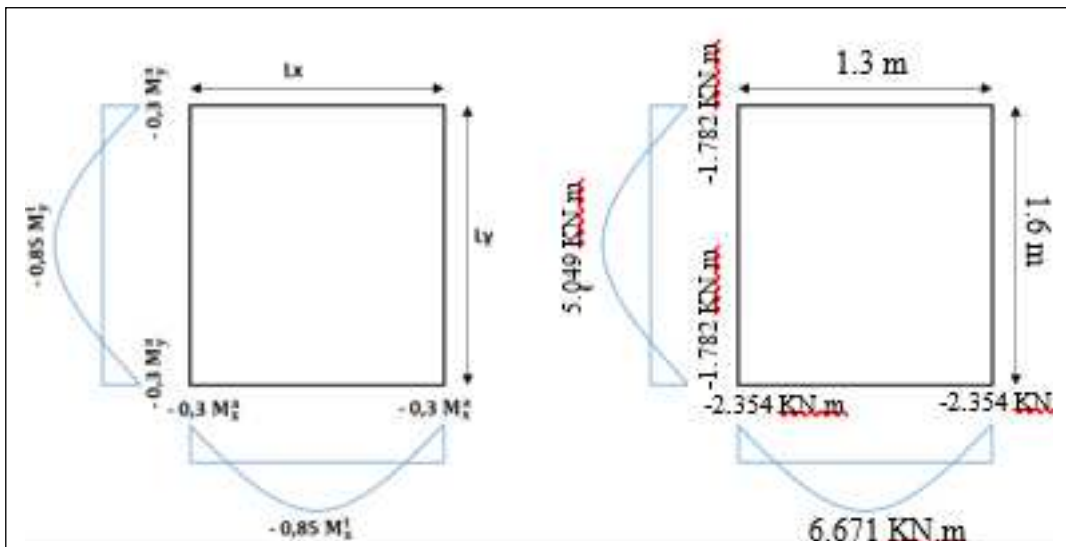


Figure 3.27 : Diagrammes des moments à l'ELS

3.2.3.5 Ferrailage du panneau :

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur, nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée $dx = dy = 13 \text{ cm}$.

- En travée :

- Selon la petite portée Lx :

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times dx^2 \times f_{bu}} = \frac{7.971 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.033 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_{bu} = 0.033 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.971 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 1.792 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **St = 25 cm**.

- Selon la grande portée Ly :

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b \times dx^2 \times f_{bu}} = \frac{5.244 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.027 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_{bu} = 0.021 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5.244 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.172 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **St = 25 cm**.

• Aux appuis :

- Selon la petite portée Lx :

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \times dx^2 \times f_{bu}} = \frac{2.813 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_{bu} = 0.011 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.813 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.625 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **St = 25 cm**.

- Selon la grande portée Ly :

$$\mu_{bu} = \frac{M_y^a}{b \times dx^2 \times f_{bu}} = \frac{1.851 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.007 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_{bu} = 0.007 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.851 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **St = 25 cm**.

Les résultats sont récapitulés ci-dessous sous forme de tableau :

Zone	Sens	Mu (kN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)		St (cm)
En travée	(x-x)	7.971	0.033	0.983	1.792	4HA8	2.01	25
	(y-y)	5.244	0.021	0.9865	1.172	4HA8	2.01	25
Aux appuis	(x-x)	2.813	0.011	0.994	0.62	4HA8	2.01	25
	(y-y)	1.851	0.007	0.996	0.41	4HA8	2.01	25

Tableau 3.13 : : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU

3.2.3.6 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

- **Armature suivant le sens de Lx :**

$$W_x > W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \quad ; \quad W_x = \frac{A_x}{b \times h}$$

Avec :

A_x : section minimale d'armatures.

$b.h$: section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

$$A_x \geq W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.81}{1.095}\right) \times 100 \times 15 = 1.31 \text{ cm}^2$$

- **Armature suivant le sens de Ly :**

$$w_y \geq w_0$$

$$A_y \geq w_0 \times b \times h = 0.0008$$

$$A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_y = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge.

- **Au milieu de U :** $T_u = \frac{P_u}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} \Rightarrow T_u = 38.57 \text{ KN}$

- **Au milieu de V :** $T_v = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} \Rightarrow T_u = 38.57 \text{ KN}$

Il suffit de vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\begin{cases} \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.15 \text{ MPa} \\ \tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{25 \times 10^3}{1.5 \times 130} = 0.29 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'espacement des barres :**

- **Selon la direction principale :**

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25) = \min(30; 25) = 25 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Selon la direction secondaire :**

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification du diamètre maximal des barres :

$$\varnothing_{adop} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{adop} = 8 \text{ mm} < 15 \text{ m} \rightarrow \textit{condition vérifiée.}$$

- Vérification du poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,45 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : périmètre du contour de l'aire laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen

$$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$0,45 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} < 472.5 \text{ KN} \rightarrow \textit{condition vérifiée.}$$

3.2.3.7 Vérification à l'ELS :

- Ferrailage à l'ELS :

Le calcul se fera à l'ELS en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur.

Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferrailage, seront sur le tableau ci-dessous :

Zone	Sens	Mu (kN.m)	μ	B	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)	St (cm)	
En travée	(x-x)	6.671	0.027	0.986	1.46	4HA8	2.01	25
	(y-y)	5.049	0.021	0.989	1.12	4HA8	2.01	25
Aux appuis	(x-x)	2.354	0.009	0.995	0.51	4HA8	2.01	25
	(y-y)	1.782	0.007	0.996	0.395	4HA8	2.01	25

Tableau 3.14 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification de la résistance du béton a la compression :**

- **Suivant le sens Lx :**

En travée :

$$M_{tx} = 6.645 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta_1 \times d_x \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = \mathbf{0.154}$$

$$\rho = \mathbf{0.154} \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9375 \\ k_1 = 62.86 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.645 \times 10^3}{0.9375 \times 13 \times \mathbf{2.01}} = 271.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 271.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{348 \text{ MPa}} \rightarrow \textit{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{271.25}{62.86} = 4.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.31 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \rightarrow \textit{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_{ax} = 2.31 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ax}}{\beta_1 \times d_x \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = \mathbf{0.154}$$

$$\rho = \mathbf{0.154} \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9375 \\ k_1 = 62.86 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.514 \times 10^3}{0.9375 \times 13 \times \mathbf{2.01}} = 94.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 94.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{94.29}{62.86} = 1.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.50 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Suivant le sens Ly

En travée :

$$M_{tx} = 5.049 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta_1 \times dx \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\rho = 0.154 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9375 \\ k_1 = 62.86 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.049 \times 10^3}{0.9375 \times 13 \times 2.01} = 206.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 206.10 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{206.10}{62.86} = 3.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_{ax} = 1.782 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ax}}{\beta_1 \times dx \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\rho = 0.154 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9375 \\ k_1 = 62.86 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.782 \times 10^3}{0.9375 \times 13 \times 2.01} = 72.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 72.74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{72.74}{62.86} = 1.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation :**

- **Suivant le sens Lx :**

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{Mt_x}{20M_x} = \frac{6.545}{20 \times 7.7} = 0.046$$

$$0.099 > 0.046 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$$

$$0.0015 < 0.005 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Suivant le sens Ly :**

$$\frac{h}{L_y} = \frac{15}{160} = 0.093 \geq \frac{Mt_x}{20M_x} = \frac{5.049}{20 \times 7.22} = 0.0425$$

$$0.099 > 0.0425 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_y}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$$

$$0.0015 < 0.005 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens, on se dispensera du calcul de la flèche.

3.2.3.8 Récapitulatif :

- Suivant le sens Lx :

En travée : $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$; $St = 25\text{ cm}$.

Aux appuis $A_a = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$; $St = 25\text{ cm}$.

- Suivant le sens Ly :

En travée : $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$; $St = 25\text{ cm}$.

Aux appuis : $A_a = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$; $St = 25\text{ cm/mL}$.

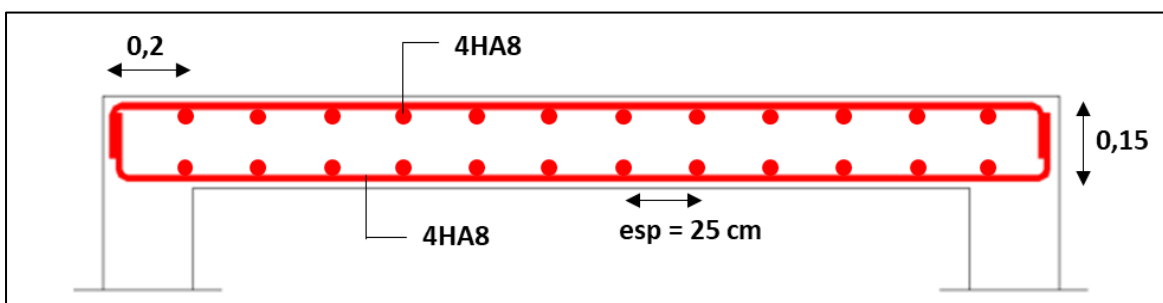


Figure 3.28 : schéma du ferrailage de la dalle machine

3.3 Calcul des escaliers :

3.3.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple. Les escaliers sont munis d'un garde-corps.

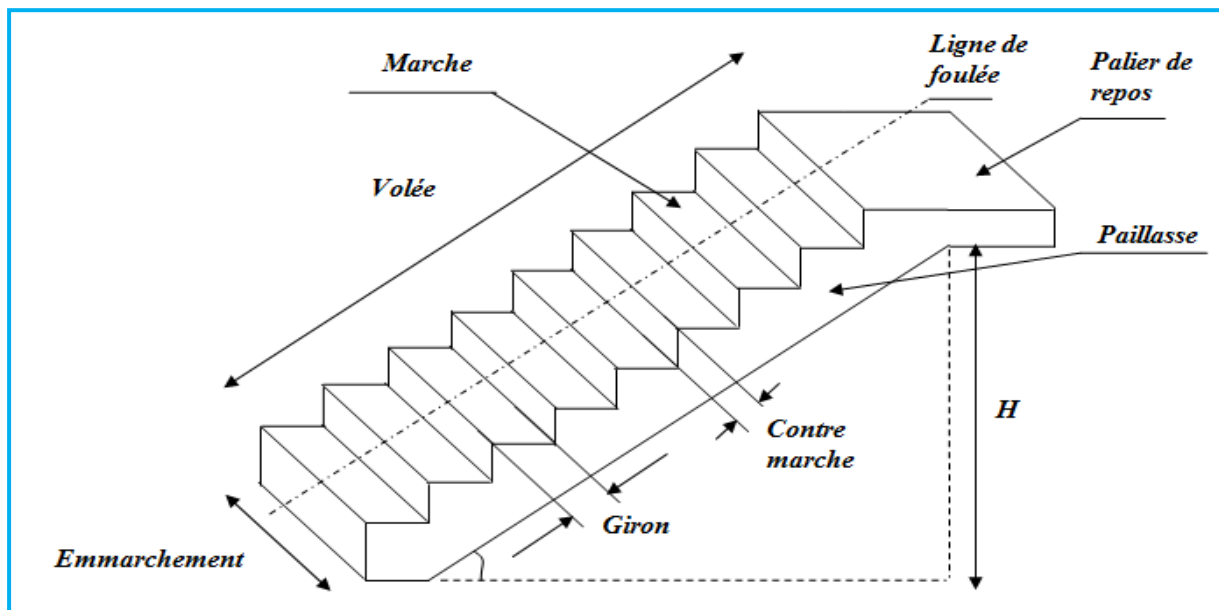


Figure 3.29 : schéma montrant les constituants d'un escalier

3.3.2 Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : C'est la partie horizontale qui reçoit le pied (la charge verticale); sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

- **La contre marche** : C'est la partie verticale entre deux marches ; l'intersection de la marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur la contre marche
n: nombre de contre marches donné par : $n = H/h$

Avec : **H** : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Hauteur de la contre Marche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives. **Le plus courant h varie de 13 à 17 cm.**

- **L'emmarchement** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

- **La volée** : partie d'escaliers comportant une suite ininterrompue de marches égales situées entre deux paliers successifs.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contremarches, est appelé raideur de l'escalier.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires ou à chaque étage.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.

3.3.3 Etude d'escalier à trois volées et deux paliers de repos :

3.3.3.1 Dimensions des escaliers :

La réalisation d'un escalier, nécessite de faire quelques calculs précis avant de se lancer dans la construction. Pour cela on utilise généralement la loi de **BLANDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (**n**).
- La hauteur de la marche (**h**), le giron(**g**).
- L'épaisseur de la paillasse (**e**).
- **Schéma statique :**

Hauteur des marches : $h = 17 \text{ cm}$

Le giron : $g = 30 \text{ cm}$

Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches

Nombre de marche m : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches

Le giron g : $g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$

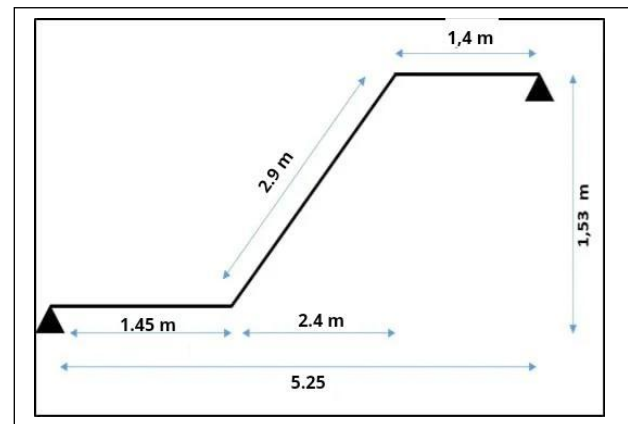


Figure 3.30 : Schéma statique de la première et dernière volée.

- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

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

$$59 \text{ cm} \leq 28 + (2 \times 17) \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 62 \leq 64 \text{ cm}$$

La relation de **BLONDEL** est vérifiée, donc l'escalier est confortable

- **Dimensionnement de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

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

Angle d'inclinaison : $\operatorname{tga} = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$

$$L' = \frac{240}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,52^\circ} = 284,62 \text{ cm} = 2,84 \text{ m}$$

Avec : L' : longueur de la paillasse

$$L = L' + L_1 + L_3 = 2,84 + 1,45 + 1,40 = 5,69 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillasse :

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

$$\frac{569}{30} \leq e_p \leq \frac{569}{20}$$

$$18,96 \leq e_p \leq 28,45$$

On adopte pour $e_p = 20 \text{ cm}$

3.3.3.2 Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

- **Les charges permanentes surcharge d'exploitation :**

- **Palier :**

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m^3)	Charge G (Kn/m^2)
1- Revêtement marbre	0.022	20	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Poids du palier	0.20	25	5
5- Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G_{totale}			6.40
Q_{palier}			2.5

Tableau 3.15 : Charges et surcharge revenant au palier

- Le Paillasse :

Eléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m ³)	Charge G (Kn/m ²)
1	Revêtement marbre	0.022	20	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Poids du paillasse	0.20	25	$\frac{25 \times 0,20}{\cos(32,52)} = 5.92$
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6	Poids des marches	0.17	25	$25 \times \frac{0,17}{2} \times 1m. = 2,12$
7	Poids des gardes corps	0.1	2	0.2
Charge permanente totale G_{totale}				9.64
Q_{paillasse}				2.5

Tableau 3.16 : Charges et surcharges revenant au paillasse.

ombinaison des charges :

- Etat limite ultime : ELU

$$q_{u \text{ paillasse}} = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 9,64) + (1,5 \times 2,5) = 16,76 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 6,4) + (1,5 \times 2,5) = 12,4 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite de service : ELS

$$q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 9,64 + 2,5 = 12,14 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 6,58 + 2,5 = 8,9 \text{ KN/ml}$$

3.3.3.3 Calcul des efforts internes :

Le calcul se fera à l'état limite ultime ELU :

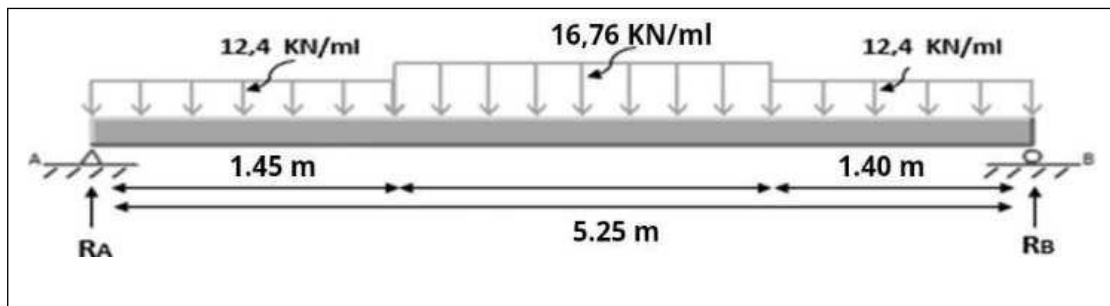


Figure 3.31 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELU.

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tronçons	X (m)	Ty (KN)	Mz(KN.m)
0 < x < 1.45	0	37,74	0
	1,45	19,76	41,68
1.45 < x < 3.85	1,45	19,76	41,68
	3,85	-20,46	40,85
3.85 < x < 5.25	3,85	-20,46	40,78
	5,25	-37,82	0

Tableau 3.17 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELS.

- **Moment max :**

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T_y = -x + \Rightarrow x = 3,04\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 3,04\text{m}$.

$$\text{Donc : } M_z^{max} = 51,50 \text{ KN.m}$$

- **Remarque :**

En tenant compte du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} du niveau de l'appui A et en travée.

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = - 15,57 \text{ KN.m}$$

$$\text{en travées : } M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 43,77 \text{ KN.m}$$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

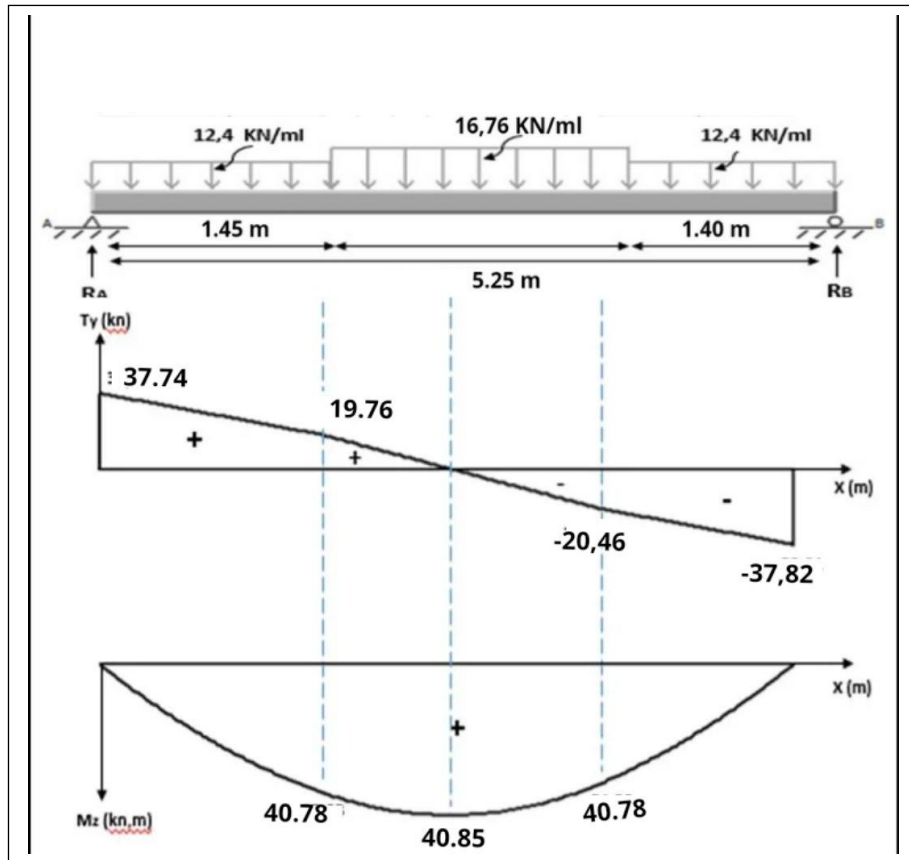


Figure 3.32 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

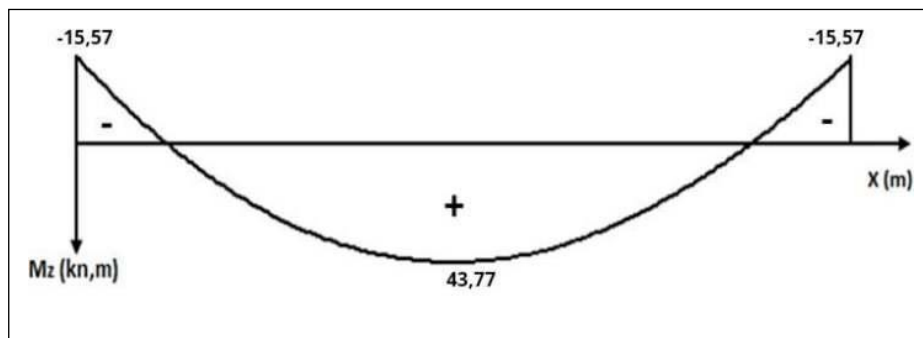


Figure 3.33 : Diagramme des moments à l'ELU En tenant compte du semi-encastrement.

3.3.3.4 Calcul des armatures :

- **Aux appuis :** $M_{u_a} = 15,57 \text{ KN.m}$.

- **Armatures principales :**

$$\mu_U = \frac{M_{u_a}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{15,57 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_a = 0,033 \Rightarrow \beta_u = 0,983 \Rightarrow A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{15,57 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 2,52 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : 4HA10/ml ($A_a = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

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

On opte pour une section d'armature : 3HA8/ml ($A_{rt} = 1.51 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- **En travées :** $M_t = 44.77 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales :**

$$\mu_U = \frac{M_{u_t}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{44.77 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,095 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_a = 0,095 \Rightarrow \beta_u = 0,949 \Rightarrow A_a = \frac{M_{u_t}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{44.77 \times 10^3}{0,949 \times 18 \times 348} = 7.36 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : 5HA14/ml ($A_{rt} = 7.70 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : 4HA8/ml ($A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$

		Armatures principales	Armatures de répartitions
Aux appuis	Section calculée	2.52 cm ²	0.785 cm ²
	Section adoptée	3HA10 = 3.14 cm ²	3HA8 = 1.51 cm ²
	Espacement	25 cm	25 cm
En travée	Section calculée	7.36 cm ²	1.92 cm ²
	Section adoptée	5HA14 = 7.70 cm ²	4HA8 = 2.01 cm ²
	Espacement	20 cm	25 cm

Tableau 3.18 : Récapitulatif du ferrailage adopté aux appuis et en travée.

3.3.3.5 Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ *condition vérifiée.*
- Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ *condition vérifiée.*

- Vérification de l'espacement des barres :

- Armature principales :

- En travée : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$ *condition vérifiée.*
- Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$ *condition vérifiée.*

- Armature de répartition :

- En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow$ *condition vérifiée.*
- Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow$ *condition vérifiée.*

- Vérification de l'efforts tranchants : $T_{u \max} = 37.82 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{37.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.21 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 ; 5 \text{ MPa}) = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.21 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}} \rightarrow \textit{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, d'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{37.82 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.08} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.06 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{37.82 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.85 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'ancrage des armatures :**

Longueur de scellement droit :

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \Psi_s = 1.5 \end{cases}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal à : $L_c = 0.4 L_s$

→ Finalement : La longueur $L_c = 17 \text{ cm}$.

3.3.3.6 Calcul à l'état limite de service (ELS) :

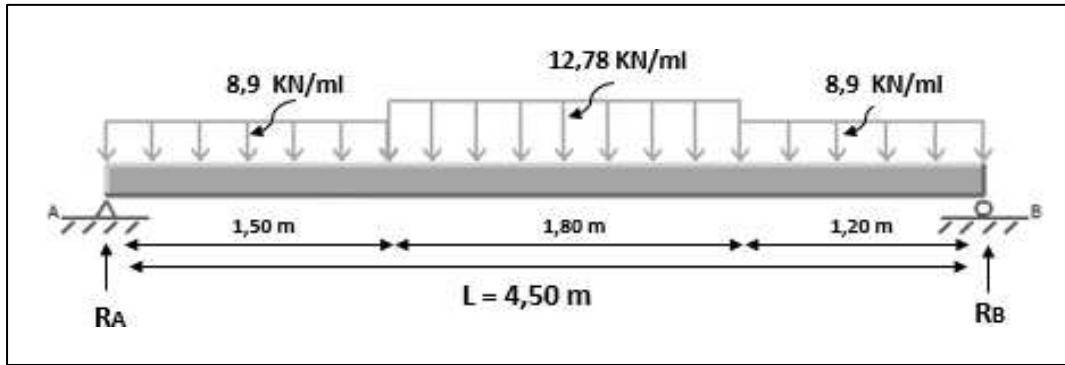


Figure 3.34 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELS.

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tronçons	X (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
0 < x < 1.50	0	27.21	0
	1.45	14.3	30.1
1.50 < x < 3.3	1.45	14.3	30.1
	3.85	-14.3	29.46
3.3 < x < 4.5	3.85	-14.3	29.46
	5.25	-27.21	0

Tableau 3.17 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELS.

Le moment Mz est max en $x = 3.04 \text{ m}$; $Mz_{max} = 41.59 \text{ KN.m}$.

-Remarque :

En tenant compte du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z *max* du niveau de l'appui A et en travée.

Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_{z_{max}} = -0.3 \times 41.59 = -12.47 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ut} = 0.85 M_{z_{max}} = 0.85 \times 41.59 = 35.35 \text{ KN.m}$

Les résultats obtenus figurent sur le diagramme ci-dessous :

3.3.3.7 Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

- **En travée :** $M_t = 35.35 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 7.7}{100 \times 18} = \mathbf{0.427}$$

$$\rho = 0.427 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.9001 \\ k_1 = 35.09 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{35.35 \times 10^3}{0.9001 \times 18 \times 7.7} = 283.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 283.35 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \textit{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{283.35}{35.09} = 8.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.07 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \textit{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $M_a = 9.81 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = \mathbf{0.17}$$

$$\rho = 0.17 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.9328 \\ k_1 = 59.41 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{12.47 \times 10^3}{0.9328 \times 18 \times 3.14} = 236.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 236.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \textit{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{236.52}{59.41} = 3.981 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.981 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{525} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$0.038 < 0.0625 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax}}{Ev \times 10} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + (15 \times A)$$

$$B_0 = 100 \times 20 + (15 \times 6.79) \rightarrow B_0 = 2101.85 \text{ cm}^2$$

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/xx = \frac{b_0 \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S/xx = \frac{100 \times 20^2}{2} + (15 \times 7.7 \times 18) \rightarrow S/xx = 22079 \text{ cm}^3.$$

Calcul de V_1 et V_2 :

$$V_1 = \frac{S/xx}{b_0} = \frac{22079}{2115.5} = 10.43 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.43 = 9.56 \text{ cm.}$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.43^3 + 9.56^3) + 15 \times 7.7 \times (9.56 - 2)^2 \rightarrow I_0 = 82540.29 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.14 \times 4.5^4}{0819 \times 10^3 \times 82540.29 \times 10^{-8}} = 0.00055$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{0.275}{500} = 0.0105 \text{ m}$$

$$\bar{f} = 0.00055 \text{ m} < \bar{f} = 0.0105 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3.4 Etude de la poutre palière :

3.4.1 Introduction :

La poutre palière, de section rectangulaire, est conçue pour supporter son propre poids ainsi que les charges provenant du palier intermédiaire. Située typiquement à mi-étage, elle est solidement encadrée aux deux extrémités dans les poteaux porteurs. L'étude de cette structure se concentre sur les sollicitations en flexion simple, qui représentent la principale contrainte à laquelle elle est soumise.

3.4.2 Etude de la poutre palière de l'escalier droit à deux volées et un palier :

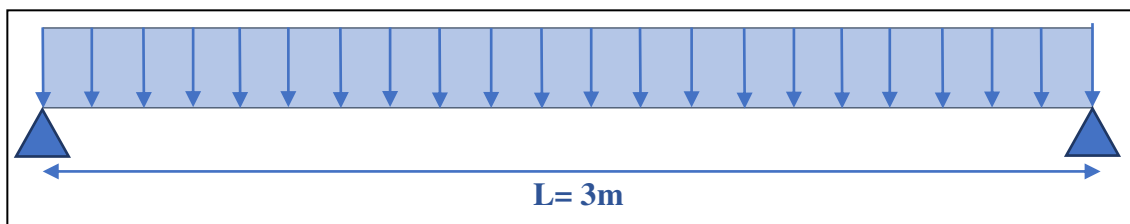


Figure 3.35 : Schéma statistique de la poutre palière.

3.4.2.1 Pré dimensionnement :

- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec : $L = 300 \text{ cm}$

$$\rightarrow \frac{300}{15} = 20 \leq h_t \leq \frac{300}{10} = 30$$

$$\rightarrow 20 \text{ cm} \leq h_t \leq 30 \text{ cm}$$

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

→ Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

- La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$\rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$\rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : $b = 20 \text{ cm}$

→ Compte tenu des exigences du **RPA**, on opte pour **b = 25 cm**

Donc la poutre palière a pour dimension :

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

3.4.2.2 Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre palière :

$$G_p = b \times h \times \rho = 0.25 \times 0.30 \times 25 = \mathbf{1.875 \text{ KN/ml}}$$

- Réaction du palier à l'ELU : $R_b = 37.82 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_b = 27.21 \text{ KN/ml}$

3.4.2.3 Combinaison à considérer :

- A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + R_b$$

$$\rightarrow q_u = (1.35 \times 1.875) + 37.82$$

$$\rightarrow q_u = \mathbf{40.35 \text{ KN/ml}}$$

- A l'ELS :

$$q_s = G + R_b$$

$$\rightarrow q_s = 1.875 + 27.21$$

$$\rightarrow q_s = \mathbf{29.085 \text{ KN/ml}}$$

3.4.2.4 Calcul à l'ELU :

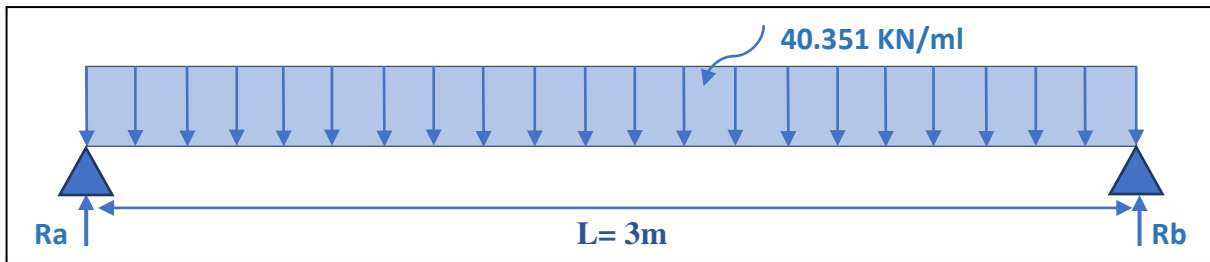


Figure 3.36 : schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

- **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{40.35 \times 3^2}{8} = 45.4 \text{ KN. m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{40.35 \times 3}{2} = 60.52 \text{ KN}$$

- **Correction des moments :**

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -0.3 \times 45.4 = -13.52 \text{ KN. m}$
- **En travée :** $M_{ut} = 0.85 \times 40.4 = 38.59 \text{ KN. m}$

- Diagramme des efforts interne à l'ELU :

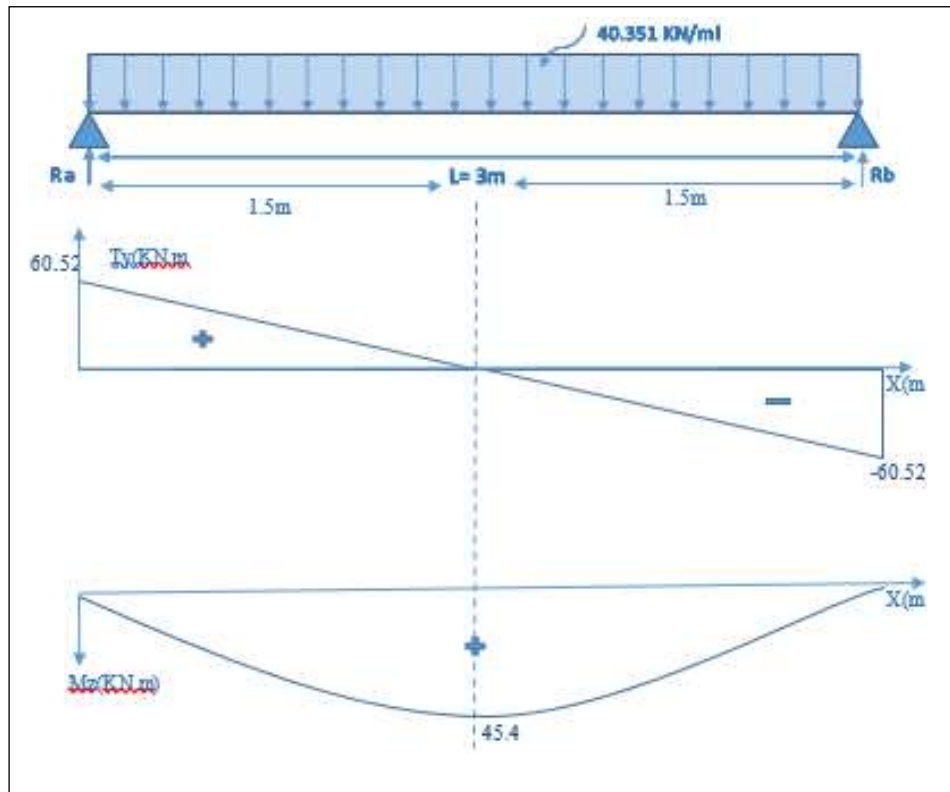


Figure 3.37 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU.

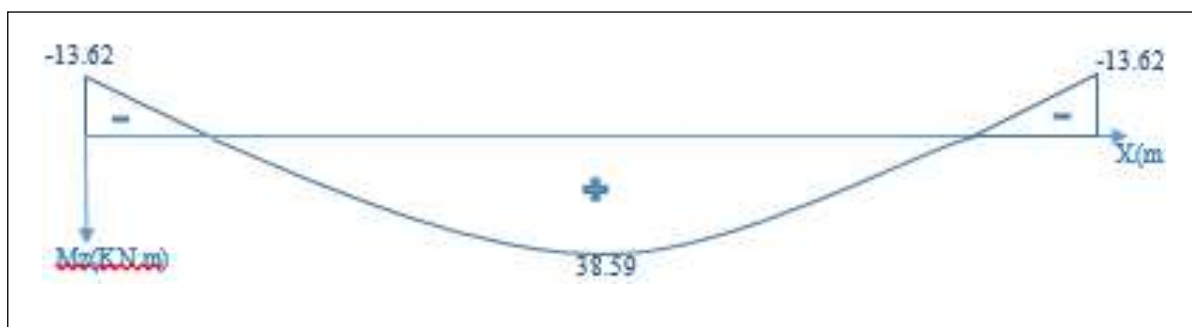


Figure 3.38 : Diagramme des moments à l'ELU après correction.

3.4.2.5 Calcul des armatures :

- **Aux appuis :**

$$M_{ua} = 13.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.62 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.048 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_U = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.62 \times 10^3}{0.975 \times 28 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons une section d'armature : **3HA12 = 3.39 cm²**

- **En travée :**

$$M_{ut} = 38.59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{38.59 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.138 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_U = 0.138 \rightarrow \beta = 0.925$$

$$A_a = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{38.59 \times 10^3}{0.925 \times 28 \times 348} = 4.281 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons une section d'armature : **3HA14 = 4.62 cm²**

3.4.2.6 Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 28 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- **Aux appuis :** $A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification de l'efforts tranchants :**

$$T_u = 60.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{60.52 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.86 \text{ MPa}}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5 \text{ MPa})$$

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

$$\tau_u = \mathbf{0.86 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, d'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

Avec :

Ψ_S : coefficient de scellement

$\Psi_S = 1,5$ (barre de haute adhérence)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{60.52 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 2.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ MPa}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'ancrage des armatures :**

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_S^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les HA 12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$ (Aux appuis)

- Pour les HA 14 : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$ (Aux travée)

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal à : $L_C = 0.4 L_s$

- Pour les HA 12 : $L_C = 0.4 \times 42.32 = \mathbf{17 \text{ cm.}}$

- Pour les HA 14 : $L_C = 0.4 \times 49.38 = \mathbf{19.75 \text{ cm.}}$

→ Finalement : La longueur $L_C = \mathbf{20 \text{ cm.}}$

- **Calcul des armatures transversales :**

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12; 8.57; 25\} \rightarrow \phi_t < 8.57 \text{ mm}$$

ϕ_t : diamètre des armatures transversales

ϕ : diamètre des armatures longitudinales

ht : hauteur totale de la poutre (ht=30cm).

b : largeur de la poutre (b=25cm).

$$\rightarrow \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

- Espacement des barres :

En zone nodale : $St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = 7.5 \text{ cm.}$ On prend : **St = 7 cm**

En zone courante : $St \leq \frac{h}{4} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$ On prend : **St = 15 cm**

Quantité d'armature transversal minimal :

$$A_{\min} = 0.003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 \leq A_t$$

$$A_t = \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

1.1.1.1. Calcul à l'ELS :

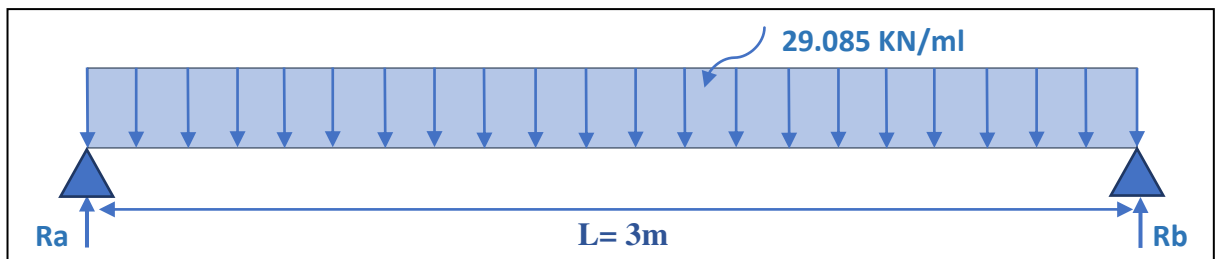


Figure 3.39 : schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

- **Moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{29.085 \times 3^2}{8} = 32.720 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{29.085 \times 3}{2} = 43.627 \text{ KN}$$

- **Correction des moments :**

Aux appuis : $M_{sa} = -0.3 \times 32.720 = -9.816 \text{ KN.m}$

En travée : : $M_{st} = 0.85 \times 32.720 = 27.81 \text{ KN}$.

- Diagramme des efforts interne à l'ELS :

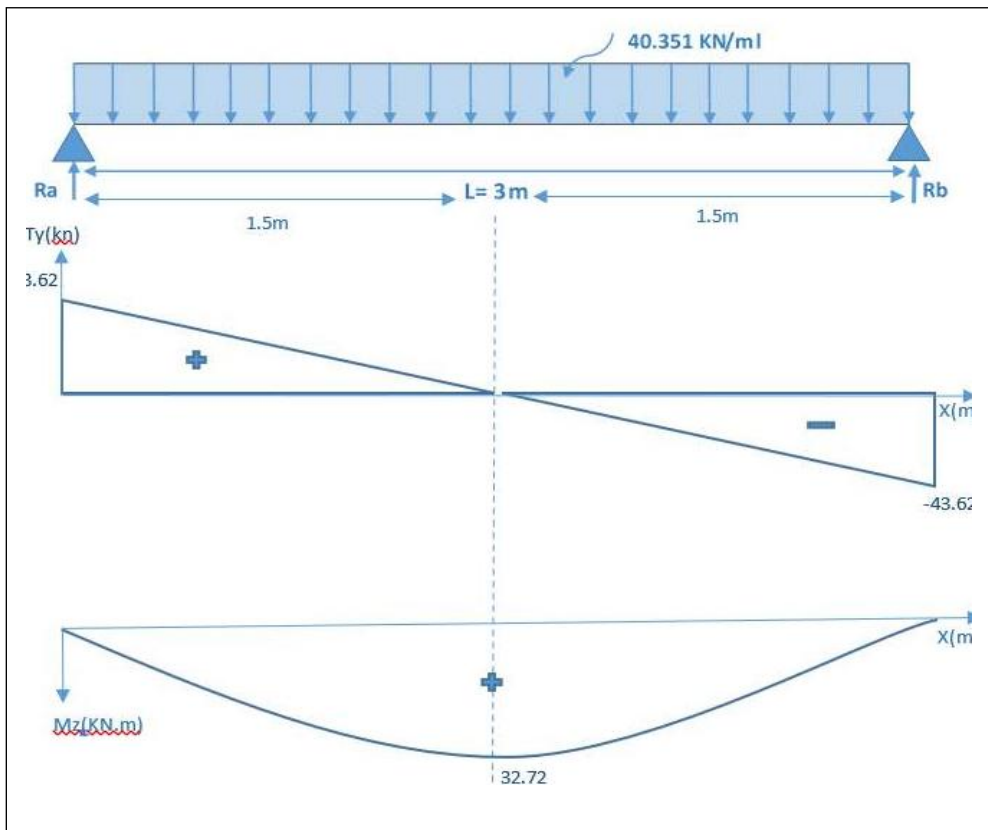


Figure 3.40 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS.

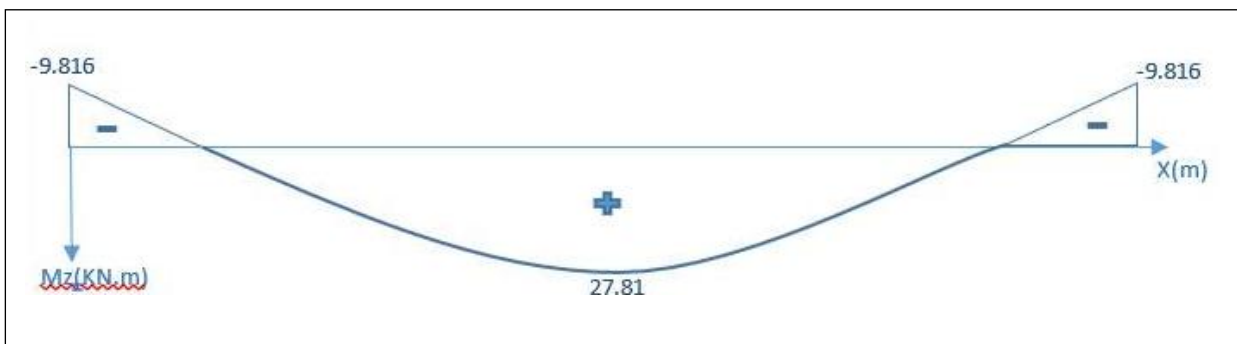


Figure 3.41 : Diagramme des moments à l'ELS après correction.

3.4.2.7 Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

- En travée : $M_t = 27.81$ KN.m

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = \mathbf{0.484}$$

$$\rho = 0.484 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.89449 \\ k_1 = 32.58 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{27.81 \times 10^3}{0.89449 \times 28 \times 3.39} = 327.392 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 327.392 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{348 \text{ MPa}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{327.392}{32.58} = 10.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis : $M_a = 9.81$ KN.m

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = \mathbf{0.66}$$

$$\rho = 0.66 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8812 \\ k_1 = 27.08 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.81 \times 10^3}{0.8812 \times 28 \times 4.62} = 86.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 86.05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{348 \text{ MPa}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{86.05}{27.08} = 3.177 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.177 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{300} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\mathbf{0.1 > 0.0625} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{10} \frac{M_{ts}}{M_0} = \frac{27.81}{10 \times 32.72} = 0.085$$

0.0857 > 0.085 → *condition vérifiée.*

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

0.0066 < 0.0105 → *condition vérifiée.*

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3.4.2.8 Récapitulatif :

- La poutre palière a pour dimension : $(b \times h) = (25 \times 30)\text{cm}^2$
- Armatures principales :
 Aux appuis : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$
 En travée : $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : 1 cadre et 1 trier en HA8

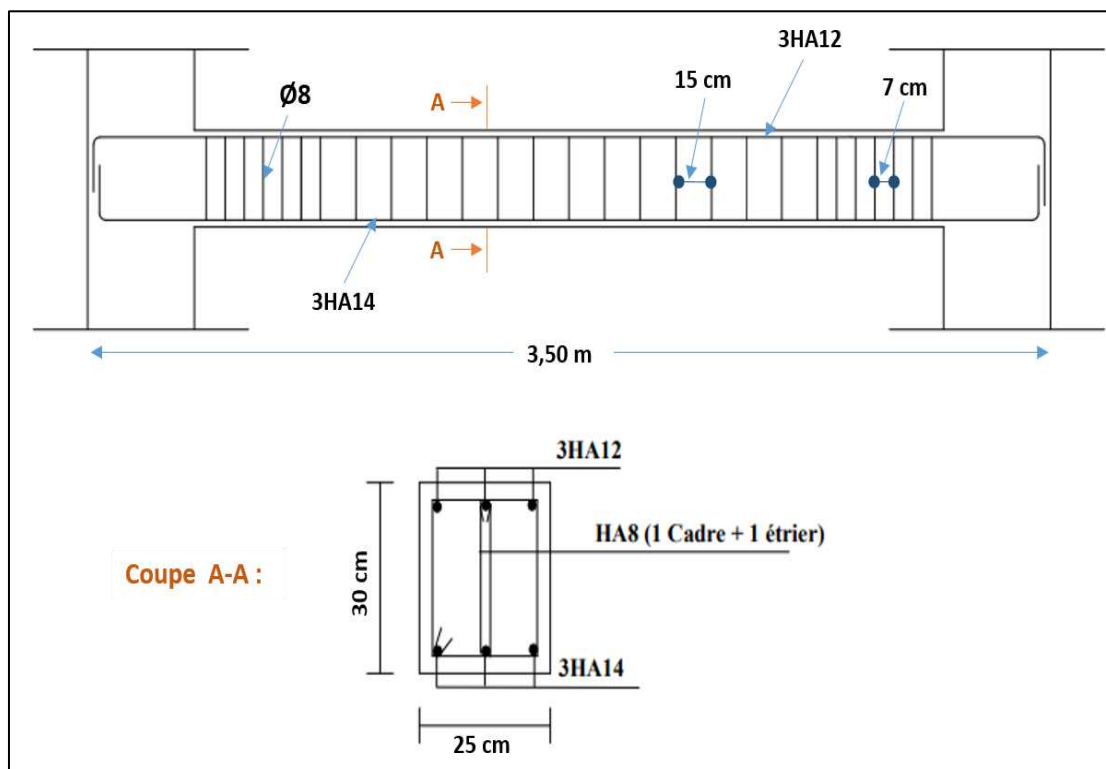


Figure 3.42 : Schémas de ferrailage de la poutre palière.

3.5 Etude de la poutre de chaînage :

3.5.1 Introduction :

Les poutres de chaînage, éléments essentiels dans la construction des bâtiments, sont des poutres continues en béton armé qui entourent les façades à chaque étage, au niveau des planchers, ainsi qu'au sommet des murs, là où les murs de refend se rencontrent. Elles peuvent être horizontales ou verticales et doivent traverser toute l'épaisseur du mur. Leur rôle principal est de relier solidement les murs et les poteaux afin d'éviter les efforts de traction résultant de la dilatation des terrasses et de prévenir le mouvement des bâtiments causé par des tassements du sol ou des charges appliquées. Les poutres de chaînage apportent également une rigidité supplémentaire à la structure, réduisant ainsi les risques de fissures. Elles aident à maintenir l'intégrité du bâtiment en répartissant les contraintes et en absorbant les déformations, garantissant ainsi une construction plus sûre et durable.

3.5.2 Etude de la poutre de chaînage :

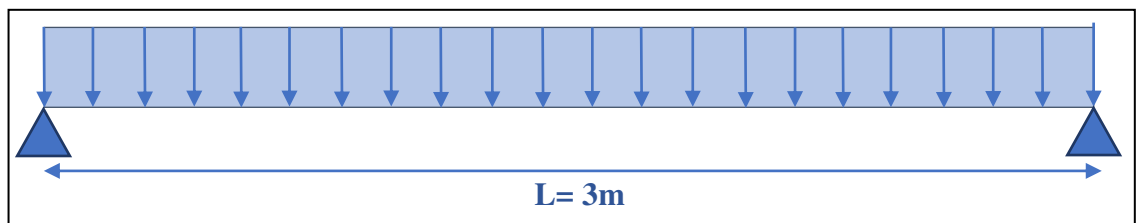


Figure 3.43 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

3.5.2.1 Pré dimensionnement :

- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec : $L = 300 \text{ m}$: longueur libre de la poutre

$$\rightarrow \frac{300}{15} = 20 \leq h_t \leq \frac{300}{10} = 30$$

$$\rightarrow 20 \text{ cm} \leq h_t \leq 30 \text{ cm}$$

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

→ Compte tenu des exigences du **RPA**, on opte pour **ht = 30 cm**

- La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$\rightarrow 0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$\rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

on prend : $b = 20 \text{ cm}$

→ Compte tenu des exigences du **RPA**, on opte pour $b = 25 \text{ cm}$

On a choisi h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2003).

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

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

$$h/b \leq 4 \text{ cm}$$

→ Donc la poutre de chaînage a pour dimension : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

3.5.2.2 Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre de chaînage :

$$G_1 = b \times h \times \rho = 25 \times 0.30 \times 0.25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre du mur : $G_2 = 2.36 \times (3.06 - 0.2) = 6.75 \text{ KN/ml}$

- Poids propre du plancher : $G_3 = 5.21 \times \left(\frac{0.65}{2}\right) = 1.69 \text{ KN/ml}$

- Poids total : $G_T = 10.31 \text{ KN/ml}$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \left(\frac{0.65}{2}\right) = 0.49 \text{ KN/ml}$

3.5.2.3 Combinaison à considérer :

- A L'ELS :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\rightarrow q_u = (1.35 \times 10.31) + (1.5 \times 0.49)$$

$$\rightarrow q_u = 14.65 \text{ KN/ml}$$

- A L'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$\rightarrow q_s = 10.31 + 0.49$$

$$\rightarrow q_s = 10.80 \text{ KN/ml}$$

3.5.2.4 Calcul à l'ELU :

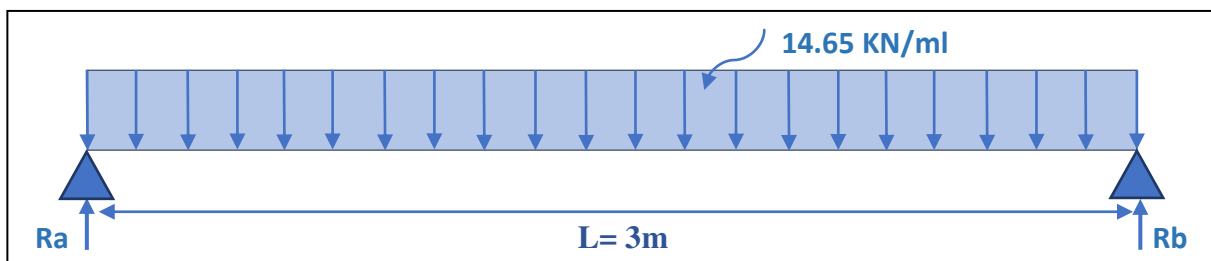


Figure 3.44 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU

- Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{14.65 \times 3^2}{8} \Rightarrow M_0 = 16.481 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{qu.L}{2} = \frac{14.65 \times 3}{2} = \mathbf{21.97 \text{ KN}}$$

- **Correction des moments :**
 - **Aux appuis :** $M_{ua} = -0.3 \times 16.48 = -4.94 \text{ KN.m}$
 - **En travée :** $M_{ut} = 0.85 \times 16.48 = 14 \text{ KN.m}$
- **Diagramme des efforts interne à l'ELU :**

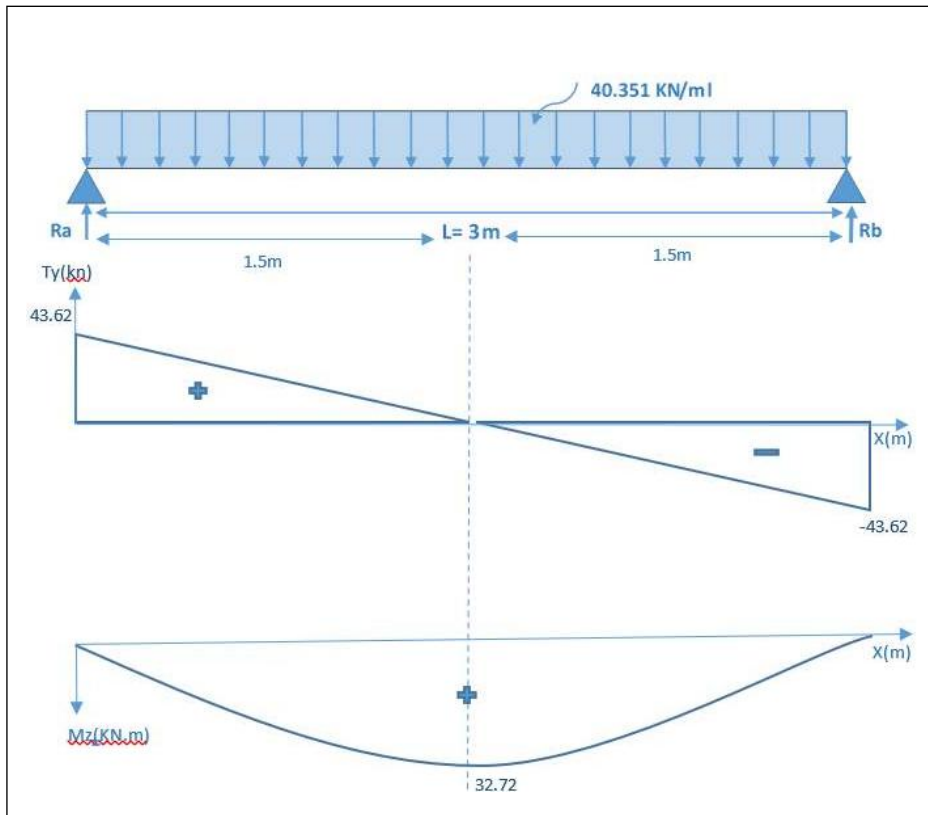


Figure 3.45 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU.

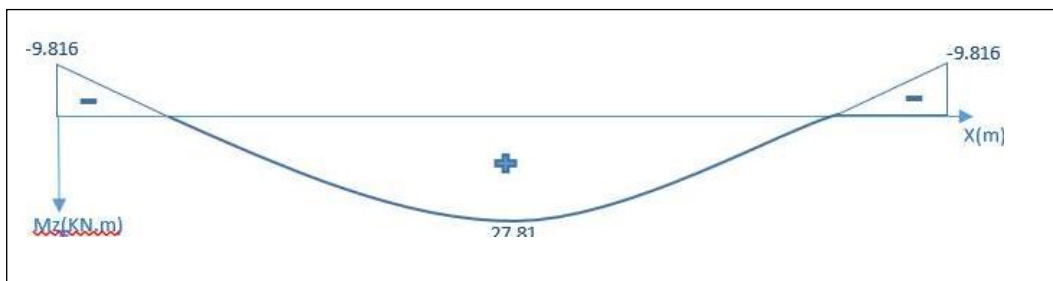


Figure 3.46 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU.

3.5.2.5 Calcul des armatures :

Aux appuis : $M_{ua} = 4.94 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.94 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.0177 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_U = 0.0177 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.94 \times 10^3}{0.991 \times 28 \times 348} = 0.511 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons une section d'armature : **3HA12 = 3.39 cm²**

- **En travée :** $M_{ut} = 14 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.050 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_U = 0.050 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_a = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14 \times 10^3}{0.974 \times 28 \times 348} = 1.475 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons une section d'armature : **3HA10 = 2.35 cm²**

3.5.2.6 Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 28 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Aux appuis : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification de l'efforts tranchants :**

$$T_u = 21.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{21.97 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.313 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.313 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5 \text{ MPa})$$

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

$$\tau_u = 0.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, d'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

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

.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{21.97 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 0.925 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_{s2} \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

- **Pour les HA 12 :** $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$ (Aux appuis)

- **Pour les HA 10 :** $L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$ (Aux travées)

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal à : $L_c = 0.4 L_s$

- **Pour les HA 12 :** $L_c = 0.4 \times 42.32 = 17 \text{ cm.}$

- **Pour les HA 10 :** $L_c = 0.4 \times 35.27 = 16.12 \text{ cm.}$

→ Finalement : La longueur $L_c = 17 \text{ cm}$.

- **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \varnothing; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{10; 8.57; 25\} \rightarrow \varnothing_t < 8.57 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

- Espacement des barres :

En zone nodale : $St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varnothing \right\} = 7.5 \text{ cm}$. On prend : **St = 7 cm**

En zone courante : $St \leq \frac{h}{4} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$. On prend : **St = 15 cm**

- Quantité d'armature transversal minimal :

$$A_{min} = 0.003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 \leq A_t$$

$$A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

3.5.2.7 Calcul à l'ELS :

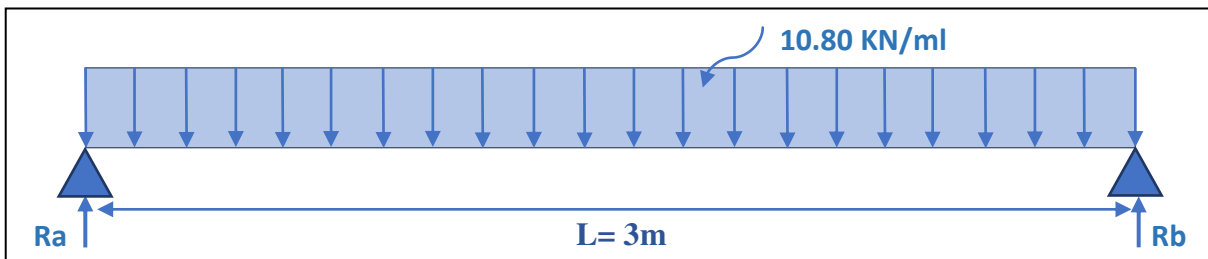


Figure 3.47 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS

- **Moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.80 \times 3^2}{8} = 32.720 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.80 \times 3}{2} = 16.2 \text{ KN}$$

- **Correction des moments :**

Aux appuis : $M_{sa} = -0.3 \times 12.15 = -3.64 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{st} = 0.85 \times 12.15 = 10.32 \text{ KN.m}$

- Diagramme des efforts interne à l'ELS :

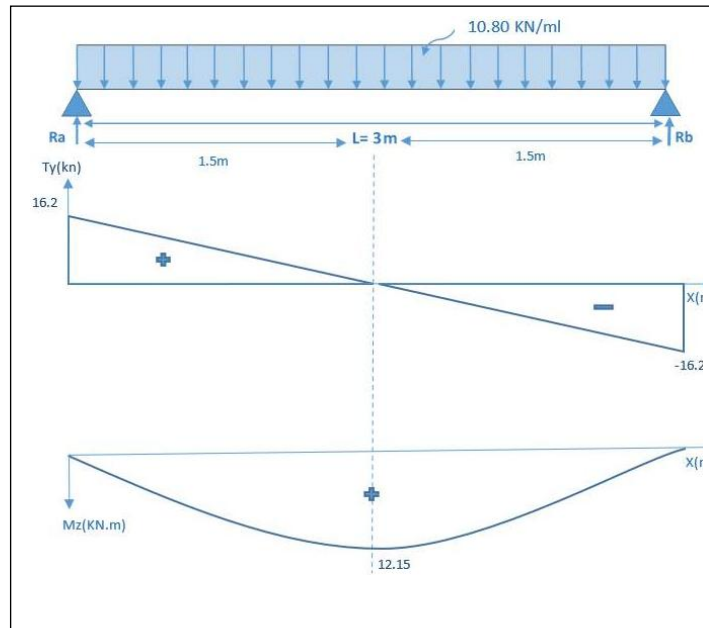


Figure 3.48 ; Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS.

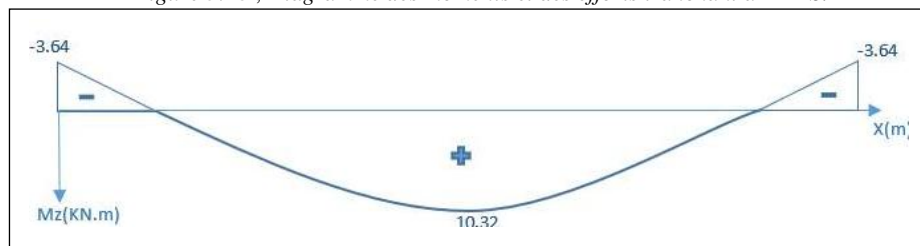


Figure 3.49 : Diagramme des moments à l'ELS après correction.

3.5.2.8 Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

- En travée : $M_t = 10.32 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335$$

$$\rho = 0.335 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.9097 \\ k_1 = 40.42 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.32 \times 10^3}{0.9097 \times 28 \times 2.35} = 172.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 172.40 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{172.40}{40.42} = 4.265 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis : $M_a = 3.64 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

$$\rho = 0.484 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8949 \\ k_1 = 32.58 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.64 \times 10^3}{0.8949 \times 28 \times 3.39} = 42.851 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 42.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{42.85}{32.58} = 1.315 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.31 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{300} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$0.1 > 0.0625 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{10} \frac{M_{ts}}{M_0} = \frac{27.81}{10 \times 32.72} = 0.085$$

$$0.1 > 0.085 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{25 \times 28} = 0.00335 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

$$0.0066 < 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3.5.2.9 Récapitulatif :

- La poutre de chaînage a pour dimension : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

- **Armatures principales :**

Aux appuis : $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

En travée : $A_t = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :** 1 cadre et 1 trier en HA8

3.6 Etude de Plancher en dalle pleine (sur 4 appuis) :

3.6.1 Définition :

Les dalles pleines sont des éléments structuraux en béton armé utilisés dans la construction de bâtiments pour former des planchers et des toitures. Elles se caractérisent par leur épaisseur uniforme et leur capacité à supporter des charges importantes, réparties sur toute leur surface. Contrairement aux dalles nervurées ou alvéolaires, les dalles pleines sont continues et massives, ce qui leur confère une grande résistance et rigidité. Elles sont généralement coulées en place sur un coffrage ou préfabriquées en usine. Le choix d'une dalle pleine dépend de plusieurs facteurs, notamment la portée, les charges à supporter et les contraintes architecturales.

3.6.2 Caractéristiques de la dalle pleine :

D'après Art A.8.2 ; E.3 de BAEL 91/99 on opte pour l'épaisseur de la dalle pleine

$e = 15 \text{ cm}$ (défini précédemment)

3.6.3 Détermination des sollicitations :

3.6.3.1 Moments engendrés par le système de levage

- **Combinaisons des charges :**

on a $G = 3.96 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

- **ELU** $\Rightarrow q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- **ELS** $\Rightarrow q_s = G + Q$

Nous avons des charges surfacique , il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées **par 1 ml**

$$q_u = (1,35 \times 3.96) + (1,5 \times 2,5) = 9.09 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 3.96 + 2,5 = 6.46 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de l'élancement :** $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{1.5} = 0.93$

- Si $\rho_x < 0,4 \Rightarrow$ le panneau travail dans un seul sens
- Si $0,4 < \rho_x < 1 \Rightarrow$ le panneau travail dans les deux sens (c'est notre cas)

- **Calcul des moments fléchissant :**

La charge est uniformément répartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

On tire les valeurs de μ_x et μ_y : $\rho_x = 0.93$; $\rho_y = 0$ (ELU)

$$\mu_x = 0.0419 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.864$$

Donc :

$$M_x = 0.0419 \times 9.09 \times 1,4^2 = 0.746 \text{ KN. m}$$

$$M_y = 0.864 \times 0.746 = 0.644 \text{ KN. m}$$

3.6.3.2 Calcul les moments a L'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur , il est nécessaire de tenir compte de la continuité des panneaux , on calcul les moment aux appuis puis les moments en travées pour les panneaux considérer en tenir compte le panneau intermédiaire.

- **Moments aux appuis :**

$$\text{Sens x : } M_a = 0,3 M_x = 0,3 \times 0.746 = 0,223 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y : } M_a = 0,3 M_y = 0,3 \times 0.644 = 0,1932 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$\text{Sens x : } M_t = 0,95 M_x = 0,95 \times 0.746 = 0.708 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y : } M_t = 0,95 M_y = 0,95 \times 0.644 = 0.611 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures a L'ELU :

- **Aux appuis :** on calcul avec le sens le plus défavorable (sens x, $M_a x = 0,223 \text{ KN.m}$)

$$d = e - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.223 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.00092 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

Donc : $A' = 0$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.223 \times 10^2}{0.999 \times 13 \times 348 \times 10^{-1}} = 0.049 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)**

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b.e \Rightarrow A_{tx}^{min} = 1.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : fe 400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$A_{st} < A_{tx}^{min}$ on ferraille avec A_{tx}^{min}

On adopte : **4HA8=2.01 cm²/ml**

- **En travées :** on calcul avec le sens le plus défavorable (sens x, Ma x = 0.708 KN.m)

- **Sens x :** on a : d = h – c = 15 – 2 = 13 cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{0.708 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0029 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

Donc: A' = 0 $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.708 \times 10^2}{0.999 \times 13 \times 348 \times 10^{-1}} = \mathbf{0.15 \text{ cm}^2}$$

Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)

$$\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow A_{tx}^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b.e \Rightarrow A_{tx}^{min} = 1.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : fe 400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$A_{st} < A_{tx}^{min} \rightarrow$ on ferraille avec A_{tx}^{min}

- **Espacement des barres : (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42)**

Sens x : St ≤ min {3h ; 33 cm} = min {45cm ; 33 cm} \Rightarrow on opte pour : St = 20 cm

Sens y : St ≤ min {3h ; 33 cm} = min {45cm ; 33 cm} \Rightarrow on opte pour : St = 20 cm

3.6.3.3 Vérifications a l'ELU :

- ✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

- Au milieu de Ly : $T = \frac{p}{2ly + LX} = \frac{9.09 \times 1.4 \times 1.5}{2 \times 1.4 + 1.5} = 4.43 \text{ KN}$

- Au milieu de lx : $T = \frac{p}{3ly} = \frac{9.09 \times 1.4 \times 1.5}{3 \times 1.5} = 4.24 \text{ KN}$

Donc on prend : **T max = 4.43 KN**

✓ **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

$$V_u = T_{\max} = 4.43 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{v}{b \cdot d} = \frac{4.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.03 \text{ MPA}$$

✓ **Calcul de la contrainte de cisaillement admissible :** la fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable, donc la contrainte sera calculée comme suit :

$$\tau_u \leq \{0.07 f_c 28^{\gamma_b}\} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.04 < 1.167 \text{ MPA} \rightarrow \text{pas de rupture par cisaillement}$$

✓ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)**

$$\text{Aux appuis : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma \mu_i}$$

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times v = 4 \times 3,14 \times 8 = 100 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{4.43 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 100} = 0.378 \text{ MPA}$$

✓ **Calcul de la contrainte admissible :**

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Longueur de scellement droit (Art A.6.1, 221 BAEL91/ 99) (Ancrage des barres) :**

$$\text{La longueur de scellement droit est : } L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

- Aux appuis :

$$\text{Avec : } \tau_{su} = (0,6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.18 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm}$$

- En travée :

$$\text{Avec : } \tau_s = (0,6 \times ft \ 28 \times \psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 282,18 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm}$$

Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

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

3.6.3.4 Vérification à l'ELS :

- **Combinaison des charges :**

Nous avons des charges surfaciques, il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées **par 1 ml**.

$$q_s = 3,69 + 2,5 = 6,46 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Nous avons la valeur de l'élanement : } \rho_x = \mathbf{0,93}$$

→ e panneau travail dans les deux sens (c'est notre cas)

- **Calcul des moments fléchissant :**

La charge est uniformément répartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

On tire les valeurs de μ_x et μ_y : on a $\rho_x = 0,93$; $\vartheta = 0,2$ (ELU)

$$\mu_x = 0,0500 \text{ et } \mu_y = 0,864$$

$$\text{Donc : } M_x = 0,05 \times 6,46 \times 1,4^2 = 0,633 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,864 \times 0,633 = 0,546 \text{ KN.m}$$

- **Calcul les moments a L'ELS :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur, il est nécessaire de tenir compte de la continuité des panneaux, on calcul les moments aux appuis puis les moments en travées pour les panneaux considérer en tenir compte le panneau intermédiaire.

Moments aux appuis :

$$\text{- Sens x : } M_a = 0,3 M_x = 0,3 \times 0,633 = 0,189 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Sens y : } M_a = 0,3 M_y = 0,3 \times 0,546 = 0,163 \text{ KN.m}$$

Moments en travées : $M_t \geq 1,25 M_o$

$$\text{- Sens x : } M_t = 0,95 M_x = 0,95 \times 0,633 = 0,601 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Sens y : } M_t = 0,95 M_y = 0,95 \times 0,546 = 0,518 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures a L'ELS :**

Tant que les efforts obtenus depuis la combinaison de l'ELU sont les plus défavorables, donc on adapte le ferrailage de l'ELU.

- **Etat limite de compression de béton :** BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).

$$M_t \max = 0.601 \text{ KN.m} \quad M_a \max = 0,189 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

- ✓ **Contrainte dans l'acier :**

On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \rho_1 = 0,154 \rightarrow K = 62.64 \rightarrow \beta = 0,9356$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc :} \quad \sigma_{st} = \frac{M_t \max}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{0.601 \times 10^3}{0.9356 \times 13 \times 2.01} = 24.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 24.58 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\rho_1 = 0,154 \text{ donc : } \beta = 0,9356 \text{ ceci implique : } K = 62.64$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{24.58}{62.64} = 0.392 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,643 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

- ✓ **Contrainte dans l'acier :**

On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \rho_1 = 0,154 \rightarrow K = 62.64 \rightarrow \beta = 0,9356$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc :} \quad \sigma_{st} = \frac{M_t \max}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{0.189 \times 10^3}{0.9356 \times 13 \times 2.01} = 7.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 7.73 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **contraintes dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = 0,154 \text{ donc : } \beta = 0,9356 \text{ ceci implique : } K = 62.64$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{7.73}{62.64} = 0.123 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,123 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont **suffisantes**.

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :**

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaires effectuée.

- **Etat limite de déformation-Vérification de la flèche (Art. B.7.5. BAEL91 / modifié99) :**

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{0.601}{20 \times 0.633} = 0.047 \rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.001 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \textit{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Chapitre 04 :

Modélisation et vérification selon
les exigences du RPA

4. Introduction :

L'objectif principal de l'analyse dynamique d'une structure est d'identifier ses propriétés dynamiques propres pendant les phases de vibration. Étant donné la complexité de telles analyses pour notre structure spécifique, des méthodes de calcul très précises sont nécessaires. C'est pourquoi l'utilisation de logiciels informatiques, basés sur la méthode des éléments finis (MEF), est courante pour obtenir des solutions réalistes. Il existe de nombreux programmes pour l'analyse statique et dynamique des structures, parmi lesquels on peut citer ETABS, ROBOT et SAP.

Pour notre étude, nous avons choisi d'utiliser le logiciel ETABS.

4.1 Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel spécialement développée pour les calculs de structures dans le domaine du génie civil, avec une orientation particulière vers les bâtiments. Ce logiciel se caractérise par sa simplicité d'utilisation et son efficacité, notamment pour l'analyse des forces horizontales générées par les séismes. Ses principales fonctionnalités incluent :

La modélisation de différents types de structures

- L'intégration des propriétés des matériaux utilisés
- Le calcul et le dimensionnement des composants structurels
- L'analyse des effets dynamiques et statiques
- La visualisation des déformations, des efforts internes et des modes de vibration
- La compatibilité et l'échange de données avec d'autres logiciels

Grâce à ces capacités, ETABS constitue un outil essentiel pour les ingénieurs civils en quête de précision et de fiabilité dans leurs projets.

4.2 Manuel d'utilisation de l'ETABS :

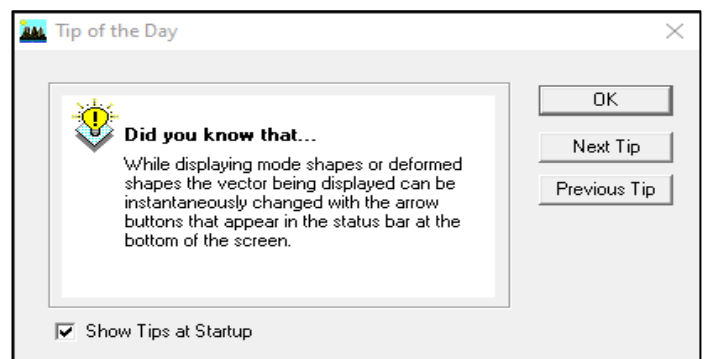
ETABS existe en plusieurs versions ; pour notre projet, nous avons utilisé la version 9.6.0.

- Pour ouvrir ETABS on clique sur l'icône :



Figure 4.1: icône d'ETABS

Figure 4.2 : fenêtre de dialogue.



- Une fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur **OK**.

4.3 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...).
- 4) Affectation des éléments définis au model
- 5) Définition des charges statiques (G, Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le *RPA99 /version2003*.
- 7) Définition de la charge sismique E.
- 8) Introduction des combinaisons d'actions.
- 9) Chargement des éléments.
- 10) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

4.3.1 Introduction de la géométrie du model :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

4.1.1.1. Le choix d'unité : On doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS. On sélectionne **KN.m** en bas de l'écran qui sera notre unité de travail.



Figure 4.3 : choix de l'unité.

4.3.1.1 Géométrie de base :

- En haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**, cette option permet de

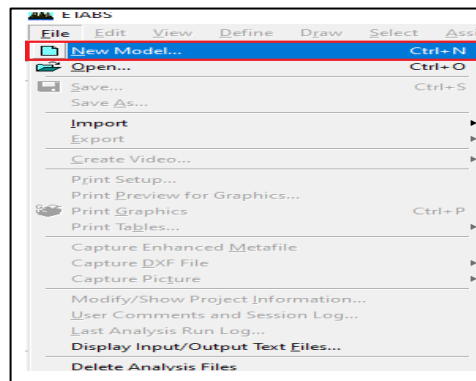


Figure 4.4: commande création d'un nouveau modèle

créer rapidement un modèle régulier.

- Une page de dialogue sous le titre « **New Model Initialization** » s'affiche puis on clique **No**.

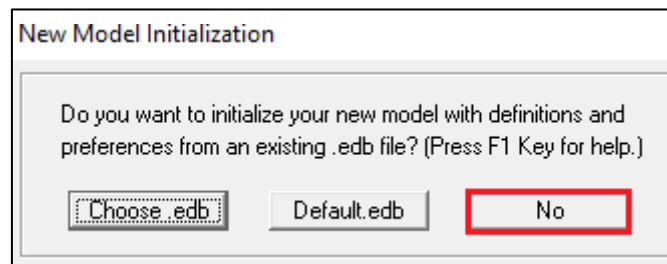
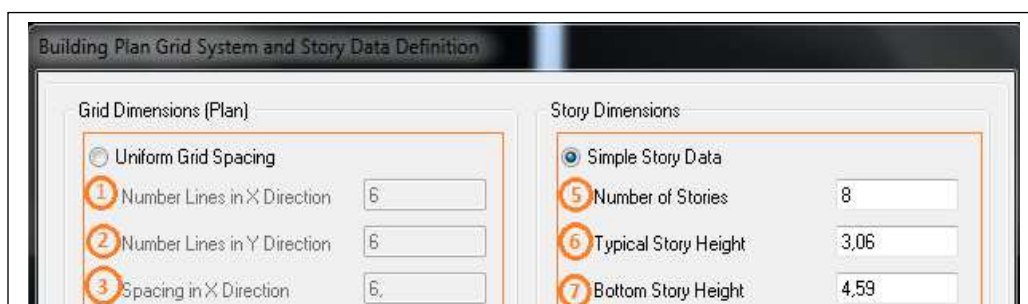


Figure 4.5 : création d'un nouveau modèle.

- Une fenêtre sous le nom de « **Building Plan Grid System and Story Data Définition** » qui va s'ouvrir nous permet d'introduire les paramètres suivants :

1. Le nombre des lignes dans la direction X.
2. Le nombre des lignes dans la direction Y.
3. Espacement des travées dans le sens X.
4. Espacement des travées dans le sens Y.
5. Le nombre d'étage.
6. La hauteur des étages courants.
7. La hauteur du rez de chaussée (RDC).



- On modifie la géométrie de base en cliquant sur **Custom Grid Spacing** puis sur **Edit Grid data** ce qui nous permet d'accéder à l'interface suivante ou on aura à introduire les coordonnées ou bien les espacements des travées dans les deux directions en plan :

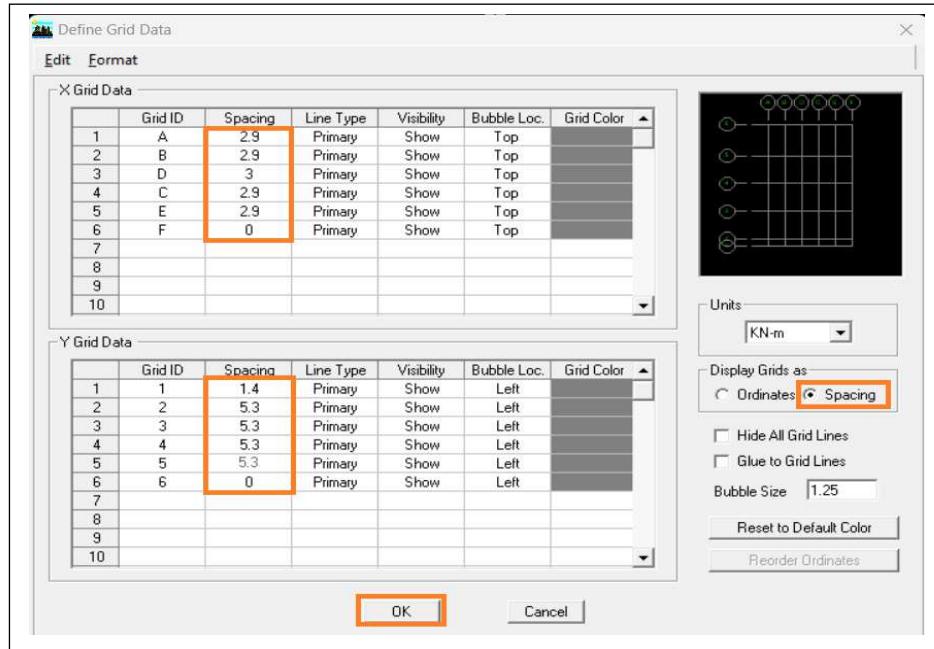


Figure 4.7 : Introduction des lignes de construction en plan.

- Pour introduire les hauteurs d'étages en élévation on clique sur **Custom story data** puis sur **Edit story data** :

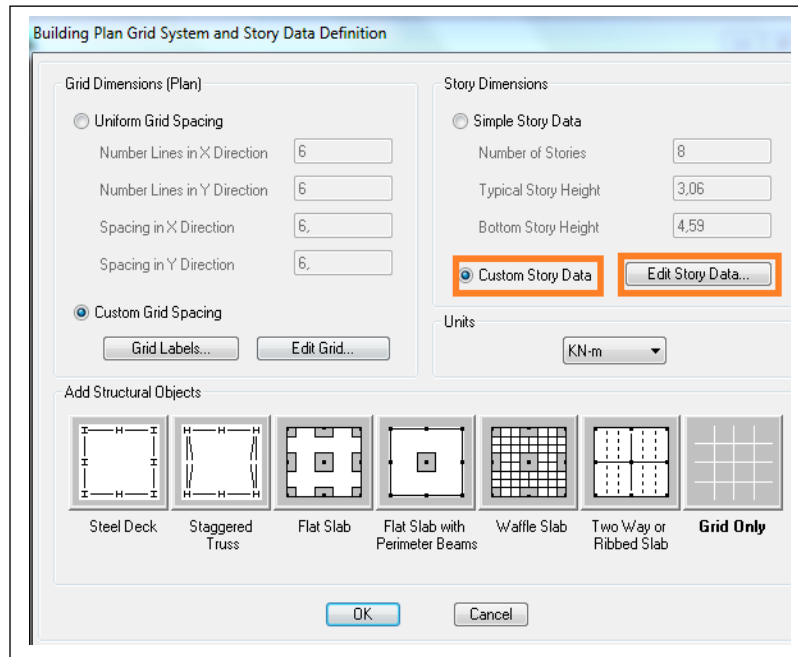


Figure 4.8 : instruction des lignes de construction en élévation.

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Story Data** », on choisit le champ **Master Story** et on désactive pour tous les étages à part l'étage principale choisit par **Yes**, et dans le champ **Similar To** on applique cette étage principale à tous ceux qui lui son identique.

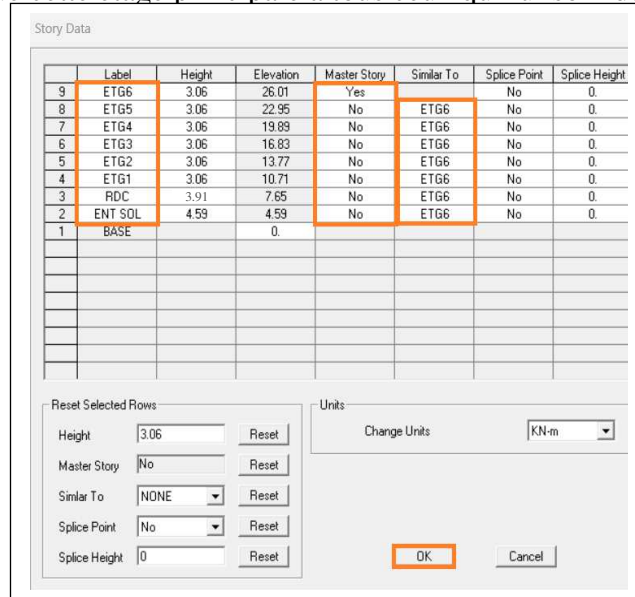


Figure 4.9 : instruction des lignes de construction en elevation.

- Apres introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image. On valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

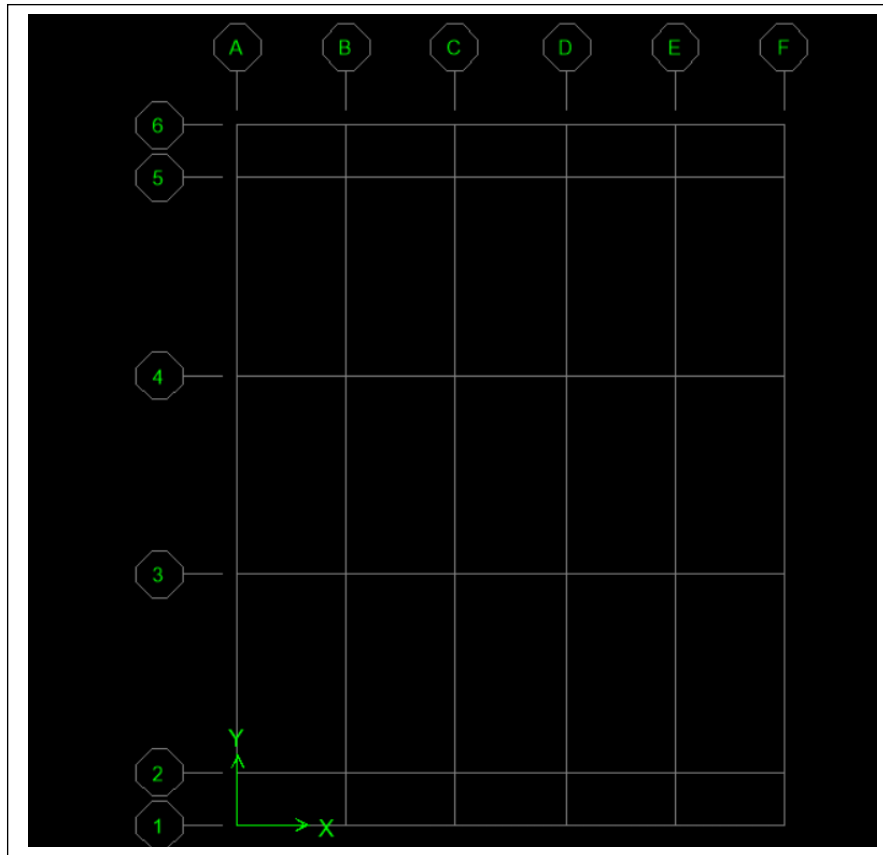


Figure 4.10 : Représentation de la structure en 2D

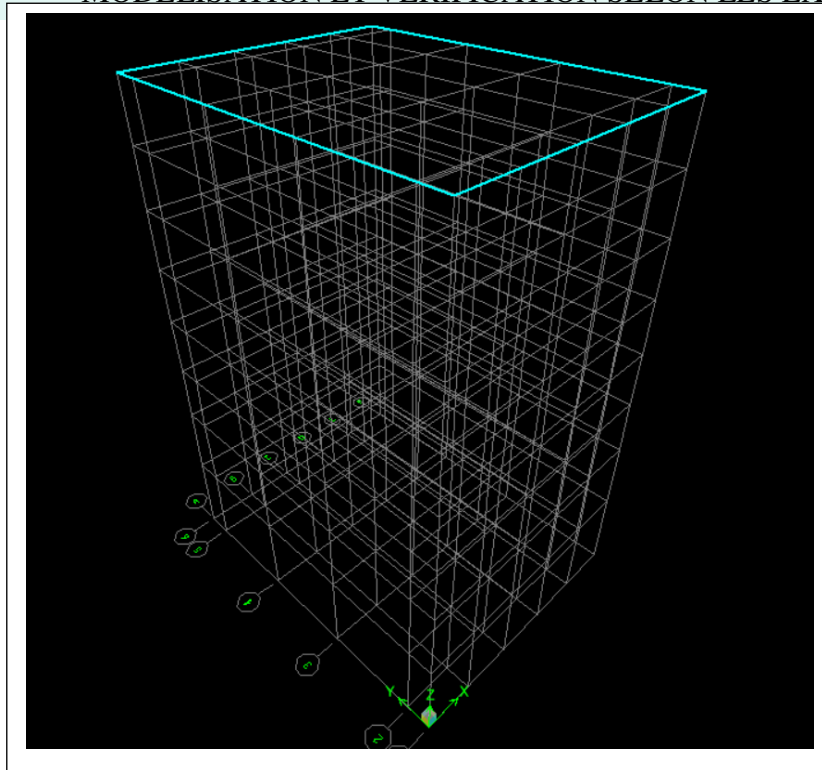


Figure 4.11 : Représentation de la structure en 3D

4.3.2 Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à introduire les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

- **Define** puis **Material Properties** ou bien  , on sélectionne le matériau **Conc** ensuite **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

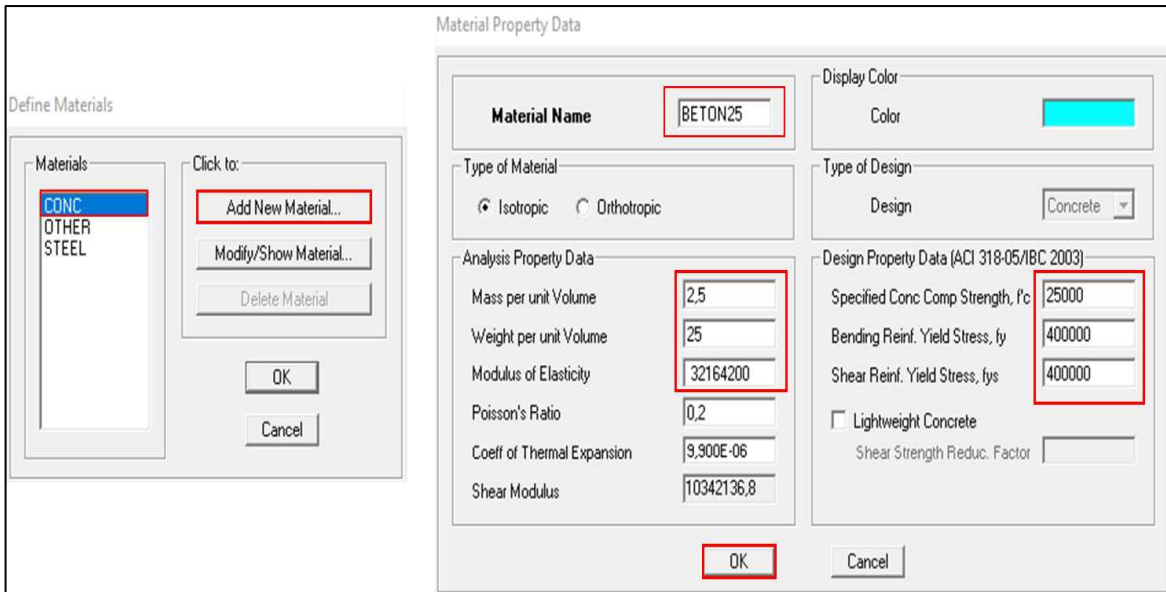


Figure 4.12 : Introduction des propriétés mécaniques du béton.

- **Define** puis **Material Properties**, une boîte de dialogue s'affiche « **Define Materials** » ensuite on sélectionne dans **Material** le matériau **Other** après **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure

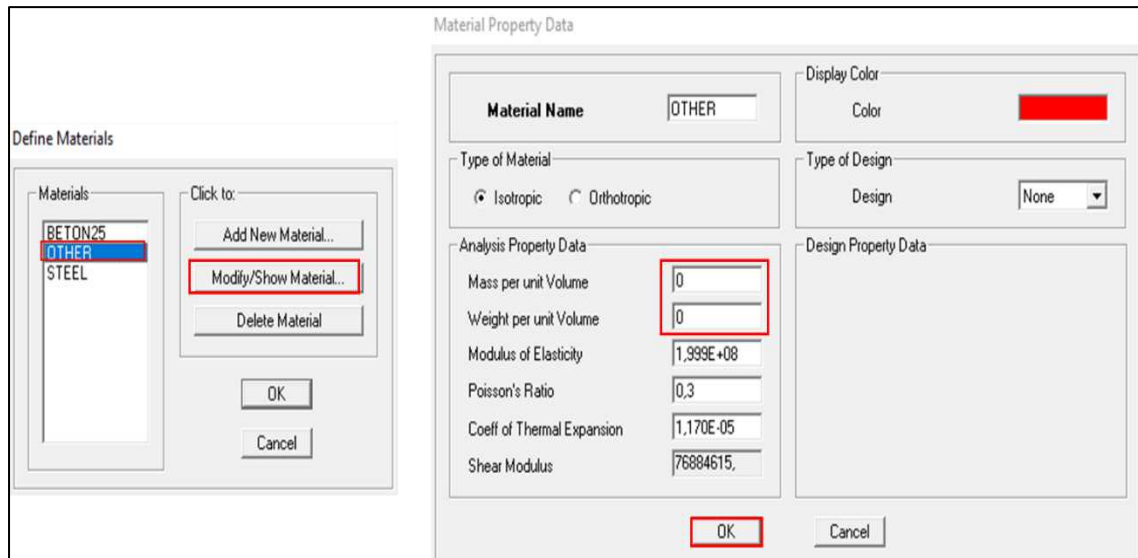


Figure 4.13 : Introduction des propriétés mécaniques du matériau OTHER

suivante :

4.3.3 Spécification des propriétés géométriques des matériaux :

On va définir chaque élément de la structure : les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles.

4.3.3.1 Poteaux et poutres :

- On clique sur **Define** puis sur **Frame Sections**, dans l'icône qui s'affiche on sélectionne tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne sauf **W44X335** puis on clique sur **Delete Property**.

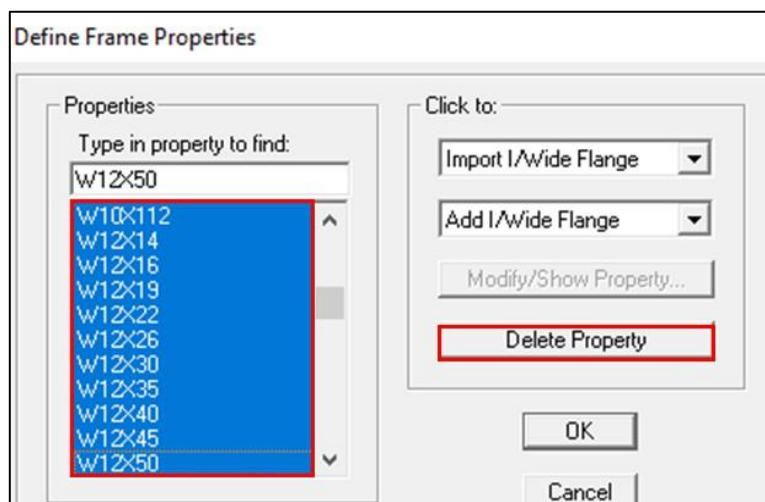


Figure 4.14 : introduction des éléments barres.

- Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux on clique sur **Add**

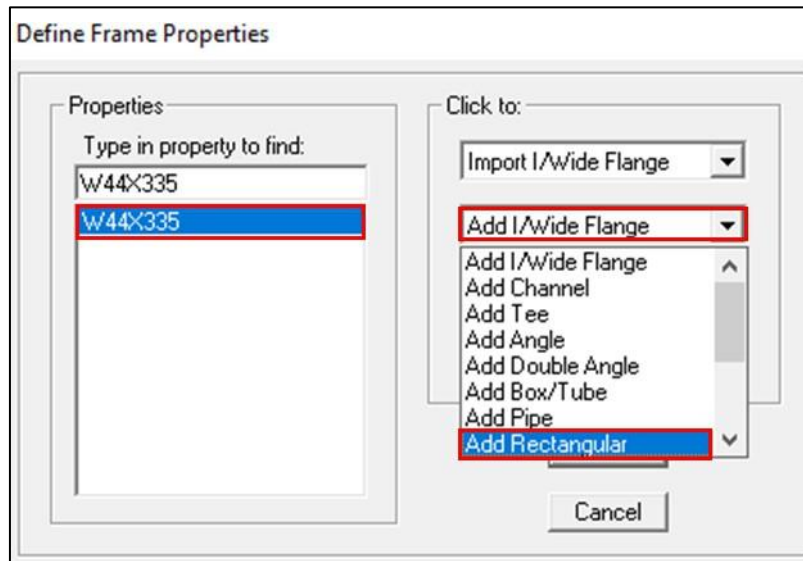


Figure 4.15 : introduction des coffrages de poutres

I/Wide Flange puis on choisit **Add Rectangular**.

- En cliquant sur **Add Rectangular**, une fenêtre apparaît sous le titre **Rectangular Section** qui nous permettra de définir les dimensions des poutres et des poteaux :

➤ **Poutre principale PP 30x45 :**

The image shows a software interface for defining the properties of a rectangular section, specifically a beam. The interface is divided into two main panels: "Rectangular Section" and "Reinforcement Data".

Rectangular Section Panel:

- Section Name:** A text box containing "PP30x45".
- Properties:** A button labeled "Section Properties...".
- Property Modifiers:** A button labeled "Set Modifiers...".
- Material:** A dropdown menu showing "BETON25".
- Dimensions:** Two text boxes: "Depth (t3)" with the value "0.45" and "Width (t2)" with the value "0.30".
- Concrete:** A button labeled "Reinforcement...".
- Display Color:** A small purple square.
- Buttons:** "OK" and "Cancel" buttons at the bottom.

Reinforcement Data Panel:

- Design Type:** Radio buttons for "Column" and "Beam", with "Beam" selected.
- Concrete Cover to Rebar Center:** Two text boxes: "Top" with "0.025" and "Bottom" with "0.025".
- Reinforcement Overrides for Ductile Beams:** A table with columns "Left" and "Right", and rows "Top" and "Bottom". All values are "0".
- Buttons:** "OK" and "Cancel" buttons at the bottom.

A diagram of a rectangular section with reinforcement bars is shown in the center of the "Rectangular Section" panel. The diagram has a grid background. A vertical blue arrow labeled "2" indicates the depth, and a horizontal blue arrow labeled "3" indicates the width. Red dots represent the reinforcement bars.

Figure 4.16 : définition des dimensions des poutres principales.

➤ Poutre secondaire PS 30x35 :

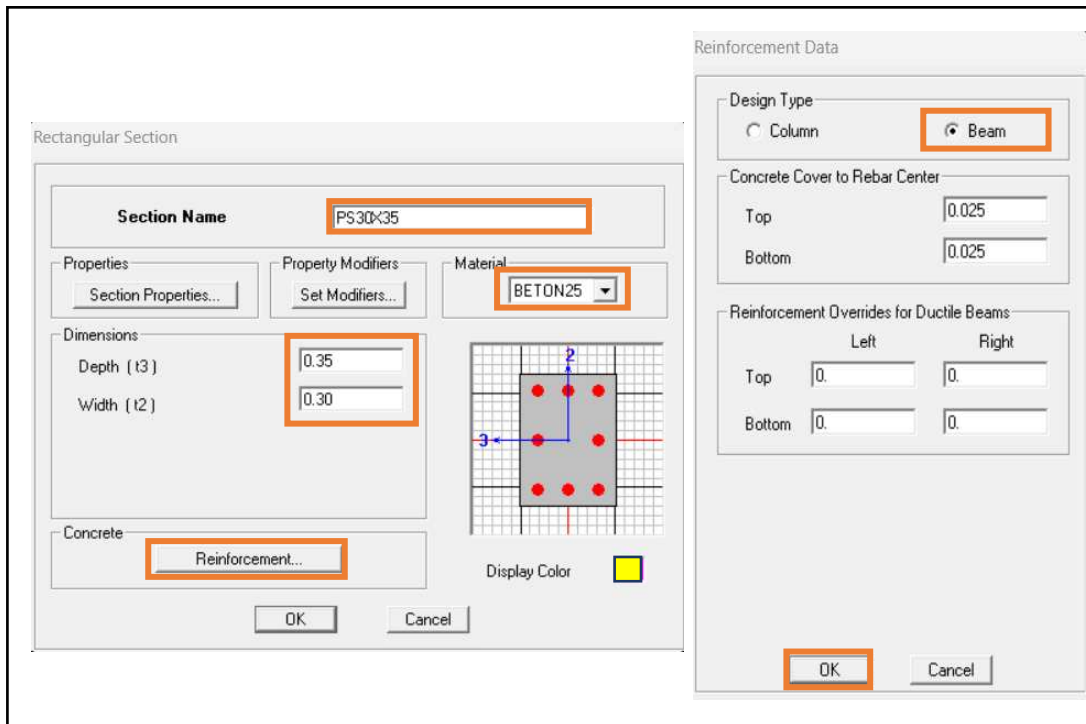


Figure 4.17 : définition des dimensions des poutres secondaires.

➤ Poutre de chaînage :

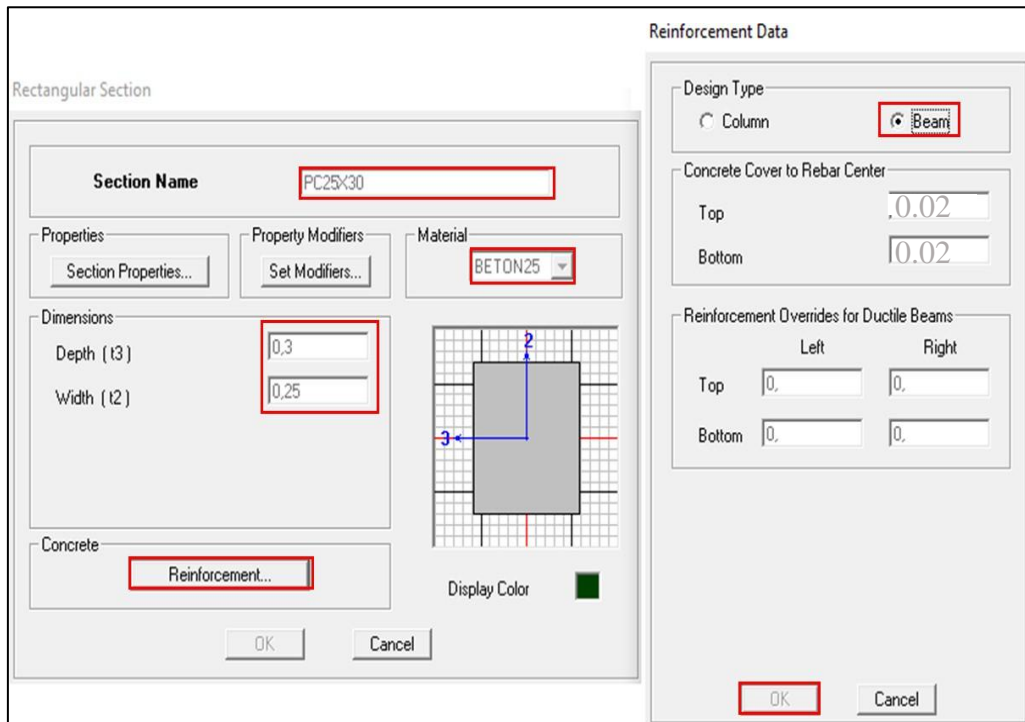


Figure 4.18 : définition des dimensions des poutres de chaînages.

➤ Pour un poteau 30x35 :

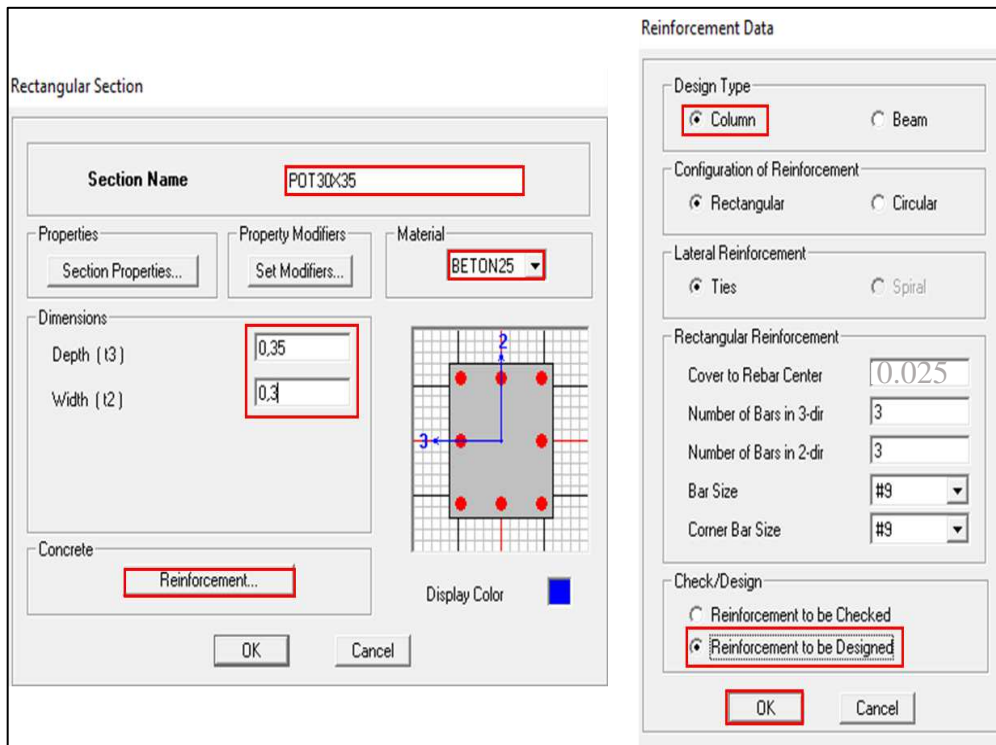


Figure 4.19 : définition des dimensions du poteau 30x35

➤ Pour un poteau 35x40 :

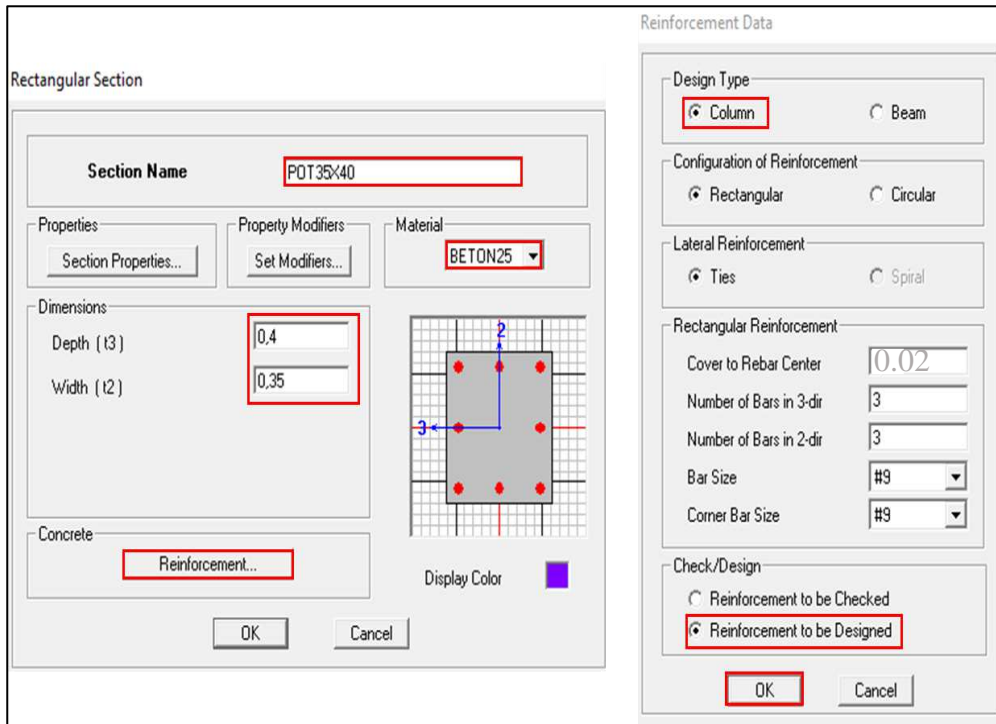


Figure 4.20 : définition des dimensions du poteau 35x40.

➤ Pour un poteau 40x45 :

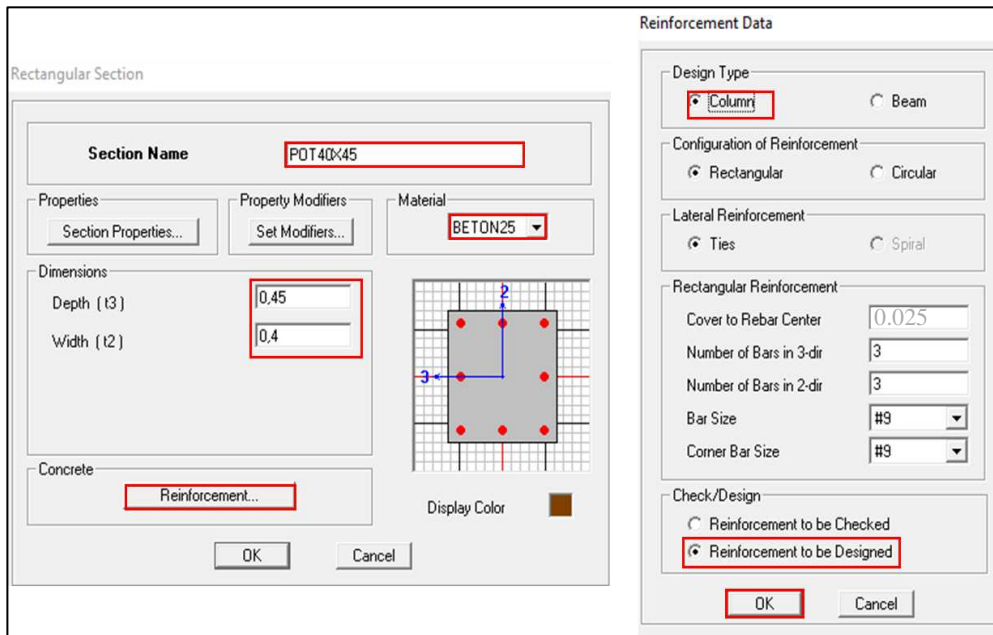


Figure 4.21 : définition des dimensions du poteau 40x45.

4.3.3.2 Les plancher, dalles pleins et voiles :

➤ Voile :

On clique sur **Definie** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Wall** pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du voile et son épaisseur ensuite on coche **Shell**.

- Pour le voile de l'entresol :

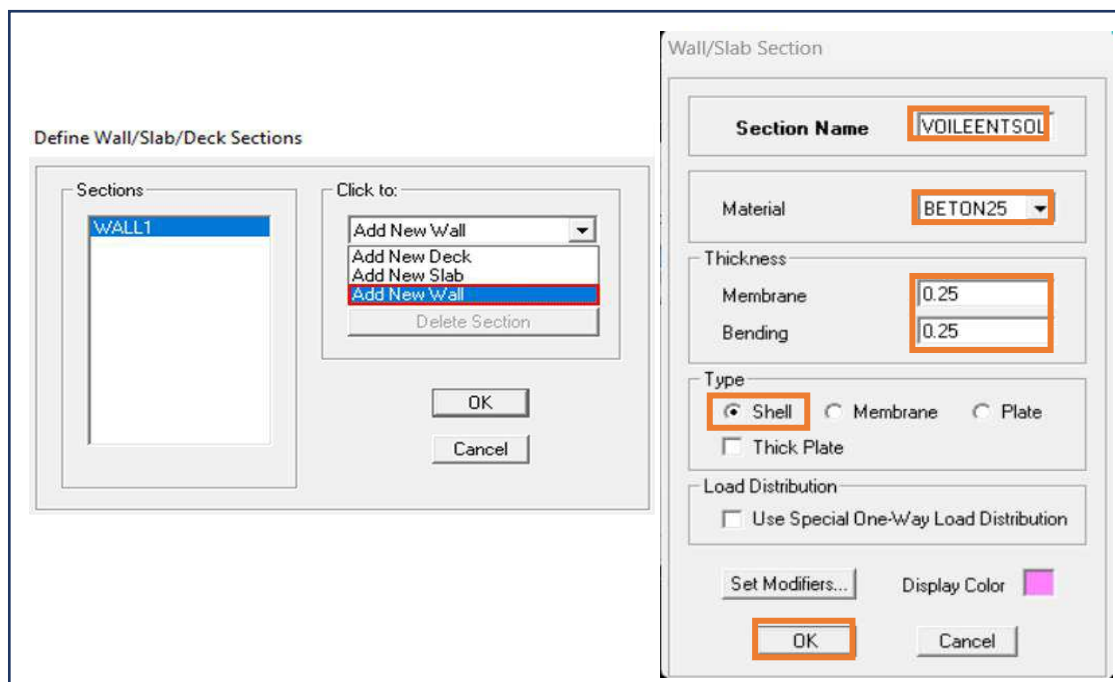


Figure 4.22 : définition des dimensions de voile de l'entre sol

- Pour le voile du RDC :

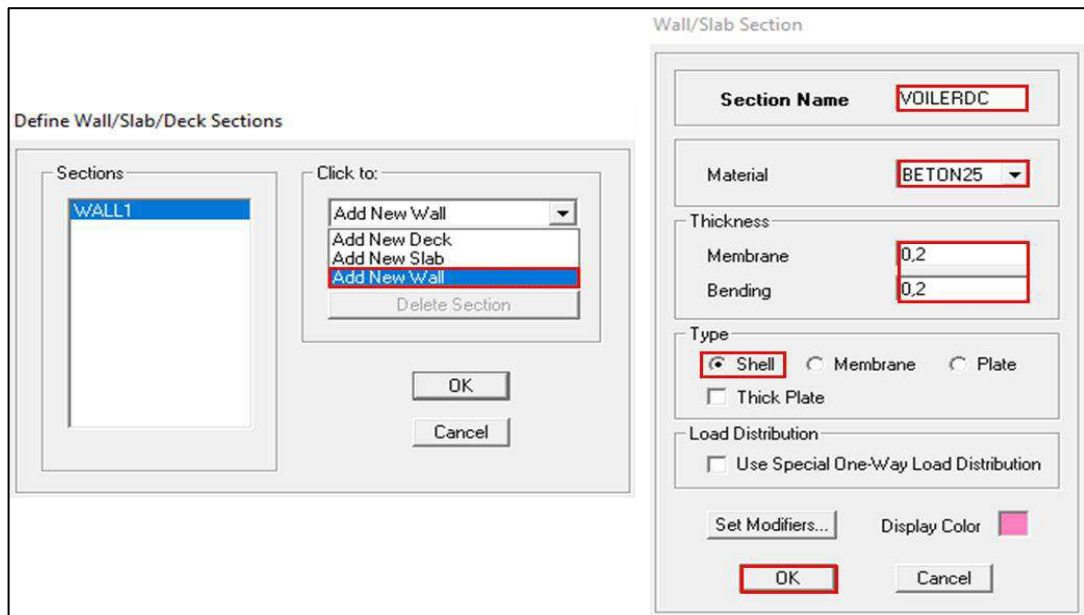


Figure 4.23 : définition des dimensions de voile du RDC.

- Pour le voile des étages courants :

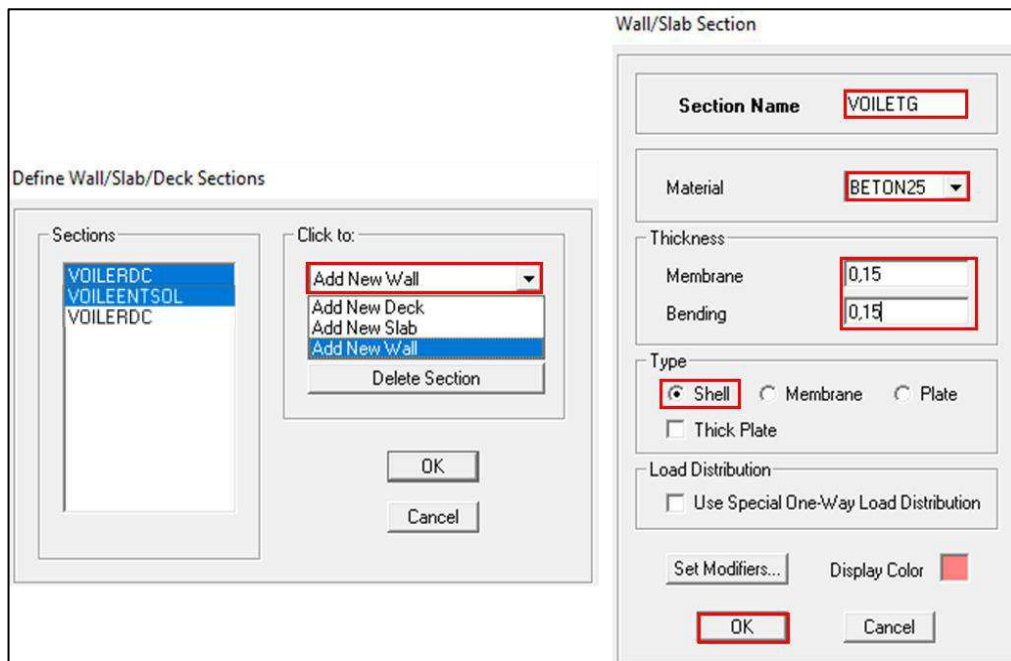


Figure 4.24 : définition des dimensions de voile des étages courants.

➤ **Plancher :**

On clique sur **Define** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Slab** pour un plancher, une nouvelle fenêtre va apparaître « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du plancher et son épaisseur ensuite on coche **Membrane**.

- **Pour le plancher en corps creux :**

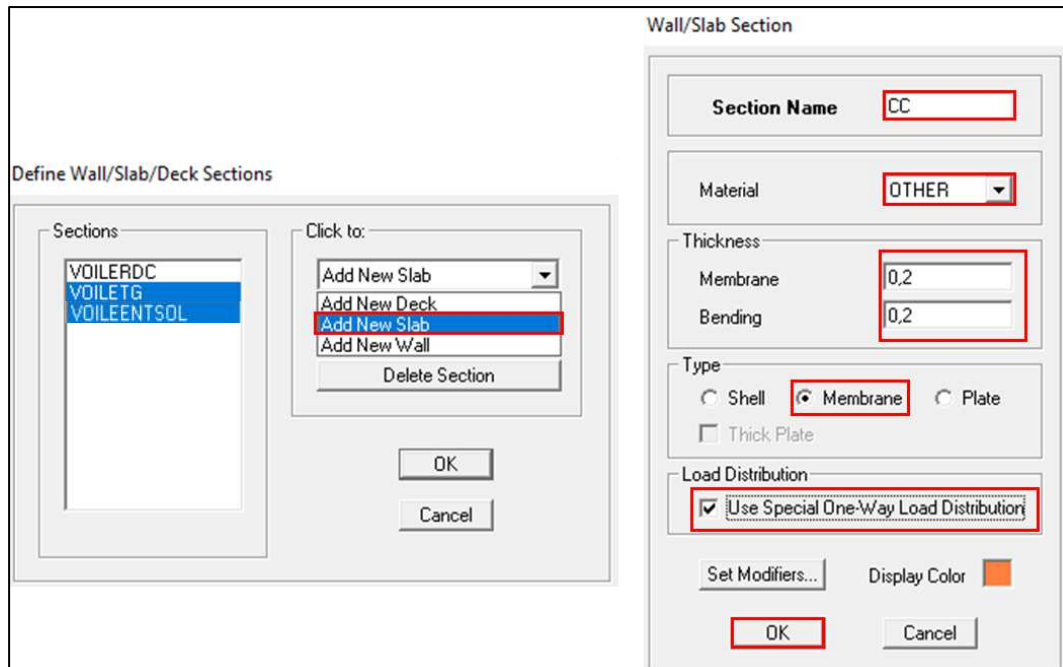


Figure 4.25 : définition des dimensions des planchers en corps creux.

- **Pour la dalle pleine :**

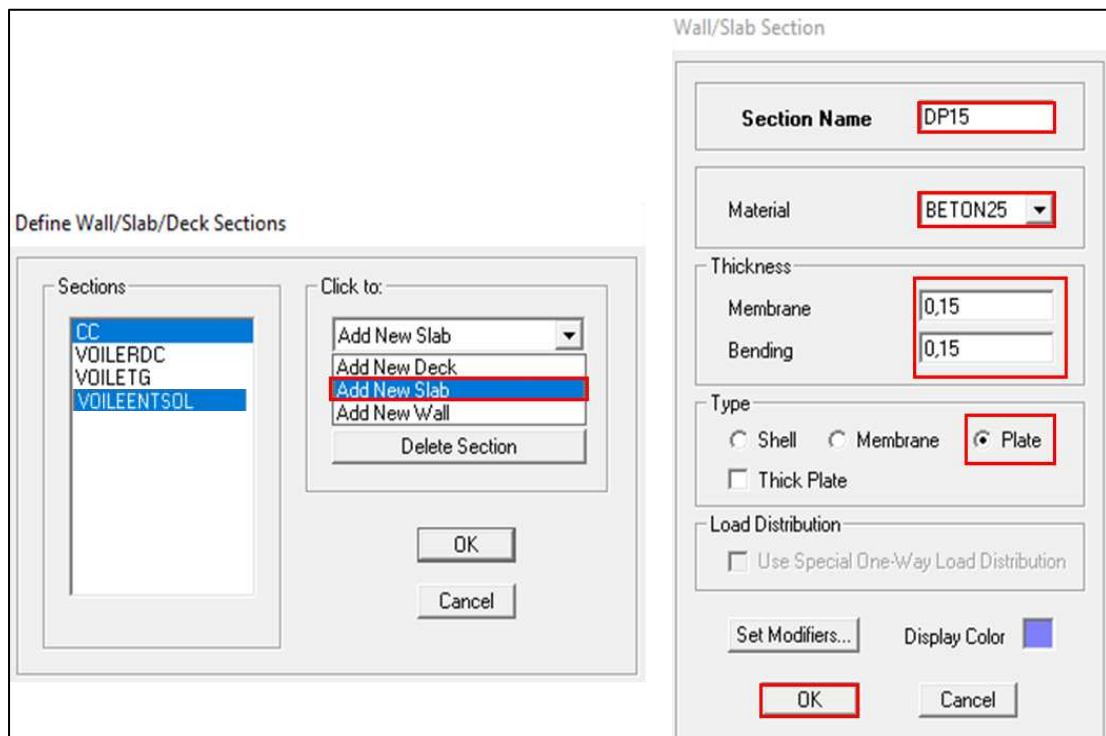


Figure 4.26 : Définition des dimensions de la dalle pleine.

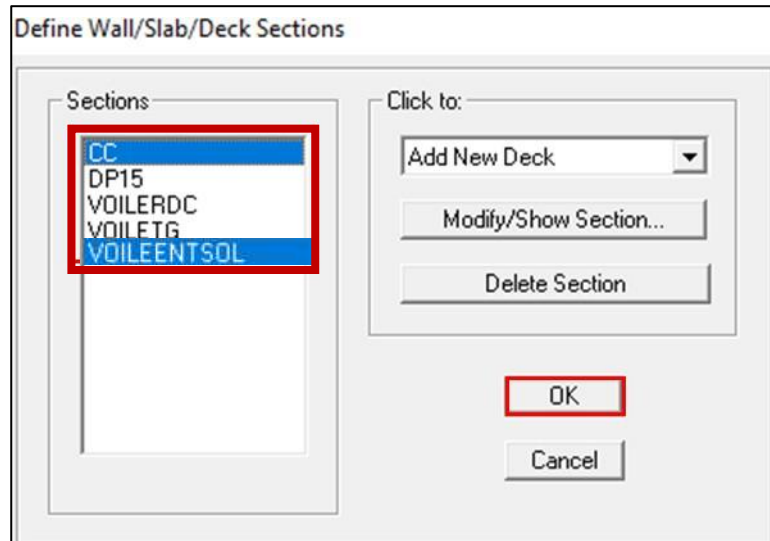



Figure 4.27 : Validation des planchers.

4.3.4 Affectation des éléments définis au model :

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Line Objects** après on choisit selon l'élément qu'on dessine.

4.3.4.1 Pour les poteaux :

Après **Draw Line Objects** on choisit **Create Columns in Region or at Clicks (Plan)** ou bien on clique sur l'icône  une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans « **Property of Object** » le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

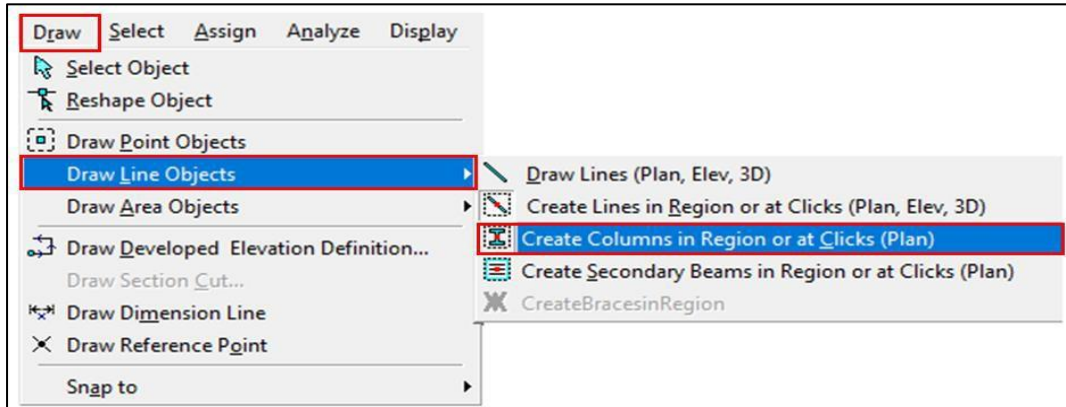


Figure 4.28 : Commande de dessin poteaux.

On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte.

➤ Entresol, RDC, étage 1 : 40x45

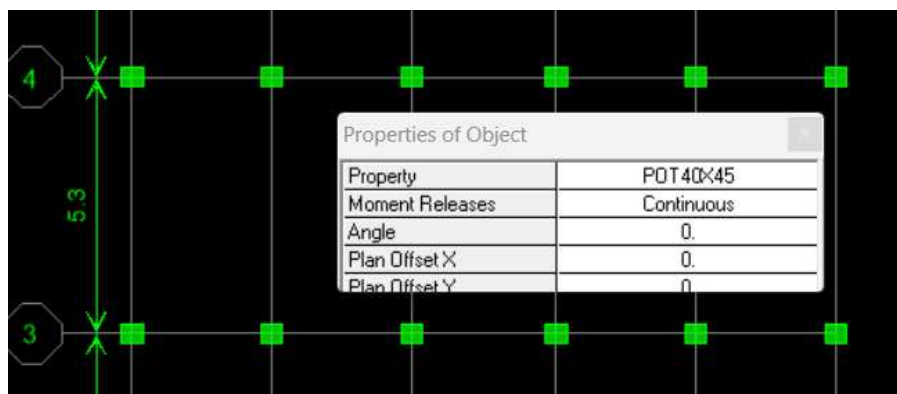


Figure 4.29 : dessins des poteaux 40x45

➤ Etages 2,3,4 : 35x40

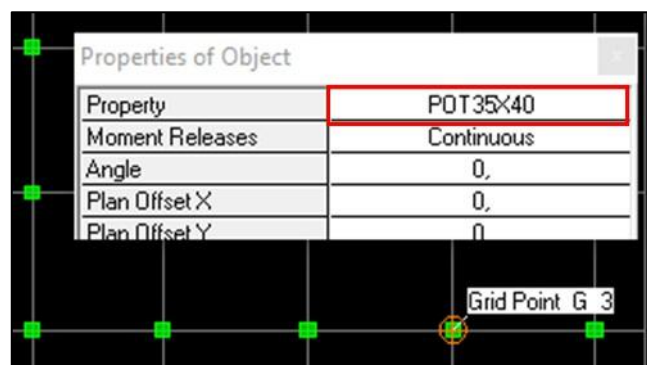


Figure 4.30 : dessin des poteaux 35x40

- Etages 5,6 : 30x35

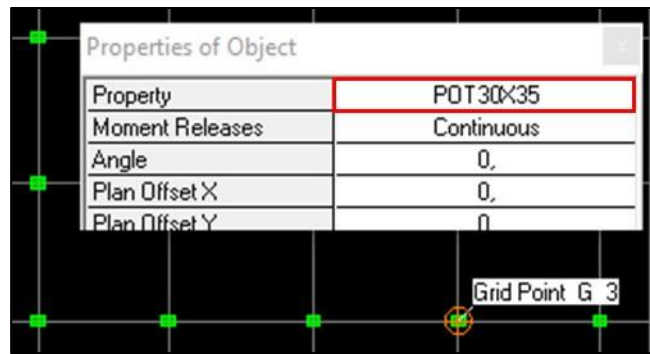



Figure 4.31 : dessin des poteaux 30x35

4.3.4.2 Pour les poutres :

Après **Draw Line Objects** on choisit **Create Lines in Region or at Clicks (plan, élevo, 3D)** ou bien on clique sur l'icône  une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans « **Property of Object** » ensuite choisir le nom de la section et cliquer sur les grids lines des poutres pour les dessiner.

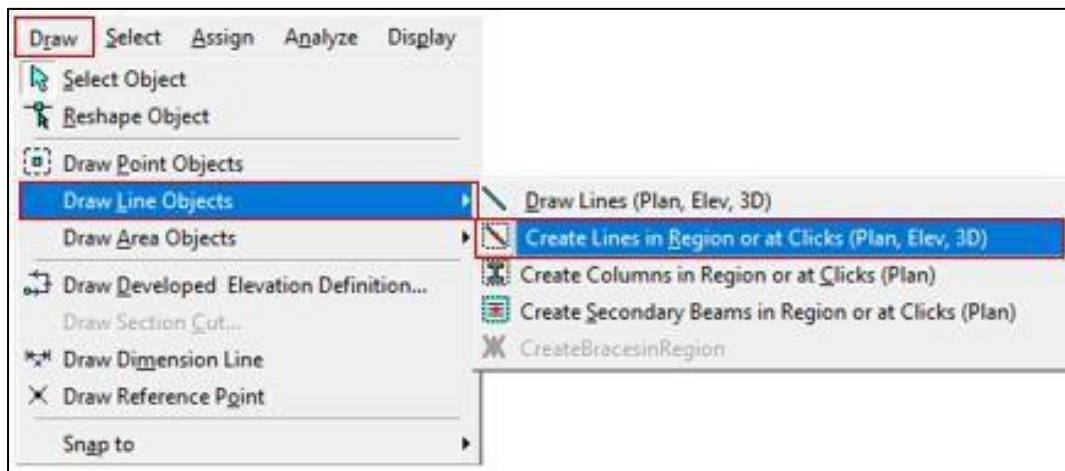


Figure 4.32 : Commande de dessin poutres

➤ Poutre principale PP : 30x45

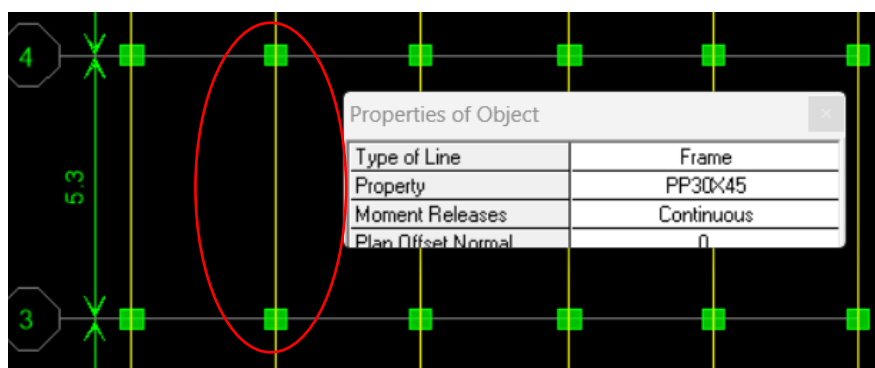


Figure 4.33 : dessin des poutres principales 30x45

- **Poutre secondaire PS :30x35**

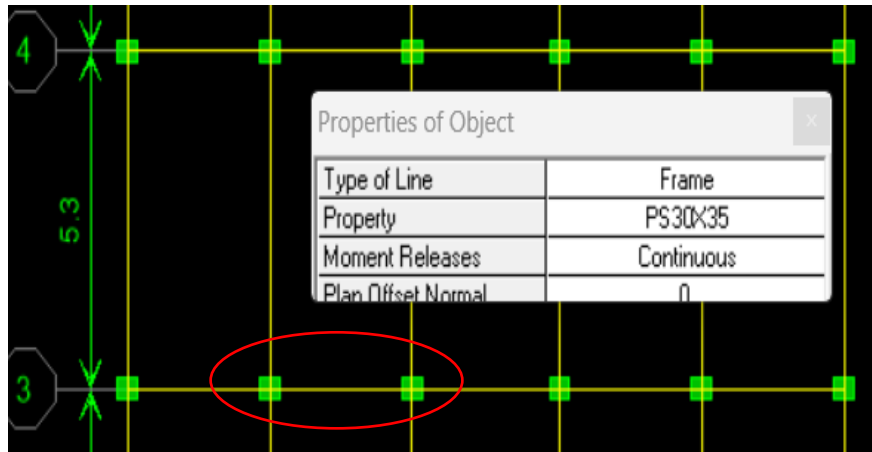


Figure 4.34 : dessin des poutres secondaires 30x35

- **Poutre de chaînage :25x30**

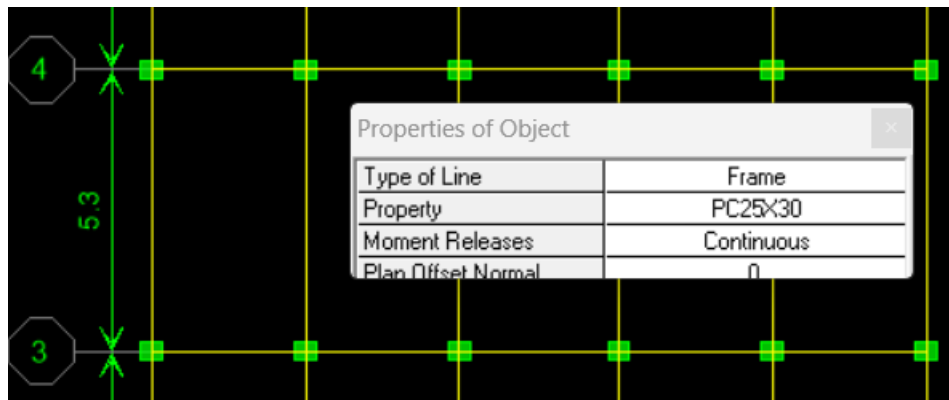



Figure 4.35 : dessin des poutres secondaires 25x30.

4.3.4.3 Pour les voiles :

Pour modéliser les voiles on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Draw Walls (Plan)** ou bien on clique sur l'icône 

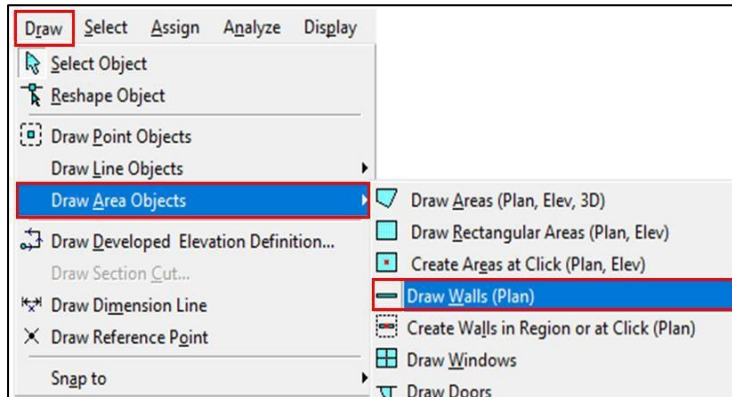


Figure 4.36 : : Commande de dessin voile

Dans la boite de dialogue qui apparait « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** voile on spécifie la longueur du voile dans la case **Fixed Length**, puis dessiner le Voile.

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	ENTSO
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	Fixed Length <L>
Fixed Length	1.5

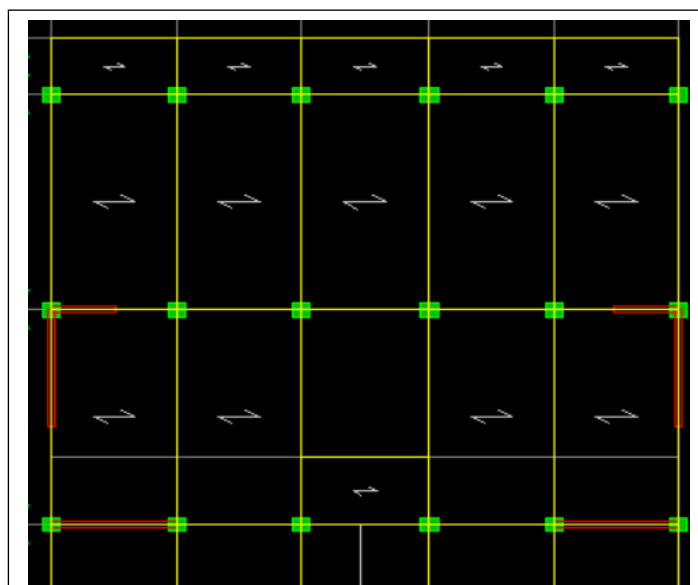
Figure 4.38 : Affectation des voiles de l'entresol.

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VOILERDC
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	Fixed Length <L>
Fixed Length	1.5


Figure 4.37 : Affectation des voiles du RDC.

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VOILETG
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	Fixed Length <L>
Fixed Length	1.5

Figure 4.39 : Affectation des voiles des étages



4.3.4.4 Pour les dalles en corps creux :

- Pour modéliser les dalles en corps creux on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Create Areas at Click (Plan, Elev)** ou bien on clique sur l'icône 

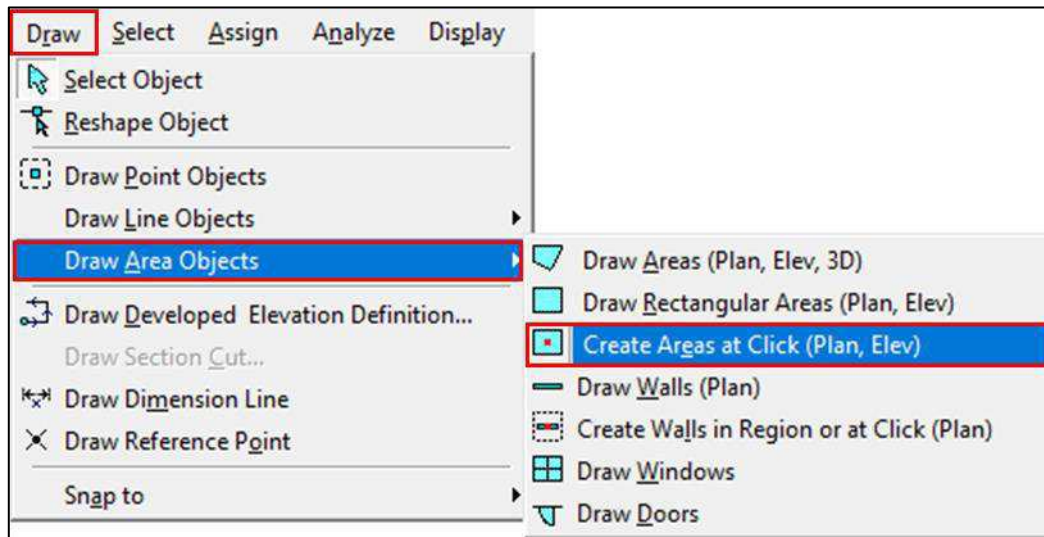


Figure 4.41 : Commande de dessin des dalles en corps creux.

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property**

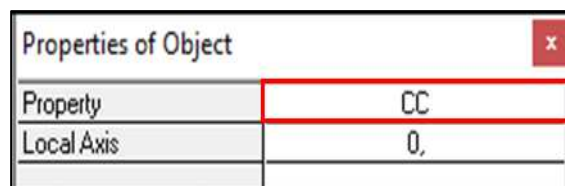



Figure 4.42 : Affectation des dalles en corps creux

CC.

4.1.1.2. Pour la dalle pleine :

- Pour modéliser les dalles en corps creux on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Draw Areas (Plan, Elev,3D)** ou bien on clique sur l'icône 

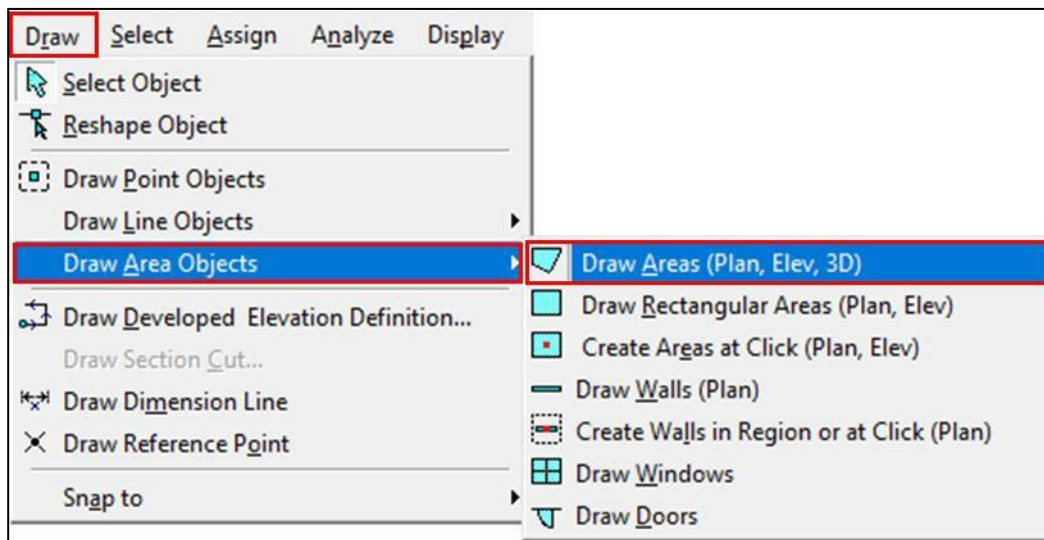


Figure 4.43 : Commande de dessin de dalle pleine.

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** DP15.

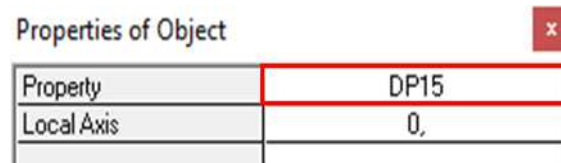


Figure 4.44 : Affectation de la dalle pleine.

- Enfin, on obtient le schéma final de la structure :

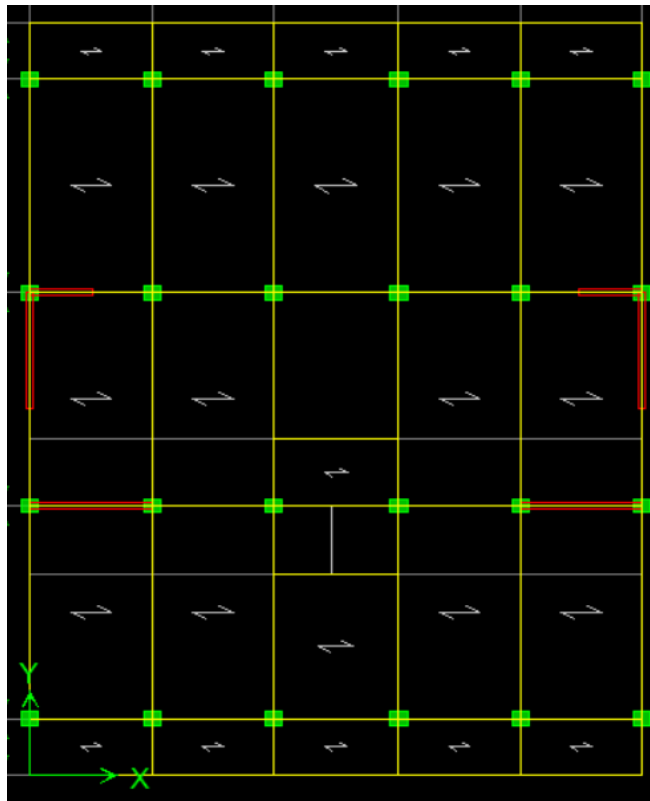


Figure 4.45 : Positionnement des voiles.

4.3.5 Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur : **Define** puis sur **Static Load Cases** ou bien sur l'icône

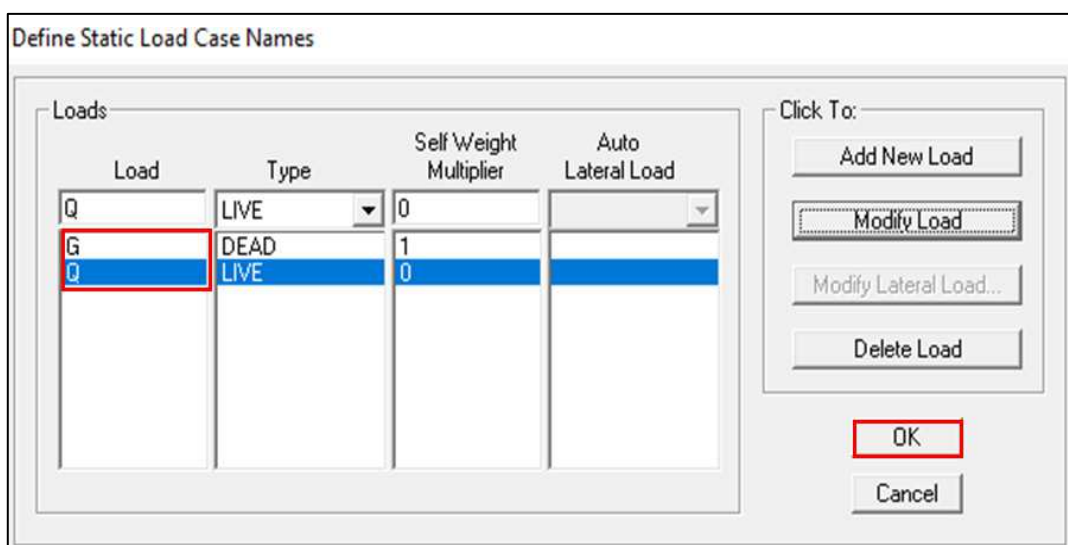



Figure 4.46 : Définition des charges G et Q.



4.3.6 Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003 :

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99.

- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône 
- On introduit les données dans leurs cases respectives :
 1. Zone IIa : zone de moyenne sismicité (T.0)
 2. Groupe d'usage 2 : importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48 m.
 3. Classification des sites d'implantation S3 : site meuble
 4. Classification des systèmes de contreventement : béton armé voiles porteurs.
 5. Facteur de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :
 - Conditions minimales sur les files de contreventement,
 - La redondance en plan,
 - La régularité en plan,
 - La régularité et en élévation,
 - Contrôle de la qualité des matériaux,
 - Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q.

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous en trouve le facteur de qualité $Q = 1,20$

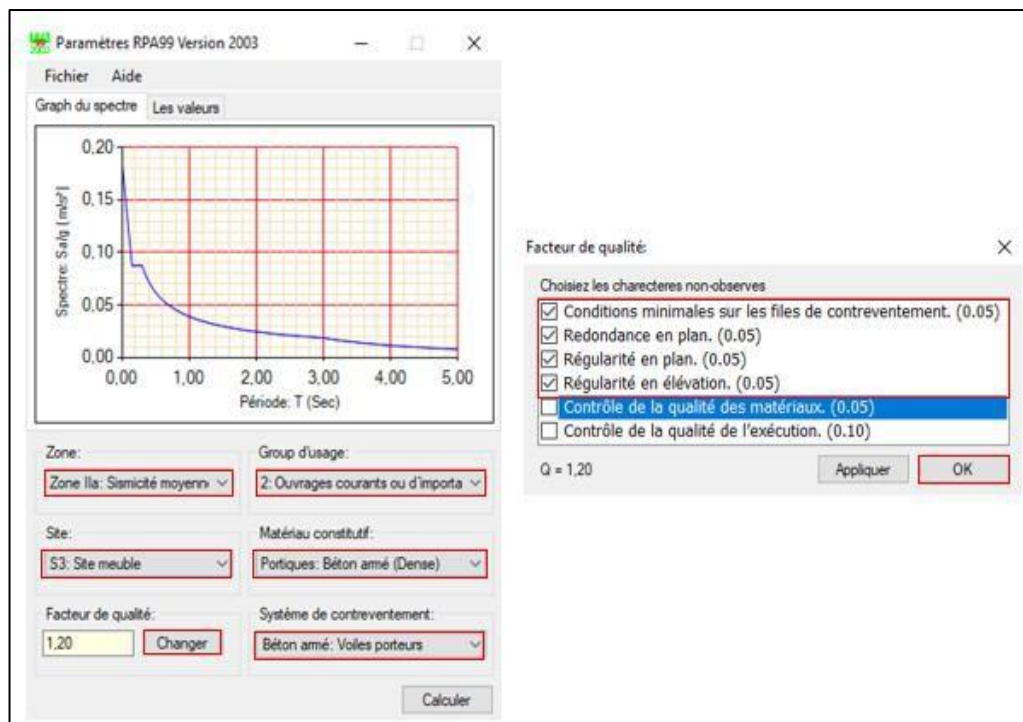


Figure 4.47 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

- Après l'introduction des données on clique sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.
- Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur **Define** puis **Response Spectrum Functions** puis sur **Spectrum from File** et **Add new Function**

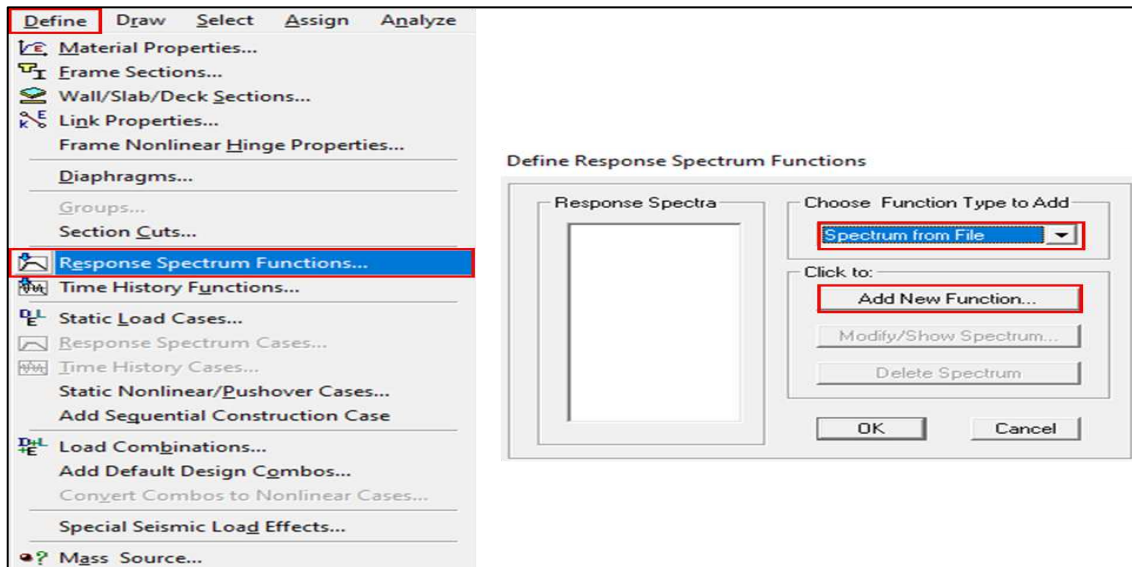


Figure 4.48 : commande d'introduction du spectre de réponse.

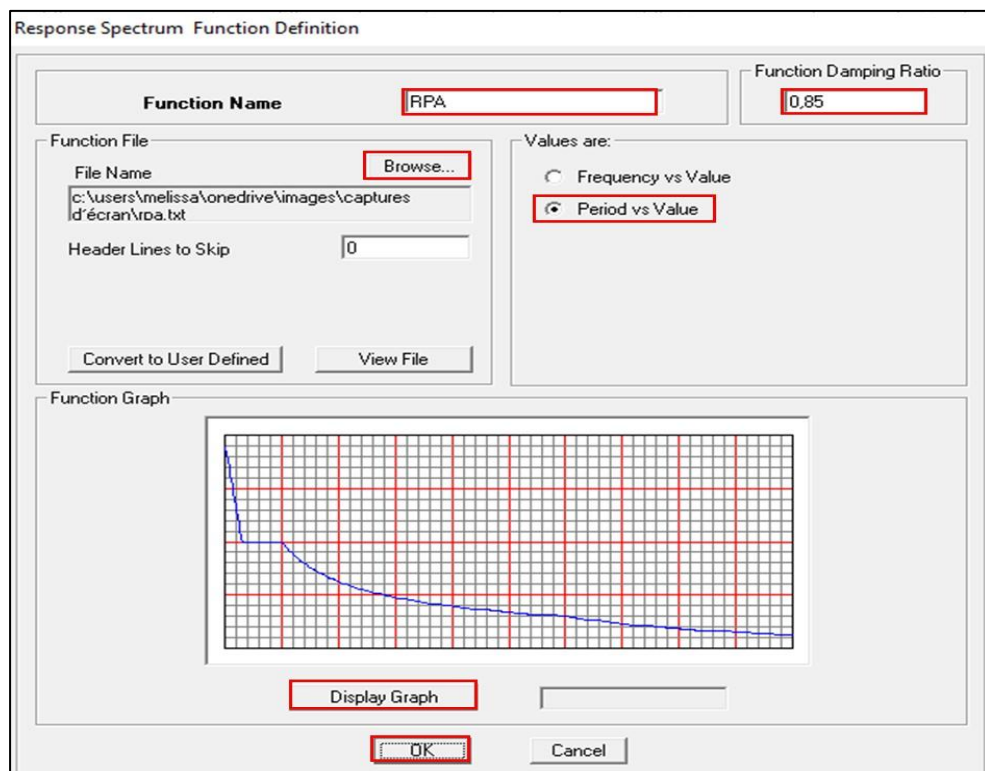


Figure 4.49 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

4.3.7 Définition de la charge sismique E :

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition de la charge sismique E, pour cela on clique sur **Define** puis **Responses Spectrum Cases** ensuite **Add New Spectrum** ou bien

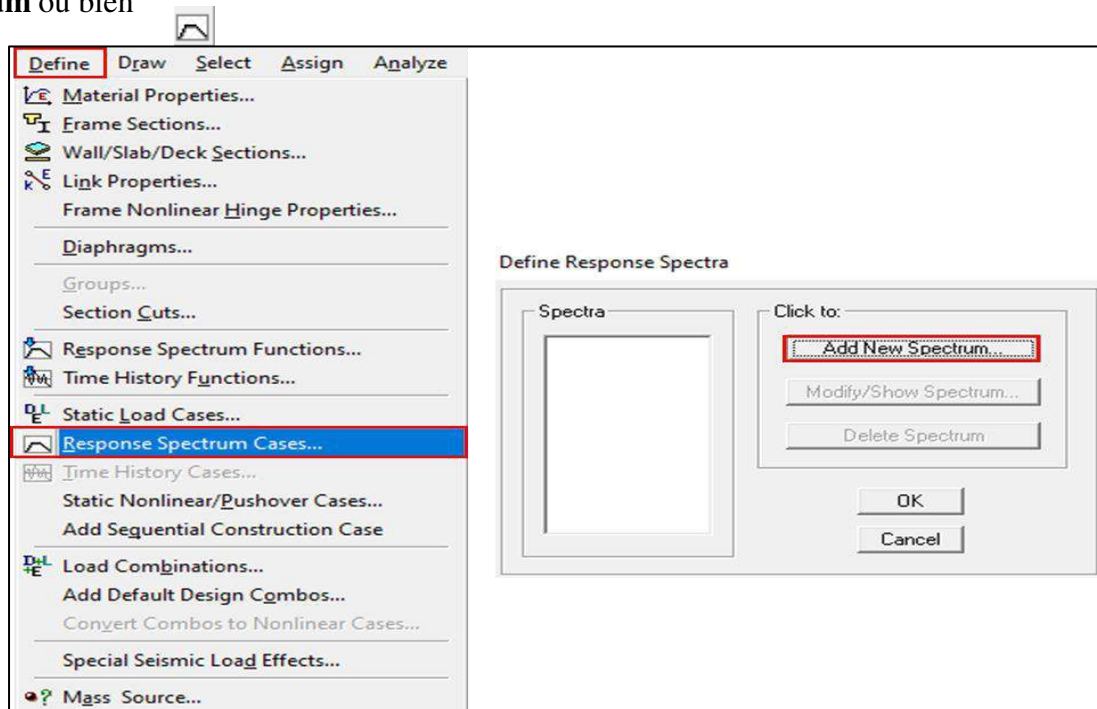


Figure 4.50 : commandes des cas de charges sismique.

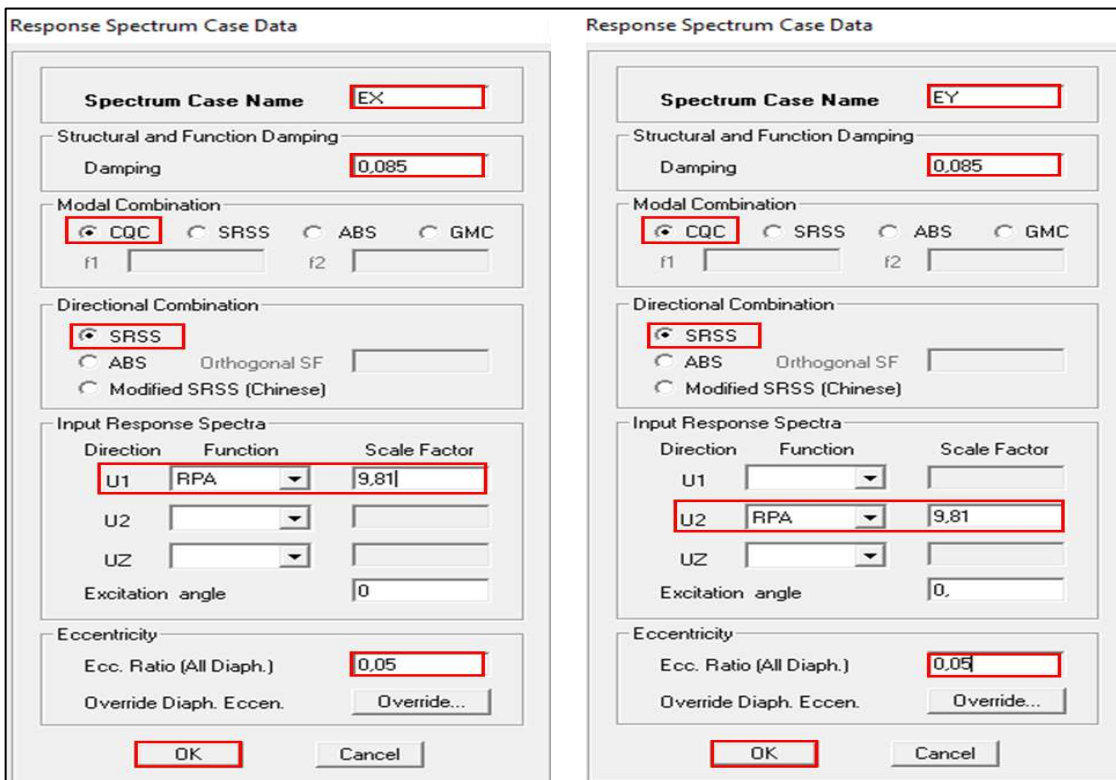


Figure 4.51 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales



4.3.7.1 Définition de la masse sismique :

Dans notre cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc $\beta = 0.2$

Pour l'introduction de cette masse on suit les étapes suivantes : cliquer sur **Define** puis sur **Masse source...** ou bien directement sur l'icône puis sur **From Loads**.

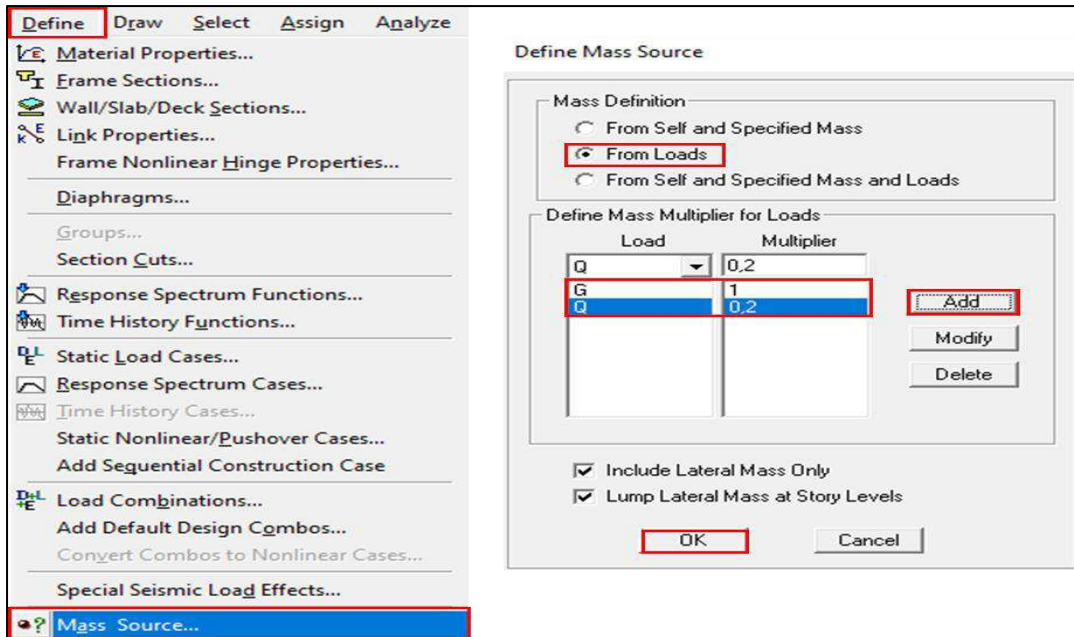



Figure 4.52 : définition de la masse sismique.

4.3.7.2 Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

➤ Appuis (Encastrement de la base) :

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds à la base et on clique sur **Assign** puis sur **Joint/point** ensuite **Restraints**, ou bien on clique sur l'icône 

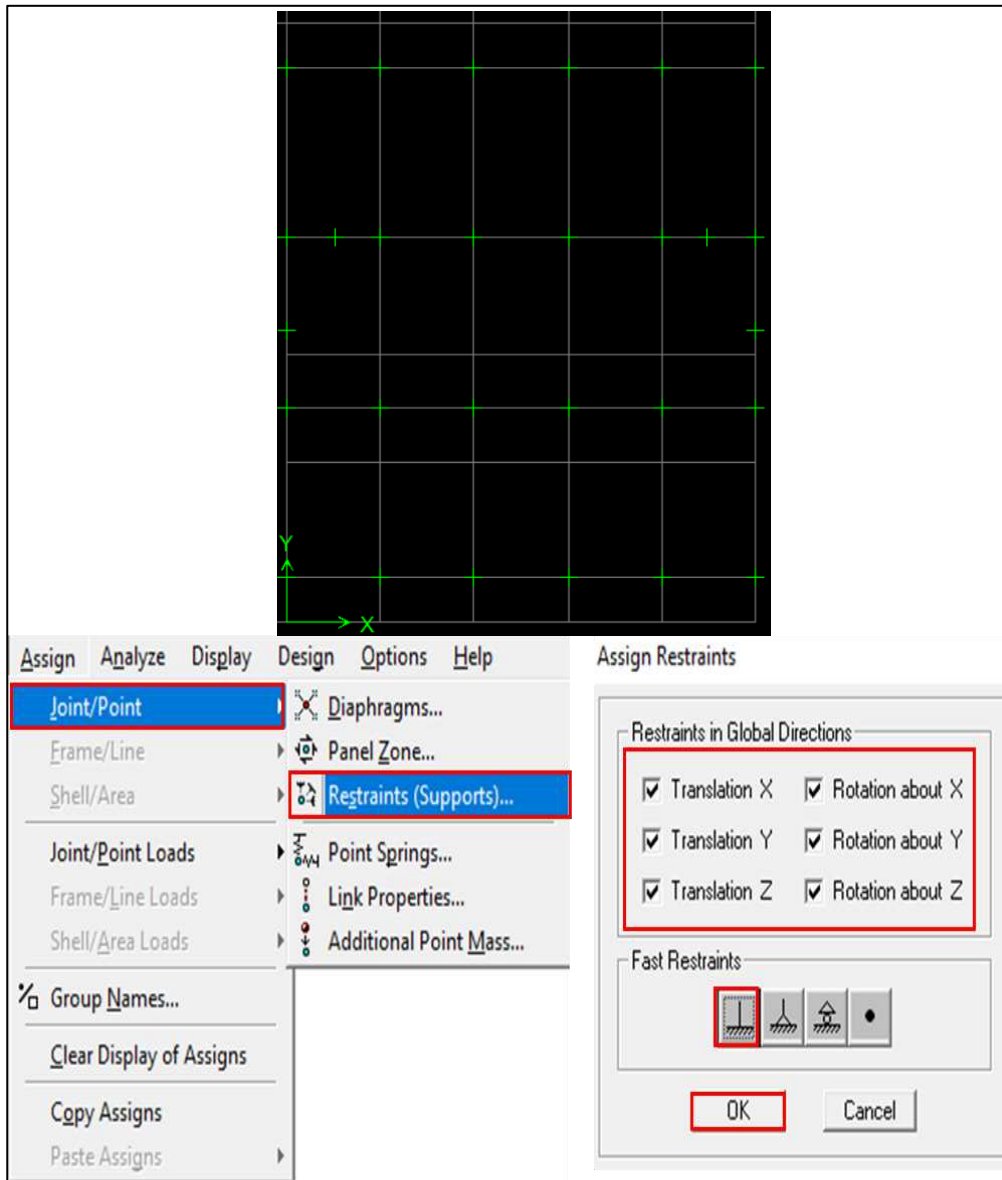



Figure 4.53 : Encastrement de la base de la structure.

- **Attribution des diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme** ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel ETABS.

- On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur : **Assign** puis sur **Joint/Point** ensuite **Diaphragms** ou bien cliquer directement sur l'icône 

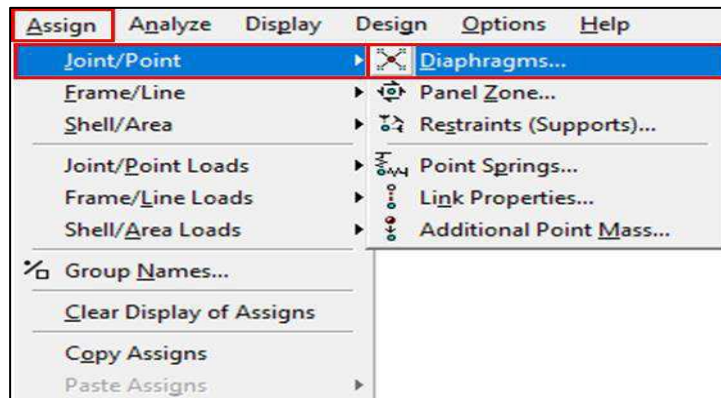


Figure 4.54 : commande d'introduction d'un plancher rigide.

- On clique sur **Add New Diaphragm** et on le nomme par exemple **D1** pour **story 1** on valide et refait la même opération pour tous les étages.

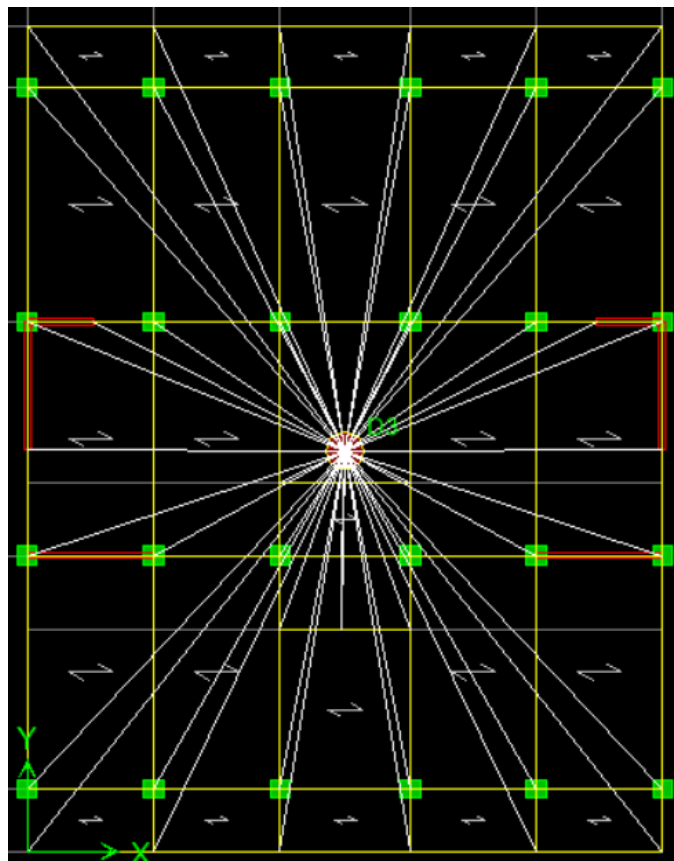


Figure 4.55 : spécification de diaphragme de chaque plancher.

4.3.8 Introduction des combinaisons d'actions :

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** puis sur **Loads Combinaisons** ensuite **Add New Combo** ou bien sur l'icône 

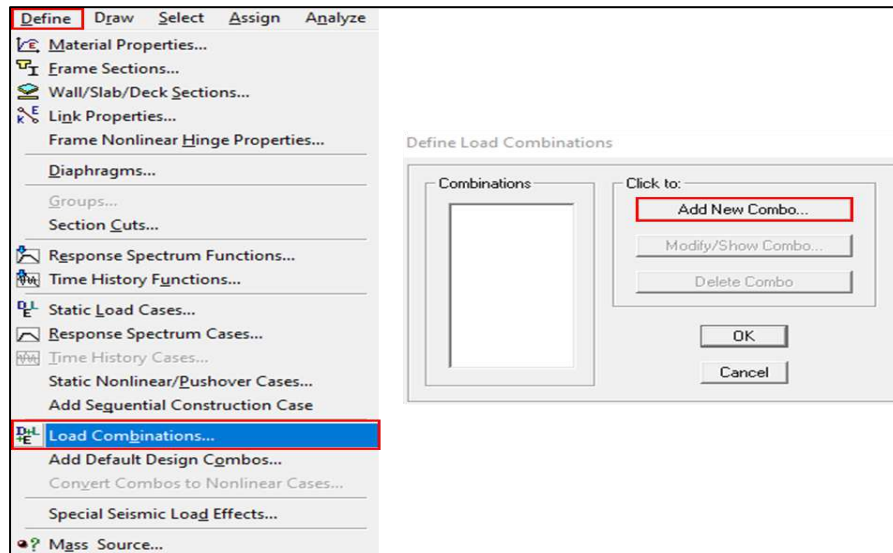


Figure 4.56 : commande d'instruction des combinaisons d'actions

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add new Combo**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.

- **Combinaisons accidentelles du RPA : GQE** : $(G + Q + E, G + Q - E)$ **08GE** : $(0,8G + E, 0,8G - E)$
- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) : ELU** : $1,35G + 1,5Q$
ELS : $G + Q$.
 - **Combinaisons poids** : $G + 0,2Q$
- On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

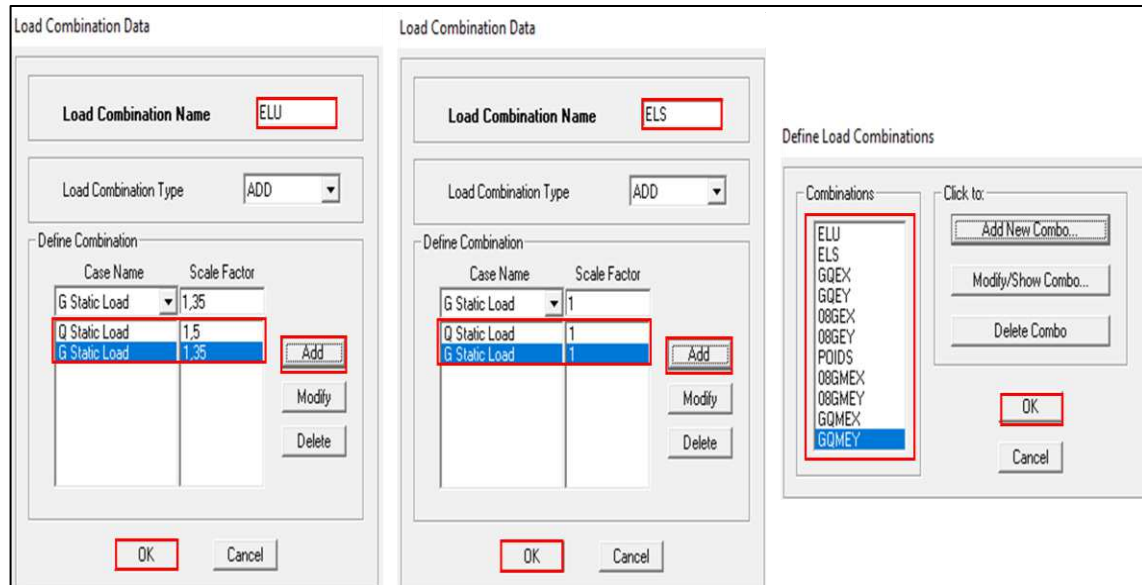


Figure 4.57 : : création des combinaisons de charges

4.3.9 Chargement des éléments :

➤ Chargement des planchers à corps creux :

- **Plancher terrasse :**

$$G = 7.69 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher étage courant :**

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher du RDC :**

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Chargement de la dalle pleine :

- **Dalle de la salle machine :**

$$G = 3.96 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

- Pour charger les planchers on commence dans un premier lieu par sélectionner les planchers puis cliquer sur cette icône 

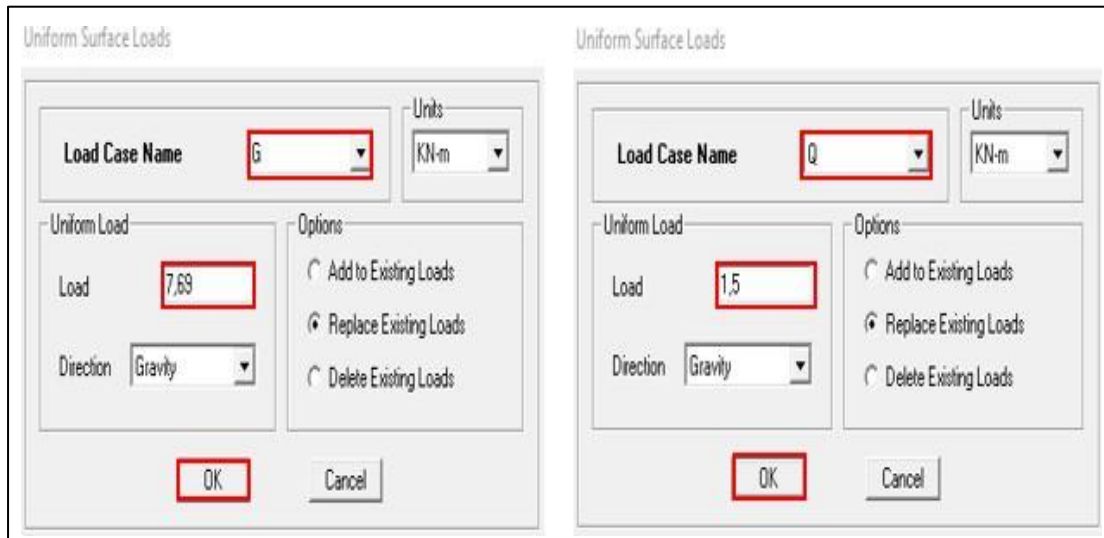


Figure 4.58 : Attribution des charges surfacique à des poteaux

- Répétez l'opération pour tous les étages.

4.3.10 Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :

- Avant de lancer l'analyse, on doit spécifier le nombre de modes à prendre en considération donc on clique sur **Analyze** puis sur **Set Analysis Options**, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre :

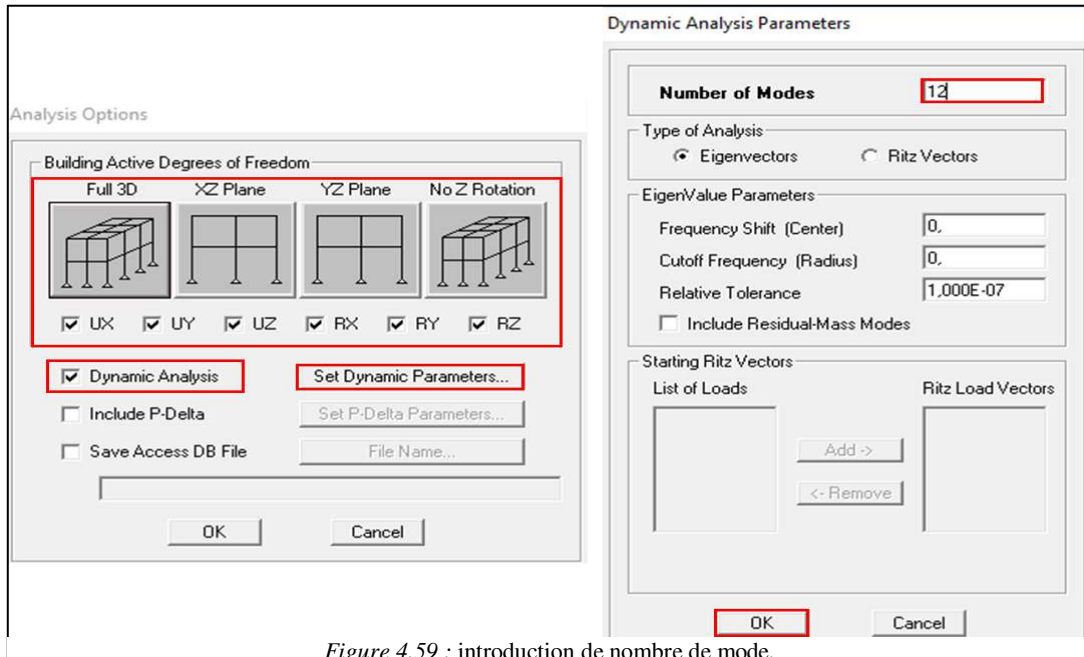


Figure 4.59 : introduction de nombre de mode.

- Vérifier que notre structure ne contient pas de problème avec l'option **Analyze** ensuite **check modal**.

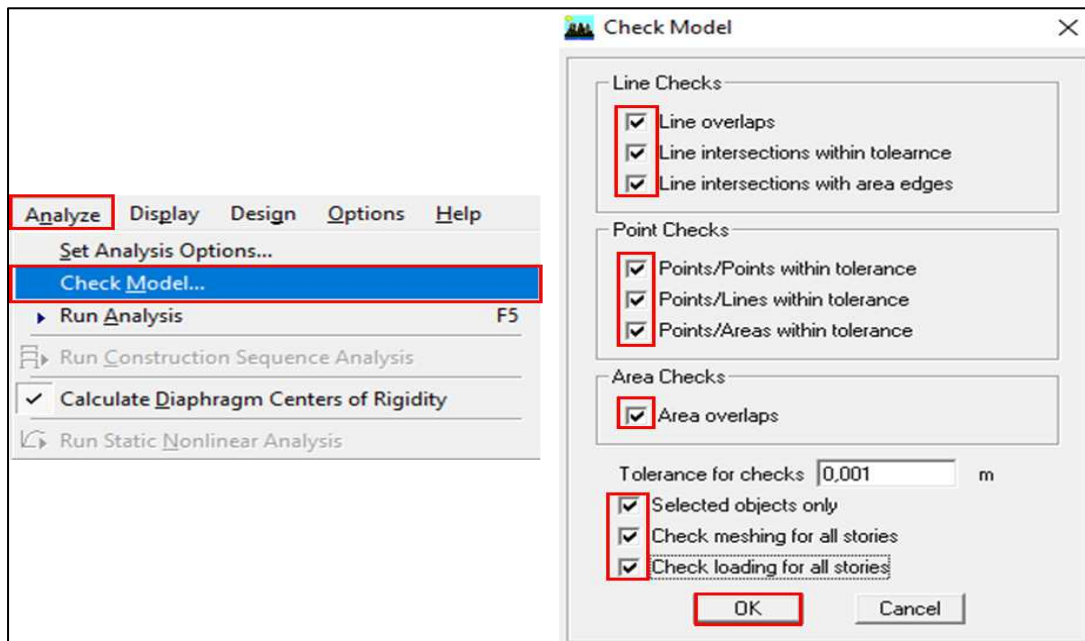


Figure 4.60 : option de vérification du modèle.

- Pour le lancement de l'analyse on clique sur **Analyze** puis sur **Run Analysis** ou sur la touche F5 de clavier.

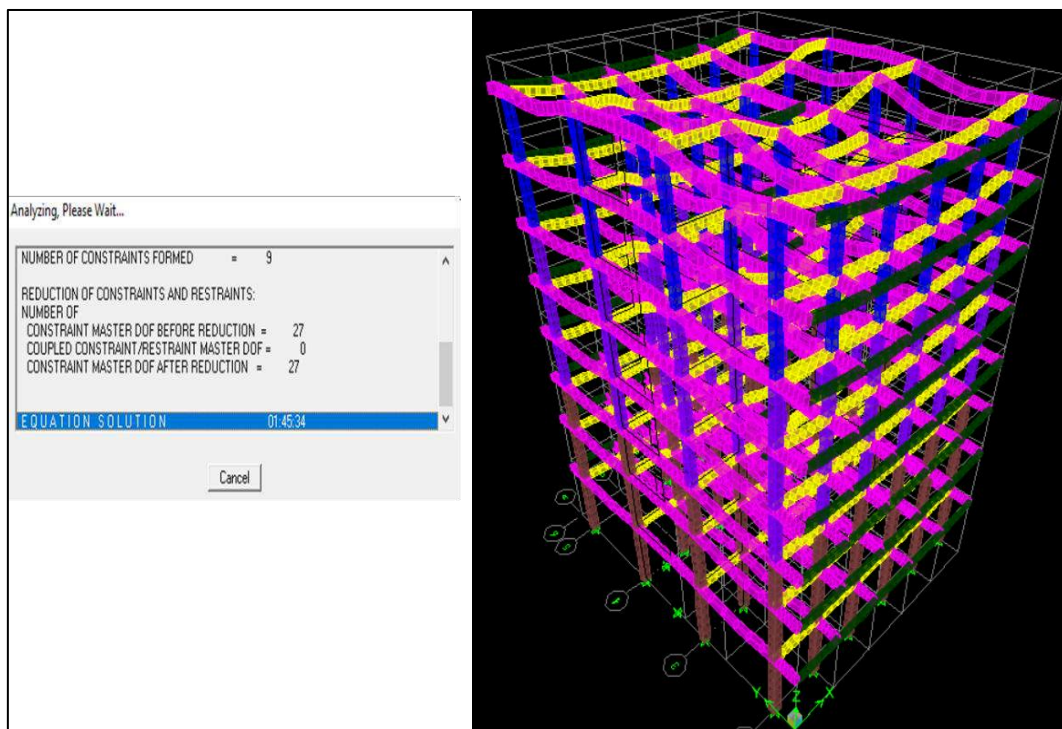


Figure 4.61 : Analyse de la structure.

- Après avoir suivie les étapes citées précédemment, on aura la structure suivante :

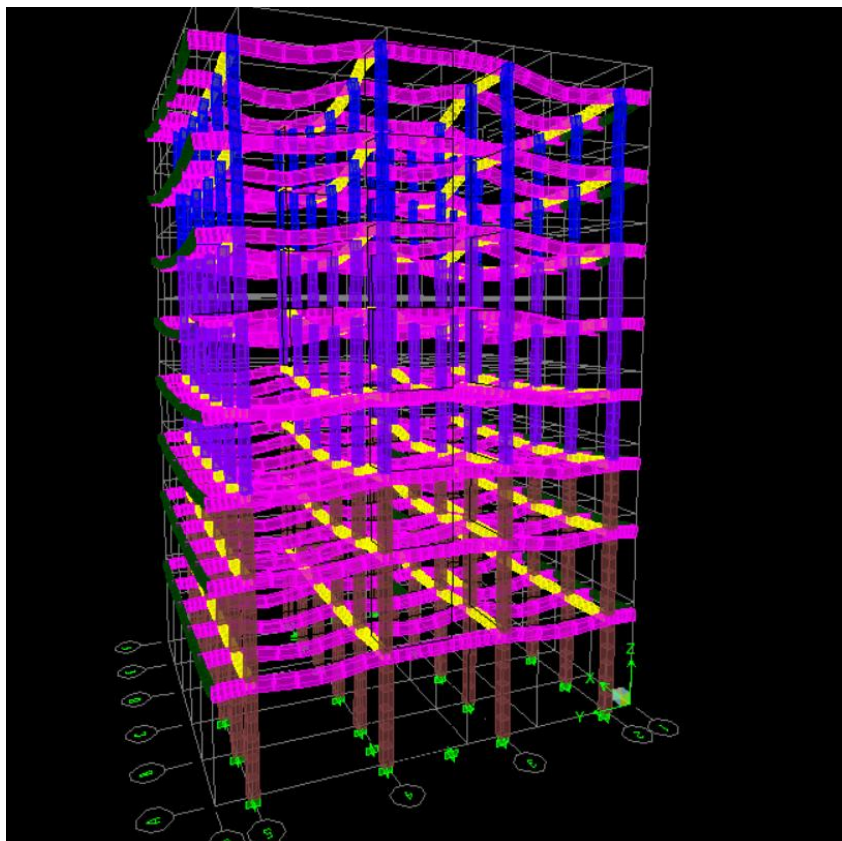


Figure 4.62 : Vue en 3D de la structure.

4.4 Vérification selon les exigences du RPA99 /modifié 2003 :

4.4.1 Introduction :

Un tremblement de terre peut être défini comme un bref mouvement de passagers qui provoque une libération soudaine d'énergie accumulée dans la zone où le tremblement de terre s'est produit. Ces mouvements se produisent souvent le long de failles préexistantes affectant les roches de la croûte terrestre et, selon leur force, peuvent causer des dommages importants et la destruction des structures, nécessitant ainsi la protection de la vie humaine et de ses biens matériels en exploitant ces failles naturelles. Ce phénomène est pris en compte dans la conception structurelle.

A cet effet, le règlement parasismique algérien (RPA) précise les mesures nécessaires à la conception et à la construction des bâtiments pour assurer un degré de protection acceptable.

- Cette partie du chapitre consiste à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :
 - Justification du système de contreventement.
 - Le pourcentage de la participation de la masse modale.
 - L'effort normal réduit.
 - L'effort tranchant à la base.
 - Les déplacements.
 - Justification vis-à-vis de l'effort delta.

4.4.2 Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage, le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
 - Par la méthode d'analyse modal spectral
 - Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse spectral qui est applicable sur tous les cas d'après les règlements du RPA.

4.4.3 Caractéristiques géométriques de la structure :

- Zone sismique : moyenne sismicité zone II a
- Groupe d'usage : groupe 2
- Classification du site : site meuble S3
- Système structurel : portique + voile

4.4.4 Vérification de la structure selon les exigences du RPA :

4.4.4.1 Justification du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques, afin de justifier la valeur du coefficient de comportement **R** à considérer.

Pour la détermination des charges verticales et horizontales reprise par le système de contreventement sur le logiciel ETABS il faut suivre les étapes suivantes :

- **Sens X-X :**

On clique sur **View** puis sur **Set 3D View** une fenêtre apparaîtra on sélectionne **XZ** et on met 0 pour **Aperture**. Ensuite on clique sur **Display** et sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX Spectra**.

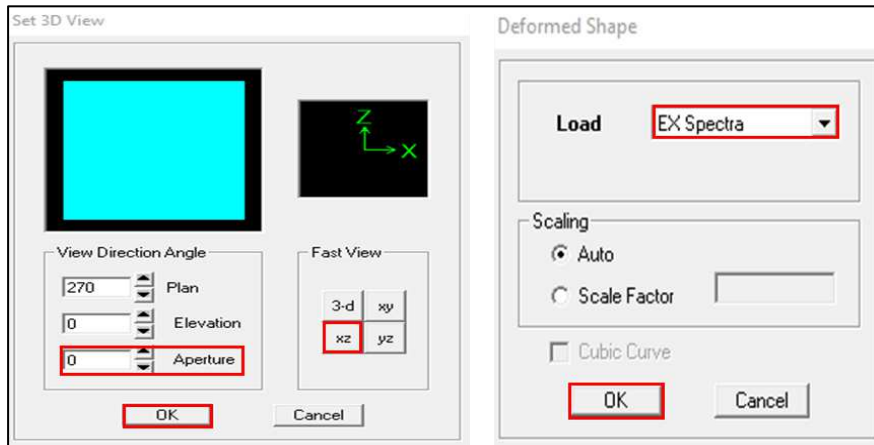


Figure 4.63 : Choix de la combinaison sismique

Pour dessiner une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base on clique sur **Draw** puis sur **Draw Section Cut**. Pour avoir les efforts repris par le voile seulement on désélectionne la case **Wall**.

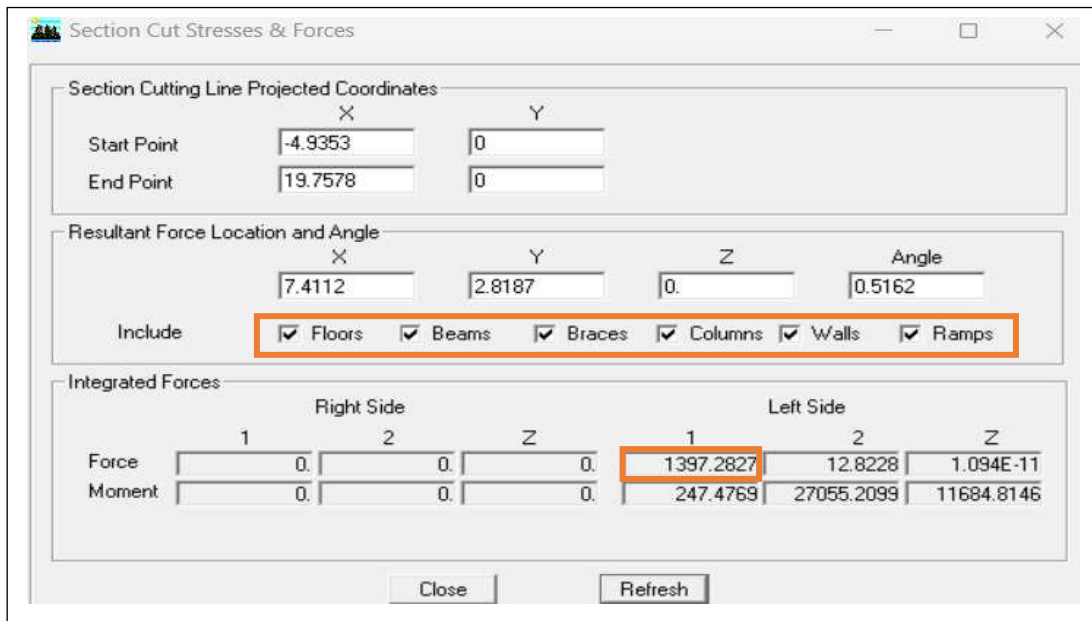


Figure 4.64 : Charges horizontale reprise par les voiles et portique à la fois.

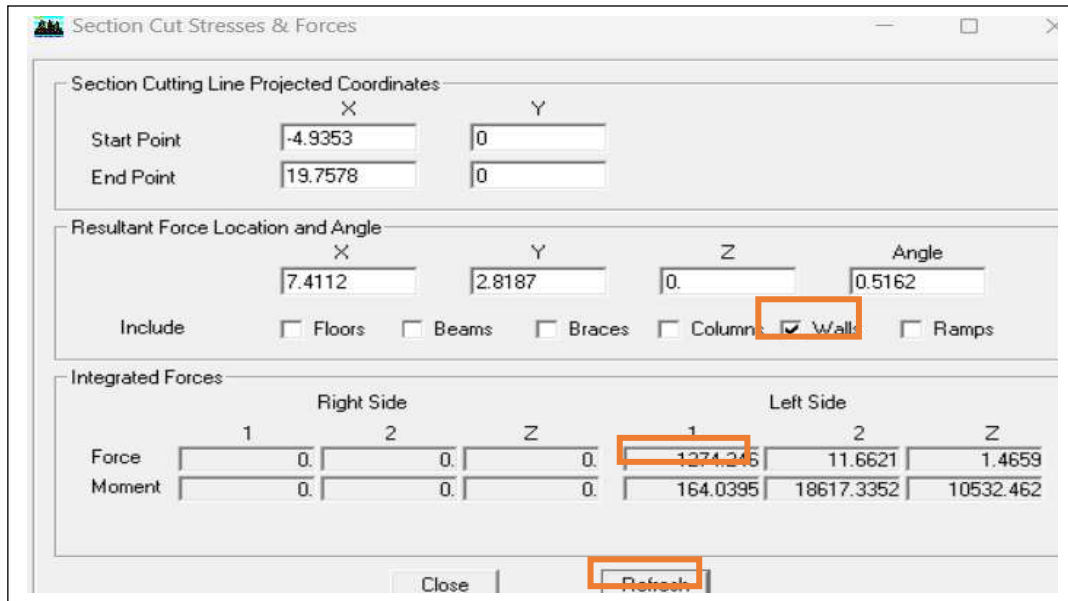


Figure 4.65 : Charges horizontale reprise par les voiles seuls

Le pourcentage des efforts repris par le voile et portique se calcul comme suit :

$$\%N_{voile} = \frac{N_{voile}}{N_{tot}} \times 100 ; \quad \%N_{portique} = 100 - \%N_{voile}$$

$$\%N_{portique} = 100 - 65.08 = 34.92\%$$

SENS-Y-Y :

On refait les mêmes étapes que les sens xx sauf que cette fois-ci au moment de choisir la combinaison on choisit **EY Spectre**.

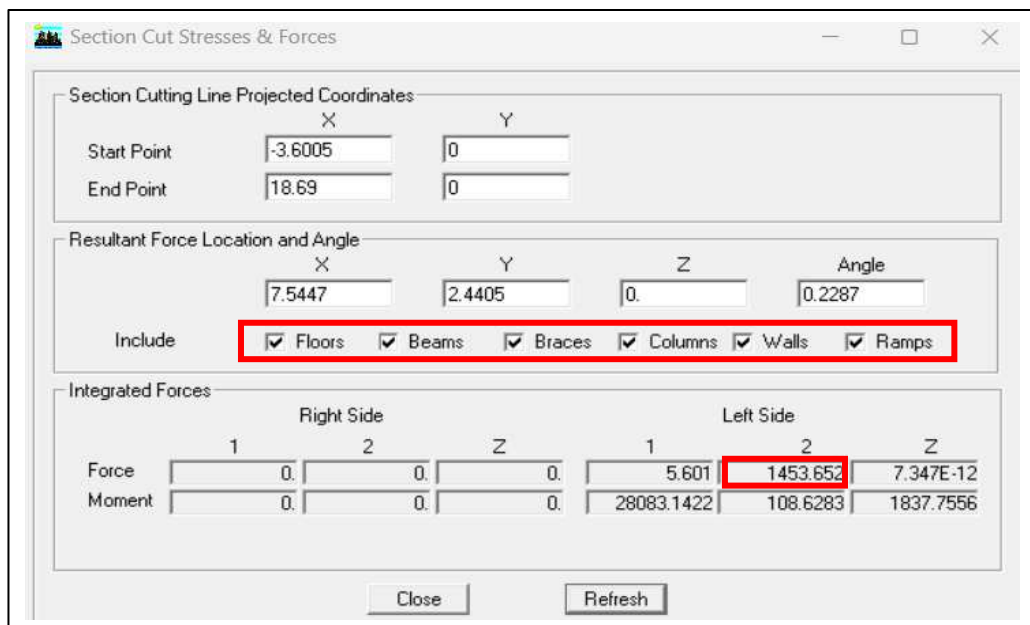


Figure 4.66 : Charges horizontale reprise par les voiles et portique à la fois.

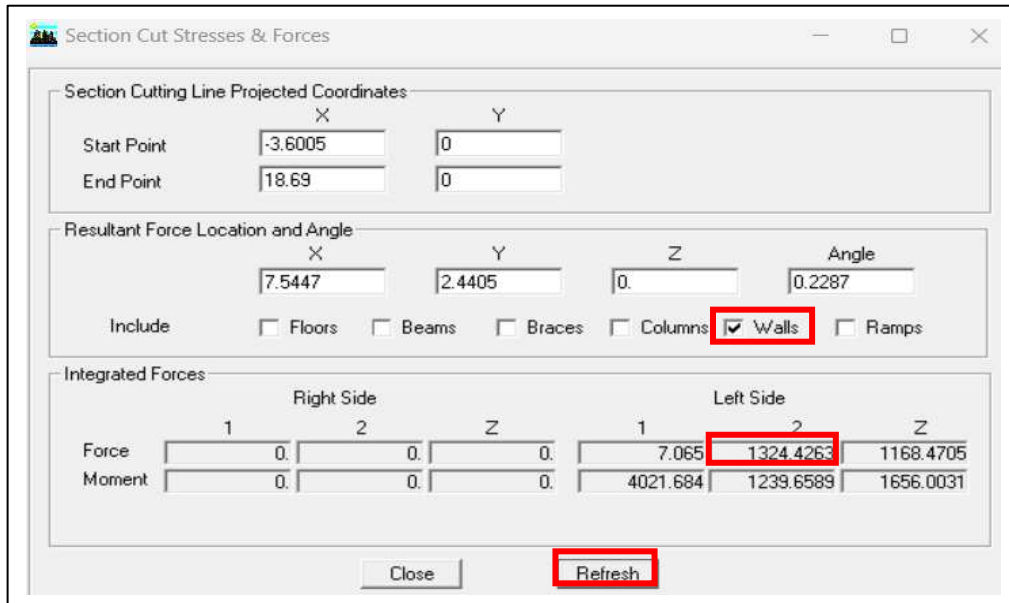


Figure 4.64 : Charges horizontale reprise par les voiles seuls.

$$\%N_{voile} = - \times 100 = 69.49\%$$

$$\%N_{portique} = 100 - 69.49 = 30.51\%$$

- Sens Z-Z :

On refait les mêmes étapes que les sens xx sauf que cette fois-ci au moment de choisir la combinaison on choisit **ELS**.

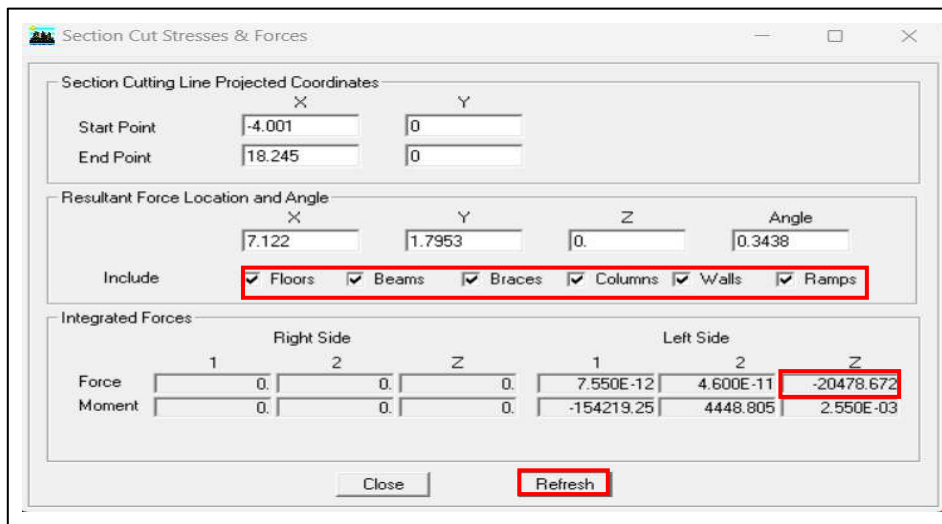


Figure 4.67 : Charges reprise par les voiles et portique à la fois.

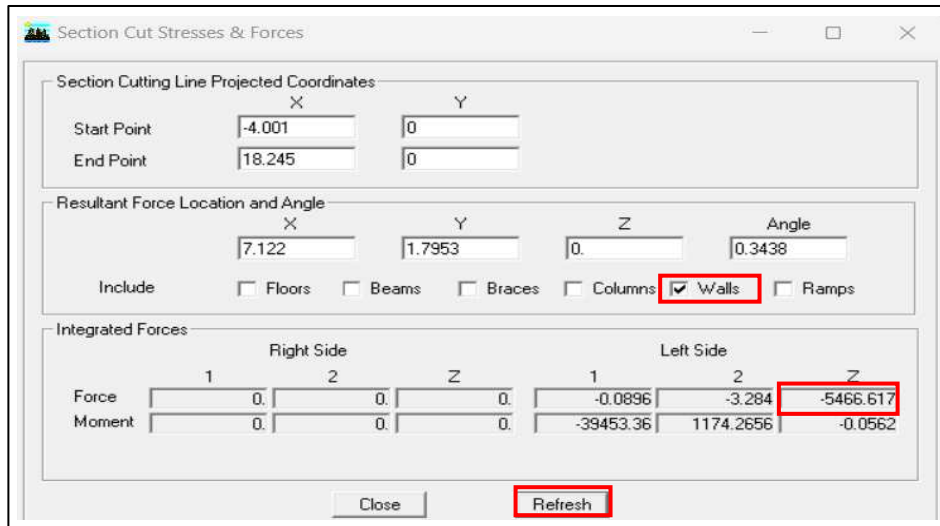


Figure 4.68 : Charges horizontale reprise par les voiles seuls.

$$\%N_{\text{voile}} = 24.61\% > 20\%$$

$$\%N_{\text{portique}} = 100 - 24.61 = 75.39\% < 80\%$$

Conclusion :

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5** (structure à voiles porteurs).

4.4.4.2 Le pourcentage de la participation de la masse modale :

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.

Pour avoir la période et la participation massique à partir du logiciel ETABS on clique sur **Display** puis sur **Show tables**, un tableau s'affiche et on coche les cases suivantes : **ANALYSIS RESULTS** puis **Modal Information** puis **Building Modal Information** et sur **Modal Participating Mass Ratios**.

On obtient les résultats suivants :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.782888	70.7319	0.0019	70.7319	0.0019	1.5426
2	0.761849	0.002	74.299	70.734	74.3009	0.0001
3	0.663391	1.5025	0.0003	72.2364	74.3012	73.174
4	0.216231	0.0001	14.8624	72.2365	89.1635	0.0002
5	0.205618	13.418	0.0002	85.6545	89.1637	2.8588
6	0.187756	3.1067	0.0001	88.7612	89.1638	11.7601
7	0.098476	0	5.4546	88.7612	94.6184	0.0001
8	0.09143	2.4051	0.0001	91.1663	94.6185	3.055
9	0.083719	3.2727	0	94.4391	94.6185	2.3406
10	0.057575	0	2.7321	94.4391	97.3505	0
11	0.053582	0.8868	0	95.3259	97.3506	1.8271
12	0.04862	1.9149	0	97.2408	97.3506	0.8904

Tableau 4-1 : Période fondamentale et taux de participation massique.

- Dans la direction xx on a atteint la participation massique au mode 8 (91.16%)
- Dans la direction yy on a atteint la participation massique au mode 8 (94.61%)
- Période donnée par le logiciel etabs : $T_{ETABS} = 0.71 \text{ s}$

4.4.4.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Cette vérification a pour but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : section brute.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Pour extraire les efforts des poteaux, on commence par sélectionner ces derniers puis on clique sur **Display, Show tables, frame output, frame forces, Column forces**.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

poteaux	sections(cm ²)	Nd (kn)	fc28	v	observation
40x45	1800	1059.77	2,5	0,29	cv
35x40	1400	606.22	2,5	0,18	cv
30x35	1050	257.56	2,5	0,08	cv

Tableau 4-2 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

4.4.4.4 Estimation de la période fondamentale de la structure T :

- 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 :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \rightarrow T = 0.05 \times 26.86^{3/4} = 0.58 \text{ s}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N), dans notre cas $h_N = 26.86$ m.

C_T : coefficient donnée dans le **RPA (art 4.2.4)** en fonction du type de contreventement et du type de remplissage, dans notre cas $C_T = 0.05$.

- Dans les cas de contreventement assurée partiellement ou totalement par des voiles on utilise la formule suivante :

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans notre cas $D_x = 14.6$ m et $D_y = 18.7$ m.

$$T_x = 0.09 \times \frac{26.86}{\sqrt{14.6}} = 0.63 \quad ; \quad T_y = 0.09 \times \frac{26.86}{\sqrt{18.7}} = 0.55$$

- **Calcul de Temps :**

$$T_{\text{emp}} = \min(CT \times h_N^{3/4} ; 0.09h_N/\sqrt{D})$$

$$T_{\text{emp}} = \min(0.61 ; 0.48 ; 0.68) = 0.48 \text{ s}$$

$$1.3 \times T_{\text{emp}} = 1.3 \times 0.48 = 0.62 \text{ s}$$

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Condition sur T	Période choisie
T analytique < T empirique	T = T empirique
T empirique < T analytique < 1.3 T empirique	T = T analytique
1.3 T empirique < T analytique	T = 1.3T empirique

Tableau 4-3 : la période fondamentale de la structure.

On est dans le troisième cas :

$$1.3 T \text{ empirique} < T \text{ analytique} = 0.71 \text{ s} < 0.78 \text{ s}$$

Donc : **T = 0.71 s.**

4.4.4.5 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone donnée par le tableau 4.1 du RPA suivant la zone sismique qui est de II a et de groupe d'usage 2 donc $A = 0.15$

Q : facteur de qualité qui égale à 1.2.

R : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement $R = 3.5$.

W : le poids total de la structure égale à 21393.23.

D : facteur d'amplification dynamique il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \text{ si } 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \text{ si } T_2 \leq T \leq 3s \\ D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \text{ si } T_2 \leq T \leq 3s \end{cases}$$

Valeur de T_2 donnée par le tableau du RPA (4.7) **$T_2 = 0.5 \text{ s}$** .

η : facteur de correction de comportement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.88$

On a : $0.5 \text{ s} \leq 0.62 \leq 3 \text{ s}$ donc $D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.71}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.74 \rightarrow D = 1.74$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.74 \times 1.2}{3.5} \times 21393.23 = 1340.06 \rightarrow V = 1914.38 \text{ KN}$$

On obtient les résultats suivants :

sens	v(kn)	0,8v(kn)	v _{tot} (kn)	observation
xx	1914.38	1531.50	1397.34	CV
yy	1914.38	1531.50	1453.66	CV

Tableau 4-4 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

4.4.4.6 Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacements dû aux forces sismiques F_i Le déplacement relatif du niveau k égale à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 0.01$$

STORY	Load	δ_{ek}	R	δ_k	Δk	H	0,01*he	observation
ETG6	EX	0.019	3.5	0.0665	0.00875	3.06	0.0306	CV
ETG5	EX	0.0165	3.5	0.05775	0.0091	3.06	0.0306	CV
ETG4	EX	0.0139	3.5	0.04865	0.0091	3.06	0.0306	CV
ETG3	EX	0.0113	3.5	0.03955	0.00945	3.06	0.0306	CV
ETG2	EX	0.0086	3.5	0.0301	0.0091	3.06	0.0306	CV
ETG1	EX	0.006	3.5	0.021	0.0084	3.06	0.0306	CV
RDC	EX	0.0036	3.5	0.0126	0.0084	3.91	0.0391	CV
ENTRSOL	EX	0.0012	3.5	0.0042	0.0042	4.59	0.0495	CV

Tableau 4-5 vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens X.

Story	Load	UY	R	δ_k	Δk	H	0,01*he	observation
ETGATTATIQ	EY	0.018	3.5	0.063	0.007	3.06	0.0306	CV
ETG5	EY	0.016	3.5	0.056	0.0077	3.06	0.0306	CV
ETG4	EY	0.0138	3.5	0.0483	0.0084	3.06	0.0306	CV
ETG3	EY	0.0114	3.5	0.0399	0.0091	3.06	0.0306	CV
ETG2	EY	0.0088	3.5	0.0308	0.00875	3.06	0.0306	CV
ETG1	EY	0.0063	3.5	0.02205	0.0084	3.06	0.0306	CV
RDC	EY	0.0039	3.5	0.01365	0.00875	3.91	0.0391	CV
ENTRSOL	EY	0.0014	3.5	0.0049	0.0049	4.59	0.0495	CV

Tableau 4-6 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens Y.

4.4.4.7 Vérification du déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{26.86}{500} = 0.0537$$

Avec: **δmax** : déplacement maximal de la structure.

fadm : la flèche admissible.

Détermination du déplacement à l'aide de ETABS :

- Dans le sens longitudinal :

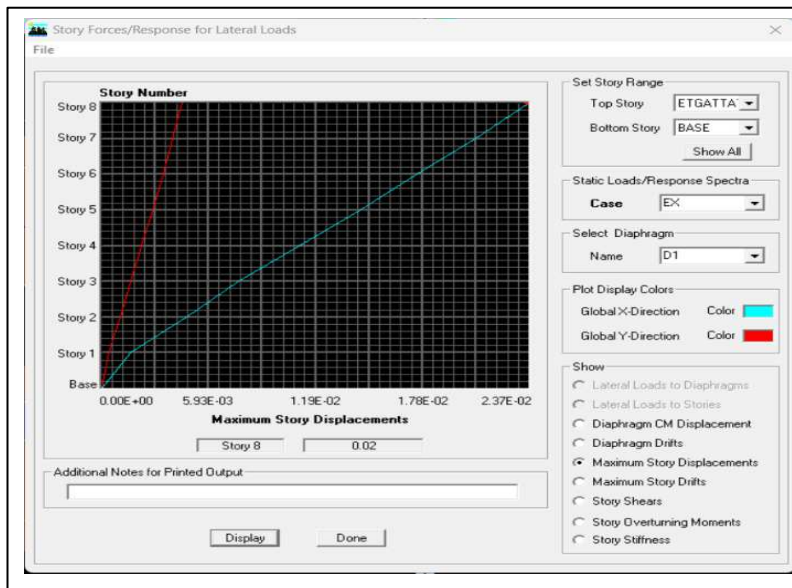


Figure 4.69 : Déplacement relatif dans le sens longitudinal.

- Dans le sens transversal :

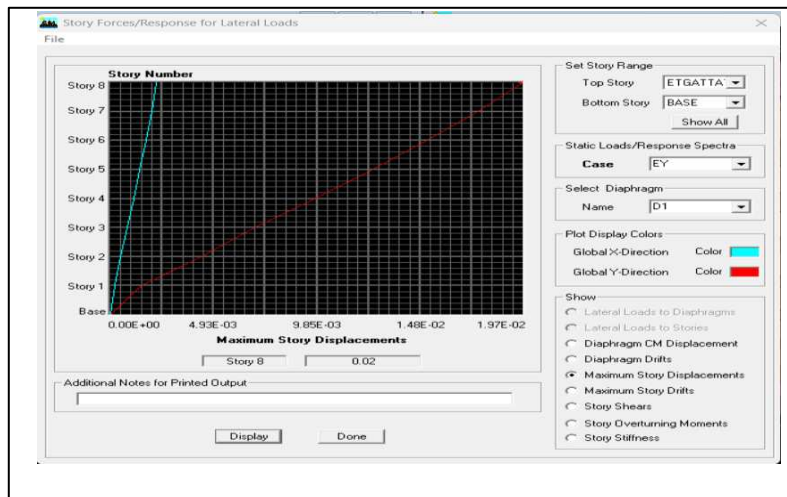


Figure 4.70 : : Déplacement relatif dans le sens transversal.

D'après ETABS :

Le déplacement maximal de la structure suivant X-X : $\delta_{\max} = 0.02 < 0.0537 \text{ m}$

Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y : $\delta_{\max} = 0.02 < 0.0537 \text{ m}$

→ La condition de déplacement maximal vis-à-vis de la flèche admissible est vérifiée dans les deux sens.

4.4.4.8 Vérification vis-à-vis de l'effet P – Δ :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ). La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

Le règlement **RPA99/V. 2003** préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec : p_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

h_k : hauteur de l'étage K.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivant :

- **Dans le sens X-X :**

Story	Load	PK	Δ_k	VX	H	0,01*he	θ	observation
ETGATTATIQ	EX	3032.79	0.00875	413.32	3.06	0.0306	0.02098	CV
ETG5	EX	5428.3	0.0091	653.83	3.06	0.0306	0.02468	CV
ETG4	EX	7888.07	0.0091	848.49	3.06	0.0306	0.02764	CV
ETG3	EX	10347.84	0.00945	1010.22	3.06	0.0306	0.03003	CV
ETG2	EX	12807.61	0.0091	1143.6	3.06	0.0306	0.03030	CV
ETG1	EX	15340.82	0.0084	1250.8	3.06	0.0306	0.03066	CV
RDC	EX	18263.6	0.0084	1343.9	3.91	0.0391	0.02919	CV
ENTRSOL	EX	21393.23	0.0042	1397.34	4.59	0.0495	0.01400	CV

Tableau 4-7 : vérification de l'effet P- Δ sens x-x.

- Dans le sens Y-Y :

Story	Load	P	VY	Δk	H	0,01*he	θ	observation
ETGATTATIQ	EX	3032.79	414.24	0.007	3.06	0.0306	0.01674	CV
ETG5	EX	5428.3	663.97	0.0077	3.06	0.0306	0.02057	CV
ETG4	EX	7888.07	870.46	0.0084	3.06	0.0306	0.02487	CV
ETG3	EX	10347.84	1043.26	0.0091	3.06	0.0306	0.02949	CV
ETG2	EX	12807.61	1186.32	0.00875	3.06	0.0306	0.03087	CV
ETG1	EX	15340.82	1301.47	0.0084	3.06	0.0306	0.03235	CV
RDC	EX	18263.6	1398.91	0.00875	3.91	0.0391	0.02921	CV
ENTRSOL	EX	21393.23	1453.66	0.0049	4.59	0.0495	0.01571	CV

Tableau 4-8 : vérification de l'effet P- Δ sens y-y.

→ Puisque les coefficients $\theta < 0,1$ pour chaque niveau (k) et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Delta dans le calcul des éléments structuraux.

CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de la masse participante est vérifié.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification de l'effort tranchant à la base est vérifié
- Vérification des déplacements est vérifié.
- Vérification de l'effet P-delta est vérifié.

Les exigences du RPA sont satisfaites, on peut passer au prochain chapitre qui consiste à ferrailer les éléments structuraux.

Nb : cv : condition vérifiée.

CHAPITRE 5 :

Ferraillage des éléments

5. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations

5.1 Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

SITUATION	γ_B	γ_S	θ	F_{C28}	F_{BU}	F_E (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
DURABLE	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
ACCIDENTELLE	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau 5.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

5.1.1 Recommandation du RPA :

5.1.1.1 Les armatures longitudinales :(RPA Art 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi_L$ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

✓ **Le pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% de la section du béton :

$$0.8\% \times b \times h$$

✚	Sous-sol ; RDC et 1 ^{er} étage : (poteau 40×40)	→	$A_{\min} = 40 \times 40 \times 0.008 = 14.4 \text{ cm}^2$
✚	2 ^{ème} ; 3 ^{ème} et 4 ^{ème} : (poteau 35×35)	→	$A_{\min} = 35 \times 35 \times 0.008 = 11.2 \text{ cm}^2$
✚	5 ^{ème} ; 6 ^{ème} : (poteau 30×30)	→	$A_{\min} = 30 \times 30 \times 0.008 = 8.4 \text{ cm}^2$

✓ **Le pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'armatures sera 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement :

Zone courante :

✚	Sous-sol ; RDC et 1 ^{er} étage : (poteau 40×45)	→	$A_{\min} = 40 \times 45 \times 0.04 = 72 \text{ cm}^2$
✚	2 ^{ème} ; 3 ^{ème} et 4 ^{ème} : (poteau 35×40)	→	$A_{\min} = 35 \times 40 \times 0.04 = 56 \text{ cm}^2$
✚	5 ^{ème} ; 6 ^{ème} : (poteau 30×35)	→	$A_{\min} = 30 \times 35 \times 0.04 = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :

✚	Sous-sol ; RDC et 1 ^{er} étage : (poteau 40×45)	→	$A_{\min} = 40 \times 45 \times 0.06 = 108 \text{ cm}^2$
✚	2 ^{ème} ; 3 ^{ème} et 4 ^{ème} : (poteau 35×40)	→	$A_{\min} = 35 \times 40 \times 0.06 = 84 \text{ cm}^2$
✚	5 ^{ème} ; 6 ^{ème} : (poteau 30×35)	→	$A_{\min} = 30 \times 35 \times 0.06 = 63 \text{ cm}^2$

5.1.2 Calcul des armatures à l'ELU :**5.1.2.1 Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :**

En flexion composée, 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 à étudier les cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

1. Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression

M_f : moment relatif

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

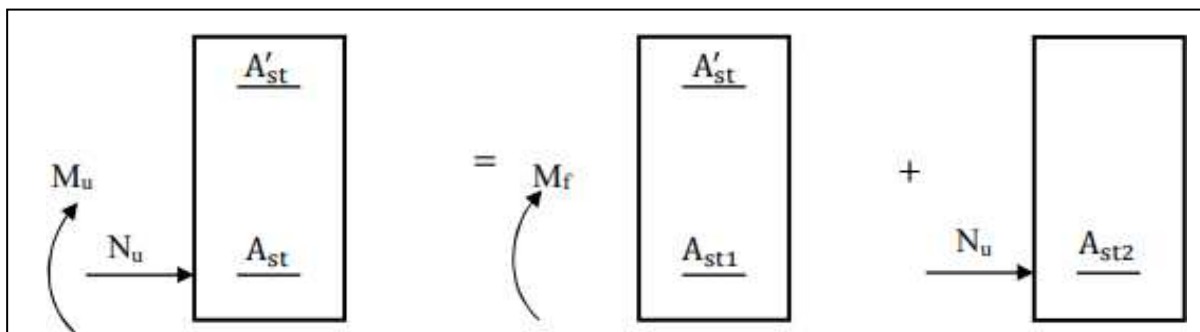


Figure 5.1 Section partiellement comprimée (SPC).

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu = 0.392$ → la section est simplement armée $A' = 0$

➤ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ Armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu = 0.392$ → la section est doublement armée $A' \neq 0$

On calcul : $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A'_1 = A' \\ A' = A'_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures. Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

Si $N_u (d - c') - M_f \geq \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$ la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 > 0$$

La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

2^{ème} cas :

Si $N_u (d - c') - M_f < \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$ la section simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3. Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{S_i} = \frac{N_u \cdot g}{(d - c') \sigma_{10}}$$

$$A_{S_s} = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_{S_i}$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état

limite de stabilité de forme. La section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

B : aire de la section du béton seul

- Armatures longitudinales :

Le ferrailage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : Sous- sol + RDC + 1^{er} étage : (poteaux 40×45)

Zone II : ; 2^{ème} + 3^{ème} + 4^{ème} étage (poteaux 35×40)

Zone III : 5^{ème} + 6^{ème} étage : (poteaux 30×35)

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

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

N_s et M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite service

5.1.2.2 Les efforts internes dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	combinaisons	Sollicitations	Effort normal N(KN)	Moment M(KN.m)
Zone I 40x45	0.8G+EX	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-184.49	-0.193
	ELU	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-1464.32	8.962
	ELU	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-608.73	34.109
Zone II 35x40	0.8G+EX	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-84.17	0.638
	ELU	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-831.55	10.938
	ELU	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-307.79	40.761
Zone III 30x35	0.8G+EX	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-17.27	0.609
	ELU	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	-353	9.989
	ELU	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-142.18	39.356

Pour la détermination du ferrailage des sections nous allons utiliser le logiciel de calcul « SOCOTEC »

Convention de signe :

(Effort de Compression : $N > 0$; effort de Traction $N < 0$)

Exemple de calcul par SOCOTEC : Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$b = 0.40\text{m}$; $h=0.45\text{m}$; $c=0.03\text{m}$

Les sollicitations : $N_{\min} = 1464.32 \text{ KN}$ $M = 8.962 \text{ KN.m}$

Tableau 5.2 : Efforts internes dans les poteaux.

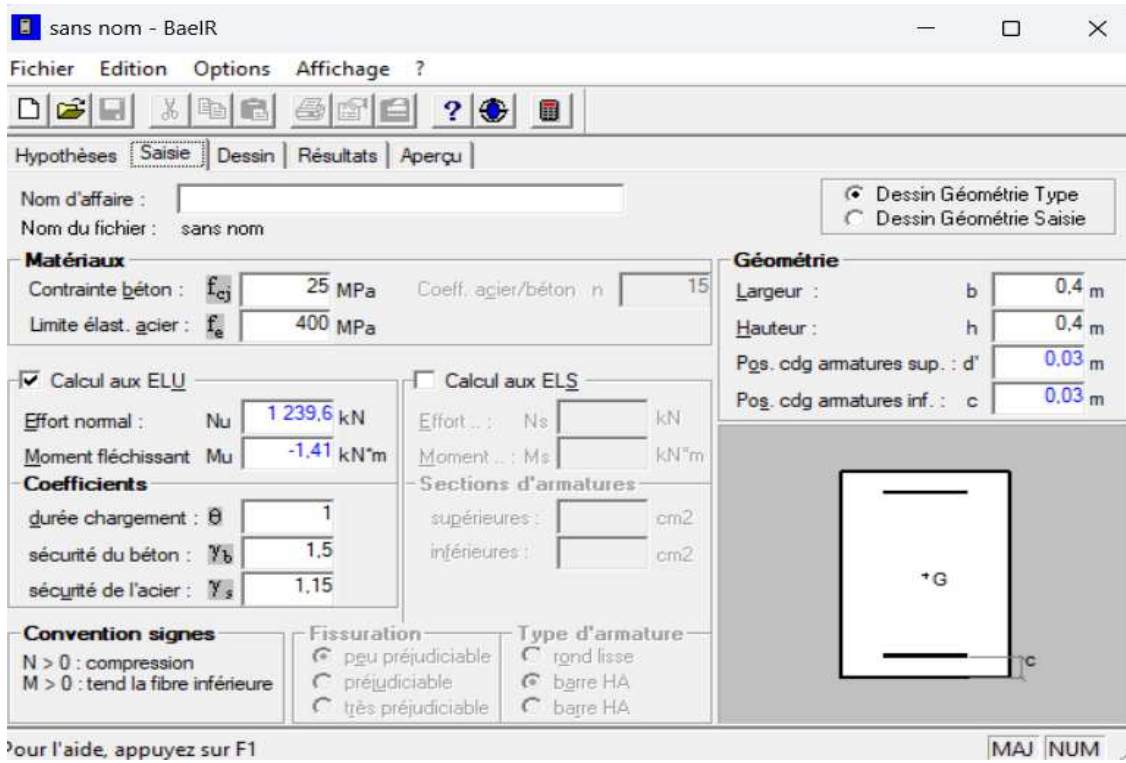


Figure 5.3 ; Exemple de ferrailage du voile V1 avec SOCOTEC

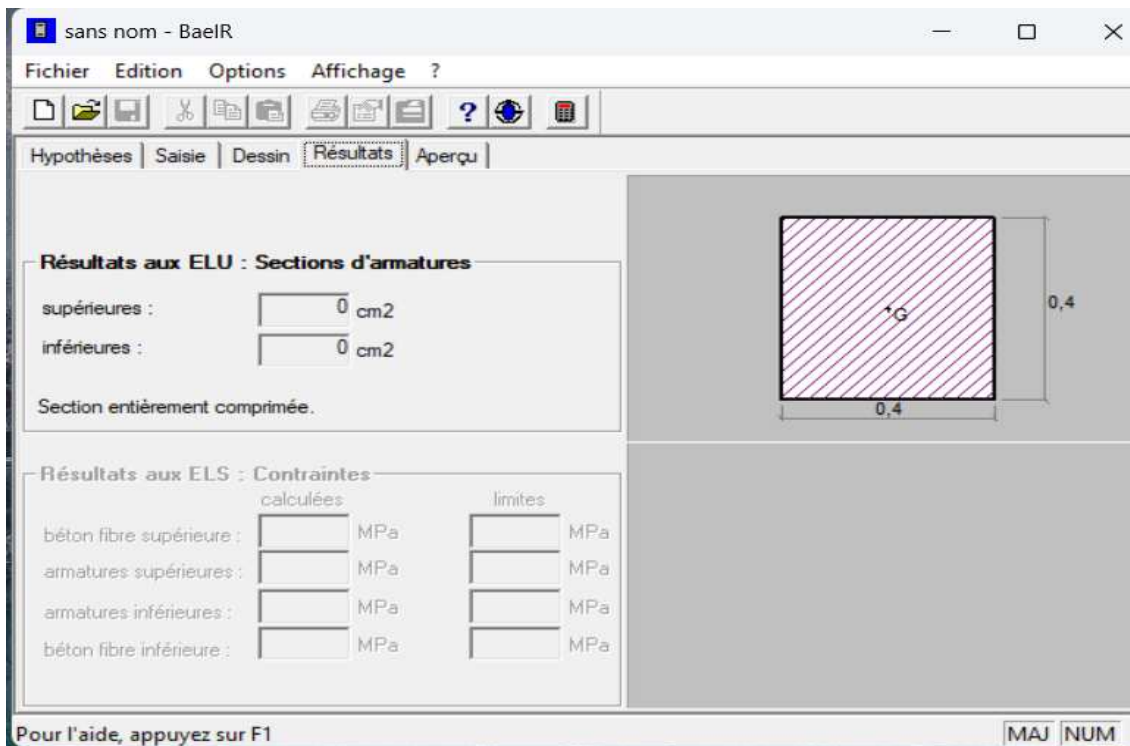


Figure 5.2 ; Ferrailage du voile V1 donné par SOCOTEC.

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

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$ N_s et M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite service

Zone	Zone 1			Zone 2			Zone 3		
N_s	-276.77	-1059.77	-445.41	-122.16	-606.22	-225.07	-24.71	-257.56	-104.2
M_s	0.337	6.284	24.61	0.993	7.94	29.542	0.943	7.188	28.561
A_{min}	4.98	4,99	5.01	3,84	3,85	3.89	2.86	2,85	2.93

Tableau 5.3 ; : valeur de A_{min} aux conditions de non fragilité.

	sollicitations	Efforts normaux (KN)	Moments (KN.m)	Nature	Asup (cm ²)	Ainf (cm ²)	Acnf (cm ²)	Choix Acnf/face (cm ²)	Atot (cm ²)
Zone I	Nmax - Mcor	-184.49	-0.193	S.E.C	0	0	5.01	3.HA16	8HA16
	Nmin - Mcor	1464.32	8.962	S.E.C	0	0			
	Mmax - Ncor	-608.73	34.109	S.E.C	0	0			
Zone II	Nmax - Mcor	-84.17	0.638	S.E.C	0	0	3.89	3HA14	8HA14
	Nmin - Mcor	-831.55	10.938	S.E.C	0	0			
	Mmax - Ncor	-307.79	40.761	S.E.C	0	0			
Zone III	Nmax - Mcor	-17.27	0.609	S.E.C	0	0	2.93	3HA12	8HA12
	Nmin - Mcor	-353	9.989	S.E.C	0	0			
	Mmax - Ncor	142.18	39.356	S.P.C	0	1.75			

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau 5.4 ; Ferrailage des poteaux à l'ELU.

❖ **Vérification des recommandations exigées par le RPA** : Le tableau ci-dessous résume les sections totales adoptées pour tous les niveaux :

Zones	A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	observation
Zone I	8HA16 = 16.08	14.4	CV
Zone II	8HA14 = 12.32	11.2	CV
Zone II	8HA12 = 9.05	8.4	CV

Tableau 5.5 ; Vérification de sections totales adoptées selon RPA

5.1.2.3 Vérifications à l'ELU :

✚ Longueur de recouvrement :

Pour HA16 : $L_r = 40 \times \varnothing_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow L_r = 65 \text{ cm}$.

Pour HA14 : $L_r = 40 \times \varnothing_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$.

Pour HA12 : $L_r = 40 \times \varnothing_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow L_r = 50 \text{ cm}$

✚ Détermination de la zone nodale :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

POTEAUX	h_e	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$
40×45	459	$h' = \max \left\{ \frac{391}{6}; 40; 45; 60 \text{ cm} \right\} = 79 \text{ cm}$
	391	$h' = \max \left\{ \frac{391}{6}; 40; 45; 60 \text{ cm} \right\} = 65 \text{ cm}$
	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 40; 45; 60 \text{ cm} \right\} = 60 \text{ cm}$
35×40	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 35; 40; 60 \text{ cm} \right\} = 60 \text{ cm}$
30×35	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 30; 35; 60 \text{ cm} \right\} = 60 \text{ cm}$

Tableau 5.6 ; délimitation des zones nodales

✚ Longueur d'ancrage :

Longueur de scellement :

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

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour le \emptyset_{12} : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'ancrage rectiligne terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers haute adhérence.

Pour le \emptyset_{12} : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{14} : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{16} : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

▪ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Positionner les armatures longitudinales

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon l'article **7.4.22 du RPA99 modifié 2003** ; la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone nodale : $St \leq \text{Min} (10 \emptyset_1, 15\text{cm})$

En zone courante : $St \leq 15 \emptyset_1$

\emptyset_1 : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Soit :

En zone nodale : $St = 10\text{cm}$

En zone courante : $St = 15\text{cm}$

➤ **La section d'armatures transversales : Art 7.4.2.2. RPA 99/ver2003**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

H_e : hauteur totale de la section brute

S_t : espacement des armatures transversales

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- Coefficient correcteur « ρ » : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant :

$\rho = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

Calcul d'élancement géométrique :

Section des poteaux (cm ²)	L0 (m)	Lf = 0.7 L0 (m)	$\lambda = Lf/a$	Coefficient correcteur ρ
(40×45)	459	3.213	7.14	2.5
	391	2.737	6.08	2.5
	306	2.142	4.76	2.5
(35×40)	306	2.142	5.35	2.5
(30×35)	306	2.142	6.12	2.5

Tableau 5.7 : Des valeurs de l'élancements géométrique λ_g

Niveaux	Section (cm ²)	Effort tranchant Max à l'ELU (KN)
Sous-sol + RDC+ 1er étage	Zone I (40×45)	23.05
Du 2ème au 4ème étage	Zone II (35×40)	27.81
Du 5ème au 6ème étage	Zone III (30×35)	27.34

- **Poteau (40×45) :**

$$\lambda_g = 7.14 > 5 \quad \rightarrow \quad \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 23.05$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 23.05}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 15.5 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 23.05}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 23.25 \text{ cm}^2$$

- **Poteau (35×40) :**

$$\lambda_g = 5.35 > 5 \quad \rightarrow \quad \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 27.81$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 27.81}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 14.85 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 27.81}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 22.28 \text{ cm}^2$$

- **Poteau (30×35) :**

$$\lambda_g = 6.12 > 5 \quad \rightarrow \quad \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 27.34$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 27.34}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 20.10 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 27.34}{300 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 30.15 \text{ cm}^2$$

 **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2) :**

$A_t = b \cdot S_t$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est 0.3%

Si $\lambda_g < 3$ la quantité d'armatures transversale est 0.8%

Si $3 \leq \lambda_g < 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par l'interpolation entre les valeurs limites précédentes

Poteaux	Hauteur	Lf	λ_g	At (cm ²)		Adopté (cm ²)	Obs
				Zone courante St=	Zone nodale St=		
(40×45)	459	3.213	7.14	1.8	1.2	1.51	CV
(35×40)	306	2.142	5.35	1.575	1.05	1.51	CV
(30×35)	306	2.142	6.12	1.35	0.9	1.51	CV

Tableau 5.8 ; quantité minimale d'armatures transversales

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, $A_{\min} < A_{\text{chois}}$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre de HA8 de section transversales (3HA8 = 1.59 cm²) dans la zone courante et la zone nodale.

➤ *Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)*

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi l_1$

- ✓ Poteaux (40 × 45) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux (35 × 40) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux (30 × 35) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

✚ *Vérification au cisaillement :*

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\bar{\tau} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

T_u^{\max} : effort tranchant max à l'ELU

τ_u : contrainte de cisaillement

Poteaux	Vu	b	d	λg	ρd	τb	τ	Vérification
(40×45) ENTRE-sol, RDC et 1 ^{er} étage	23.05	40	42	7.14	0.075	0.013	1.875	CV
(35×40) 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	27.81	35	37	5.35	0.075	0.021	1.875	CV
(30×35) 5 ^{ème} , et 6 ^{ème} étage	27.34	30	32	6.12	0.075	0.028	1.875	CV

Tableau 5.9 ; Vérification au cisaillement dans les poteaux.

5.1.2.4 Vérification à l'ELS :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

- ✓ Vérification des contraintes :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 384 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible du béton : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

- ✓ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Zone	Ns	Ms	σ_{bc} inf	σ_{bc} sup	σ_{bc}	σ_{ac} inf	σ_{ac} sup	σ_{ac}	obs
Zone 1	-276.77	0.337	1.22	1.26	15	18.4	18.8	348	CV
	-1059.77	6.284	4.45	5.05	15	67.3	75.1	348	CV
	-445.41	24.61	0.81	3.18	15	14.6	45.3	348	CV
Zone 2	-122.16	0.993	0.63	0.77	15	9.66	11.4	348	CV
	-606.22	7.94	2.93	4.05	15	45.2	59.5	348	CV
	-225.07	29.542	0	3.49	15	47.2	11.6	348	CV
Zone 3	-24.71	0.943	0.09	0.29	15	1.57	4.13	348	CV
	-257.56	7.188	1.19	2.76	15	19.9	39.4	348	CV
	-104.2	28.561	0	4.61	15	66.5	56.4	348	CV

5.2 Ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q
- G + Q ± E
- 0.8G ± E
- Puis faire les vérifications à l'ELS (G + Q)

5.2.1 Recommandations du RPA 99 vs 2003 :

5.2.1.1 Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

Tableau 5.10 ; Vérifications des poteaux. A l'ELS

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement

Poutres principales : $A_{\max} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

$$A_{\max} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

Poutres de secondaire : $A_{\max} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

$$A_{\max} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée en moins égale à la moitié de la section sur l'appuis.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.

	A minimal (cm ²)	A maximal (cm ²)	
	0.5 bh	4 bh	6 bh
Poutres principales (30X45)	6.75	54	81
Poutres secondaires (30X35)	5.25	42	63

Tableau 5.11 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton

5.2.1.2 Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

- **St max = min (h / 4 ; 12Ø)** En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.
- **St ≤ h / 2** En dehors de la zone nodale.

Ø : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

5.2.2 Calcul du ferrailage à l'ELU :

5.2.2.1 Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

On compare les deux moments réduits $\mu \leq \mu_l$

On a deux cas :

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée $A' = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

A_{sc} : section d'acier comprimée

A_{st} : section d'acier tendue.

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est doublement armée $A' \neq 0$

On calcul :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \quad \Delta M = M_u - M_e$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

M_u : Moment sollicitant

M_l : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Armatures tendues :
$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Armatures comprimées :
$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

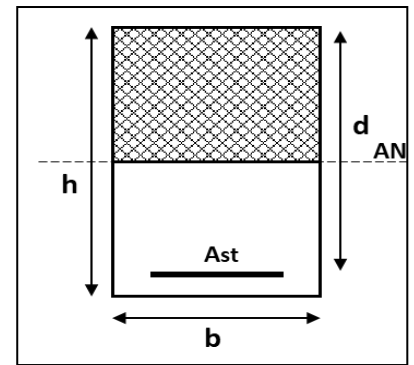


Figure 5.4 : section simplement armée.

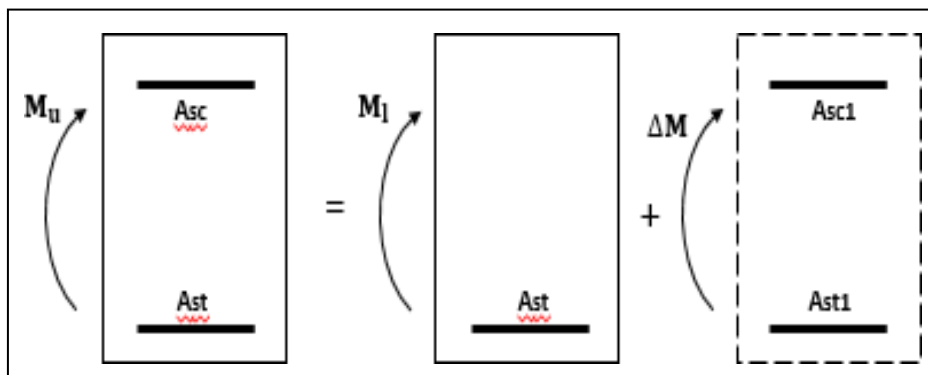


Figure 5.5 : Section rectangulaire doublement armée.

Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferraillements se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC »

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Ferrailage des poutres principales :

	Localisation	Combinaison	Moments (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	Ferrailage	A _{ad} (cm ²)
P.p non relia au voila	Travée	ELU	-50.832	3.61	3HA14	4.62
	Appuis	GQEX	-78.802	5.67	3HA14 +2HA12	6.88
P.p relia au voila	Travée	ELU	-18.879	1.31	3HA14	4.62
	Appuis	GQEX	-23.602	1.64	3HA14	4.62

Tableau 5.12 : Ferrailage des poutres secondaires a l'ELU.

Ferrailage des poutres secondaires :

	Localisation	combinaison	Moments (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	Ferrailage	A _{ad} (cm ²)
P.S non relia au voila	Travée	ELU	-41.84	3.97	3HA14	4.62
	Appuis	GQEX	-30.426	2.82	3HA14	4.62
P.S relia au voila	Travée	ELU	48.669	4.59	3HA14	4.62
	Appuis	GQEX	-68.743	6.68	3HA14=2H A12	6.88

Tableau 5.13 ; Ferrailage des poutres secondaires a l'ELU.

✚ Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Pouters	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	observation
P.P non adhérees aux voiles	6HA14+3HA12=8.01	6.75	cv
	6HA14+3HA12=8.01	6.75	cv
P.P adhérees aux voiles	6HA14+3HA12=8.01	6.75	cv
	6HA14+3HA12=8.01	6.75	cv

Poutres	localisation	$A_{ad} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	observation
P.S non adhérees aux voiles		9.142=0.78	5.25	CV
P.P non reliées aux voiles	En travée	4.62	1.52	CV
	En appuis	6.88	1.52	CV
P.P reliées aux voiles	En travée	4.62	1.52	CV
	En appuis	4.62	1.52	CV
P.S non reliées aux voiles	En travée	4.62	1.16	CV
	En appuis	4.62	1.16	CV
P.S reliées aux voiles	En travée	4.62	1.16	CV
	En appuis	6.88	1.16	CV

Tableau 5.15 ; Vérification de la condition de non fragilité.

Tableau 5.14 ; Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.

5.2.2.2 Vérifications à l'ELU :

✚ Vérifications de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

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

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification au cisaillement :

Poutres	$T_u^{max} (K N)$	$\tau_b (MPa)$	$\bar{\tau}_b (MPa)$	observation
P.P non reliées aux voiles	122.45	0.9	3.33	CV
P.P reliées aux voiles	35.6	0.28	3.33	CV
P.S non reliées aux voiles	119.28	0.124	3.33	CV
P.S reliées aux voiles	8.36	0.12	3.33	CV

Tableau 5.16 ; Vérification au cisaillement.

✚ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Section (30} \times \text{45) : } \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.42 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 756 \text{ KN}$$

$$\text{Section (30} \times \text{35) : } \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	$T_u^{\max}(\text{KN})$	$\bar{T}_u(\text{KN})$	observation
P.P non reliées aux voiles	122.45	756	CV
P.P reliées aux voiles	35.6	756	CV
P.S non reliées aux voiles	36.39	576	CV
P.S reliées aux voiles	119.28	576	CV

Tableau 5.17 ; Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✚ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :**

Il faut vérifier la condition suivante :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_1}$$

$$\sum U_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

- Poutres principales non adhérent au voile :
 $U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 12) = 263.76 \text{ mm}$
- Poutres principales adhérent au voile :
 $U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 12) = 263.76 \text{ mm}$
- Poutres secondaires non adhérent au voile :
 $U_i = n \times \pi \times \emptyset = (6 \times \pi \times 12) = 226.08 \text{ mm}$
- Poutres secondaires adhérent au voile : (de rive)

	T_u	τ_{se}	$\bar{\tau}_e$	Observation	$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (6 \times \pi \times 12) =$
P.P non adhérees aux voiles	122.45	1.43	3.15	cv	
P.P adhérees aux voiles	36.39	0.77	3.15	cv	
P.S non adhérees aux voiles	119.28	0.95	3.15	cv	
P.S adhérees aux voiles	8.36	1.73	3.15	cv	=

226.08mm

Tableau 5.18 ; l'adhérence et l'entraînement des barres.

✚ Ancrage des barres :

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

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour le \emptyset_{12} : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{14} : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{16} : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée. La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

Pour le \emptyset_{12} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{14} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{16} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{ cm}$

✚ Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Poutres principales :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{45}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right\} = \min(1.28; 1.2; 3) = 10 \text{ mm}$$

Poutres secondaires :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right\} = \min(1; 1.2; 3) = 10 \text{ mm}$$

✚ *Espacement des armatures transversales :*

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_t \right\}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

• *Poutre principale :*

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{45}{4}; 12 \times 0.8 \right\} = 11.25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 11 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

• *Poutre secondaire :*

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 0.8 \right\} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

✚ *Définition de la zone nodale et courante :*

- Zone nodale : $L' = 2 \times h$

Poutre principale : $L' = 2 \times 45 = \mathbf{90 \text{ cm}}$

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = \mathbf{70 \text{ cm}}$

- Zone courante :

L courante = L nue d'appuis – $2L'$

✚ *Armatures transversales minimales :*

La quantité d'armature minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

	$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$		A (cm ²)	observation
	Zone nodale	Zone courante		
Poutres principales	0.99	0.9	2.01	Cv
Poutres secondaire	0.63	0.9	2.01	Cv

Tableau 5.19 ; Armatures transversales minimales

5.2.2.3 Vérification à l'ELS :

✚ Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100A}{b \cdot d}$$

Poutres principales :

Positon	Ms (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{st}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
En travée	72.938	4.62	0.366	0.894	32.7	193.85	5.92	348	15	Cv
En appuis	78.802	6.88	0.546	0.890	30.45	306.64	10.07	348	15	Cv

Positon	Ms (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{st}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
En travée	-13.702	4.62	0.366	0.907	38.76	77.85	2..008	348	15	Cv
En appuis	-23.602	4.62	0.366	0.907	38.76	134.10	3.45	348	15	Cv

Tableau 5.21 ; Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales adhérees aux voiles

Poutres secondaires :

Position	Ms (KN.m)	A (Cm ²)	ρ	β	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}$	\bar{d}	Observation
En travée	-30.426	4.62	0.481	0.895	32.62	229.94	7.04	348	15	Cv
En appuis	-32.727	4.62	0.481	0.895	32.62	247.33	7.58	348	15	Cv

Tableau 5.22 ; Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires non adhérentes aux voiles

Position	Ms (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}$	\bar{d}	Observation
En travée	35.281	4.62	0.481	0.9078	39.23	170.4	4.34	348	15	Cv
En appuis	-68.743	6.88	0.716	0.877	25.65	333.3	12.99	348	15	Cv

Tableau 5.23 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérentes aux voiles

5.3 Ferrailage des Voiles :

5-3-1-Introduction :

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4. A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

5.3.1 Recommandation du RPA 99 version 2003 :

Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9} \\ \text{/Version2003.}$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

5.3.1.1 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

✓ Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

✓ Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec : e = épaisseur du voile ($e = 20 \text{ cm}$)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de $1/(10)$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

✓ Longueur de recouvrement : (Art :7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ❖ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : entre sol
- ✓ **Zone II** : RDC
- ✓ **Zone III** : 1^{er} étage au 6^{ème} étage
- ✓ Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, 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 à étudier les cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

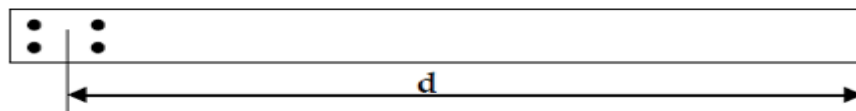
➤ **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

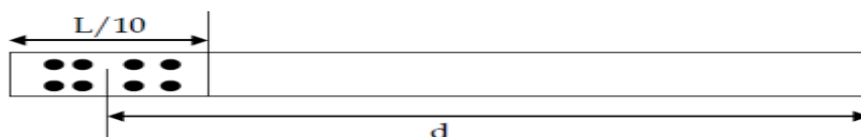
➤ **Calcul de la hauteur utile d :**

La hauteur utile (d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues, trois cas se présentent

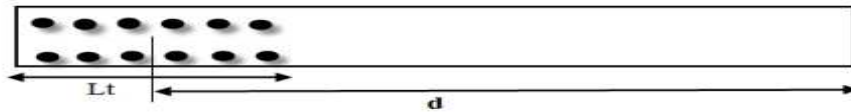
- **Cas 01** : Faire en sorte de constituer un potelet (4 barres) avec un espacement de 10 cm et un enrobage de 5cm.



- **Cas 02** : Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à $L/10$.



- **Cas 03** : En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue :



$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Avec :

L : Longueur du voile.

L_t : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

5-3-3 Détermination des armatures :

5-3-3-1 Armatures verticales :

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

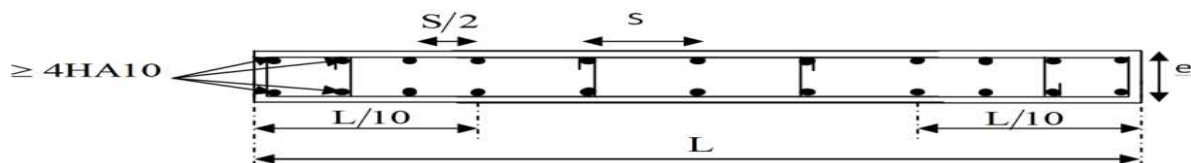


FIGURE 5.6 : DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DANS LES VOILES

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

5.3.1.2 Armatures horizontales :

✓ D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : Section des armatures verticales.

➤ **Vérification a ELU :**

• **Section minimale d'armature :**

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ (Art 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99)} \\ A_{min} \geq 0,002B \text{ (Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003)} \end{array} \right.$$

- **Zone tendue :**

On doit vérifier $A_{total\ tendu} \geq 0,2\%B \times lt$ (*Art 7.7.4.1/ RPA99version2003*)

Avec :

B : la section de voile

Lt : la longueur de la zone tendue.

Globalement dans le voile :

On doit vérifier :

$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\%B$ (*Art 7.7.4.2/ RPA 99 version 2003*)

- **Zone courante :**

On doit vérifier : $A_{total\ courante} \geq 0,10\%Lc \times b$ (*Art 7.7.4.2RPA99version2003*)

Avec :

$Lc = L - 2L/10$: La longueur de la zone courante

B : la largeur de voile.

5.3.2 Vérification à l'ELS :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $V = 1,4 \times T$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u = \frac{V_{max} \cdot ELU}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible

❖ Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :

VOIL ENTRE SOL : $e = 0.25$ (Zone I)

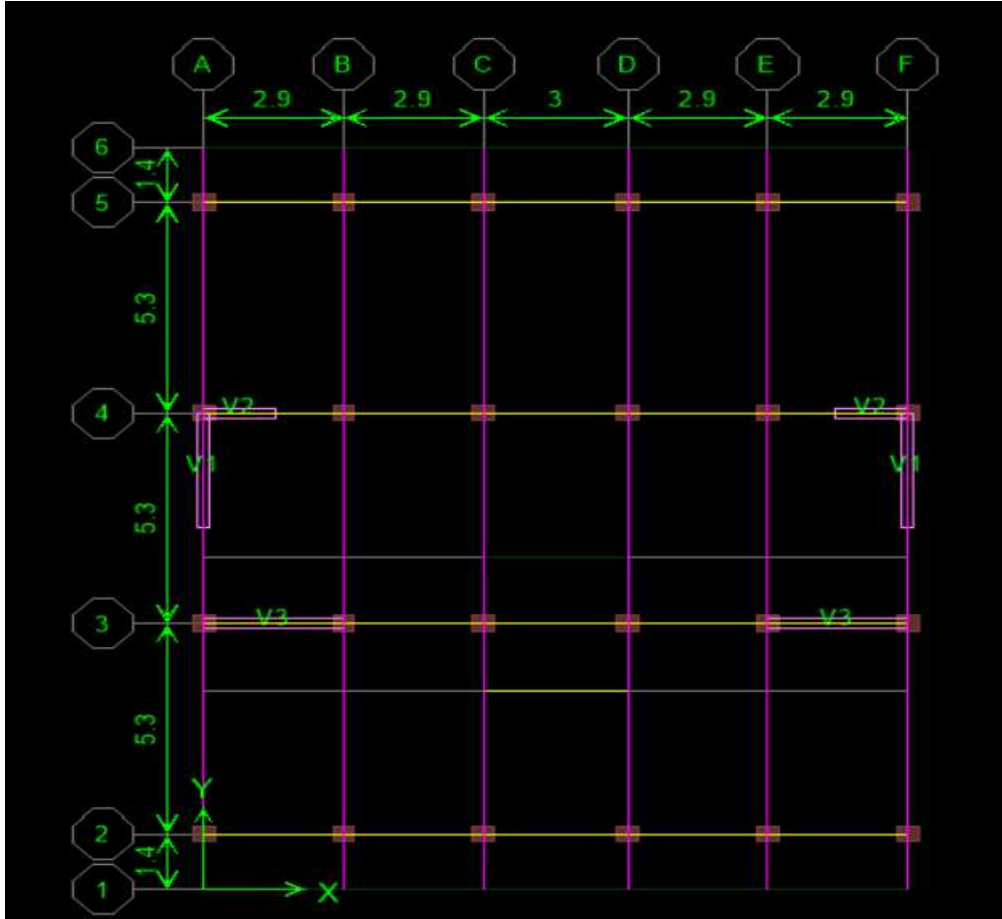


Figure 5.7 disposition des voil entre sol

VOIL RDC : $e = 0.20$ (Zone II)

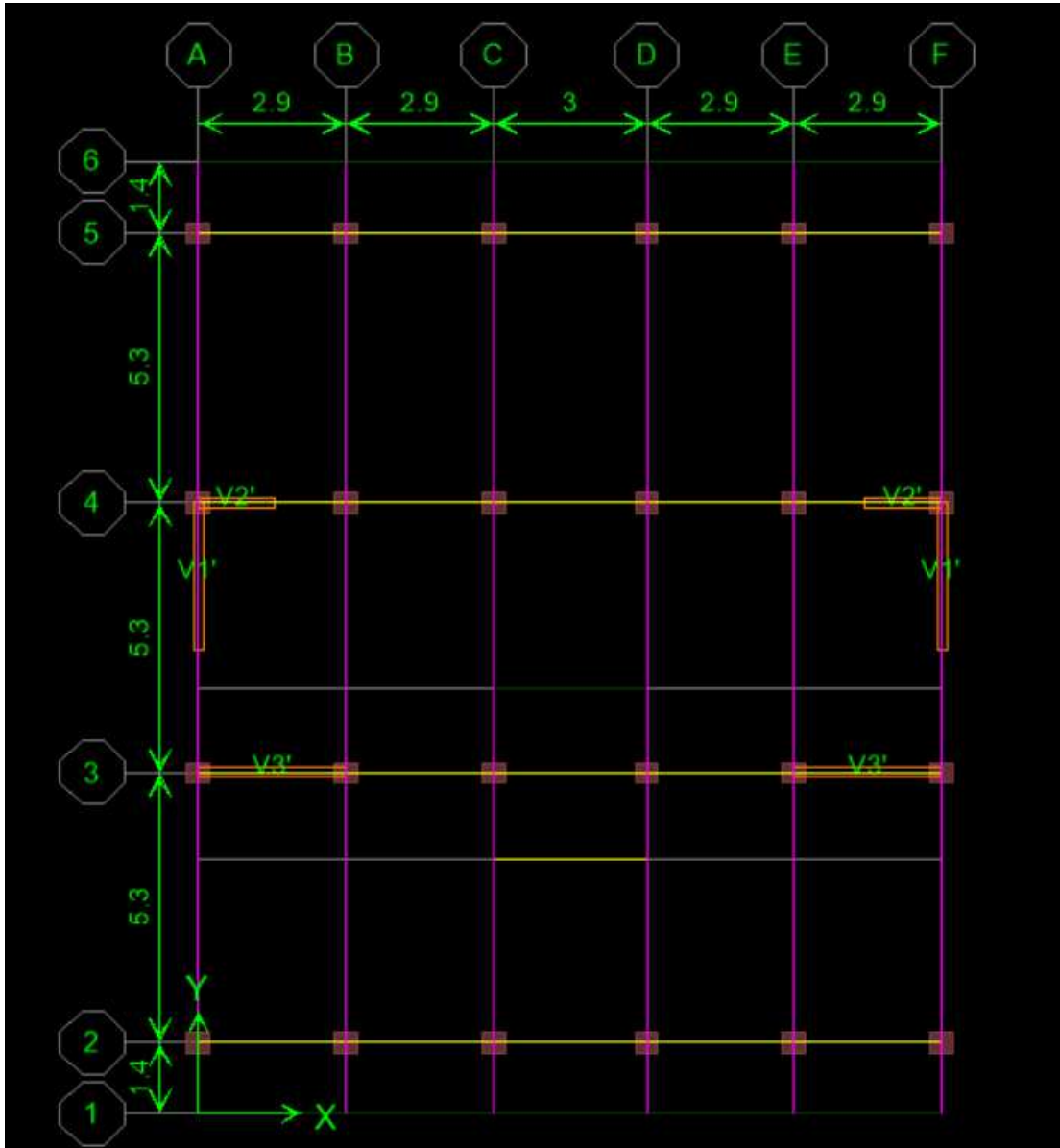


Figure 5.8 ; disposition des voile RDC

VOIL ETG COURANT : $e = 0.15$ (Zone III)

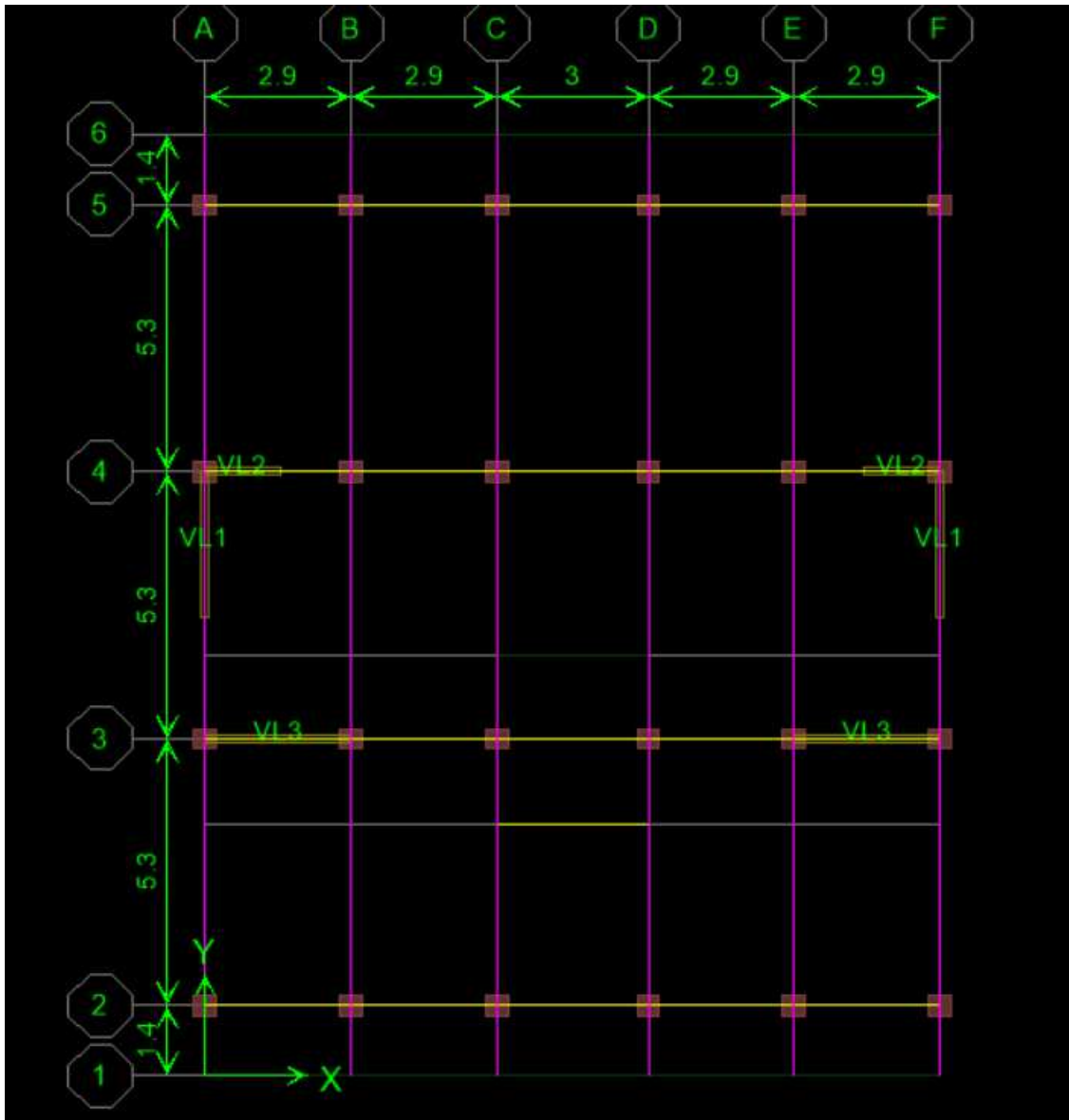


Figure 5.9 ; disposition des voile étage courant

Remarque :

pour chaque zone, nous avons choisie de calculer le voile le plus sollicité a savoir celui reposant sur les poutres principales

5.3.3 Calcul de ferrailage :

- Ferrailage de voile V1 :
- Armatures horizontales : $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement : $S_t = 15\text{cm}$

	A_v adoptée (cm^2)	A_H (cm^2)	A_H adoptée (cm^2)
Zone I	$2 \times 8\text{HA}14 + 14\text{HA}8 = 26.4$	6.6	$2 \times 7\text{HA}10 = 11$
Zone II	$2 \times 8\text{HA}12 + 12\text{HA}8 = 24.13$	6.07	$2 \times 7\text{HA}10 = 11$
Zone III	$2 \times 8\text{HA}10 + 10\text{HA}8 = 17.59$	4.39	$2 \times 7\text{HA}10 = 11$

Tableau 5.24 ; Armatures horizontales adoptées pour VT1 dans les différentes zones

- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armature sont reliées par **4 épingles en HA8** par mètre carré de surface verticale.

- Armatures de couture :

Les aciers de coutures sont ajoutés le long des joints de reprise dans le voile en cas de reprise de bétonnage, généralement c'est le cas des voiles avec une hauteur importante, dans notre cas on suppose que les voiles seront coulés en une seule phase, donc ces armatures ne seront pas nécessaires.

V1	N (KN)	M (KN.M)	EP (CM)	OBS	ATENDU E (CM ²)	ACNF (CM ²)	AT ADOPTÉE (CM ²)	AC (CM ²)	AC ADOPTÉE (CM ²)
ZONE I	N _{max} =-1415.38	M _{cor} =68.84	0.25	SEC	0	20.79	(2x8HA14)	6.5	(14HA8)
	N _{min} =-3135.78	M _{cor} =97.864		SEC	0				
	NCOR=-2911.15	MMAX=152.34		SEC	0				

Tableau 5.25 ; Ferrailage des V1 dans la zones I

V1'	N (KN)	M (KN.M)	EP (CM)	OBS	ATENDU E (CM ²)	ACNF (CM ²)	AT ADOPTÉE (CM ²)	AC (CM ²)	AC ADOPTÉE (CM ²)
ZONE II	N _{max} =-1206.78	M _{cor} =46.57	0.20	SEC	0	16.63	(2x8HA12)	5.2	(12HA8)
	N _{min} =-2607.85	M _{cor} =0.844		SEC	0				
	NCOR=-2454.77	MMAX=104.46		SEC	0				

Tableau 5.26 ; Ferrailage des V1 dans la zones.II

VL1	N (KN)	M (KN.M)	EP (CM)	OBS	ATENDU E (CM ²)	ACNF (CM ²)	AT ADOPTÉE (CM ²)	AC (CM ²)	AC ADOPTÉE (CM ²)
ZONE III	N _{max} =-122.11	M _{cor} =46.04	0.15	SEC	0	12.52	(2x8HA10)	3.9	(10HA8)
	N _{min} =-2100.67	M _{cor} =-75.32		SEC	0				
	NCOR=-660.65	MMAX=110.80		SEC	0				

Tableau 5.27 . Ferrailage des VL1 dans la zones III.

5.3.4 Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Le tableau ci-dessous résume les sections totales adoptées pour toutes les zones: $A_{min} = 0.15\% \times B$

ZONE	A ADOPTÉE (CM2)	A MIN (CM2)	OBSERVATION
	VL	VL	
ZONE I	11.89	3.75	CV
ZONE II	26.54	3	CV
ZONE III	47	2.25	CV

Tableau 5.28 ; Vérification des sections adoptées selon le RPA

Vérification au cisaillement :

Selon l'art 7.7.2 RPA 99/ version 2003

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$$

b : épaisseur du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

ZONE	EFFORT TRANCHANT (KN)	(MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	OBSERVATION
	VL	VL	5	CV
ZONE I	11.89	1.15		CV
ZONE II	26.54	3.77		CV
ZONE III	47.63	4.23		CV

Tableau 5.29 ; Vérification des contraintes de cisaillement selon l'RPA

Selon l'art A.5.1.1BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.64 \times (f_{c28})^{\frac{2}{3}}$$

ZONE	EFFORT TRANCHANT (KN)	(MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	OBSERVATION
	VL	VL	4.75	CV
ZONE I	11.89	1.15		CV
ZONE II	26.54	3.77		CV
ZONE III	47.63	4.23		CV

Tableau 5.30 ; Vérification des contraintes de cisaillement selon le BAEL

CHAPITRE 06 :
Etude de l'infrastructure

6. Introduction :

Les fondations sont des éléments en contact direct avec le sol et servent à transférer et distribuer les charges de la superstructure au sol qui les supporte. Leur rôle est de :

- Réduire les tassements du sol.
- Assurer l'encastrement de la structure.
- Distribuer efficacement les charges.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge vertical centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continuent sous murs.
- Les semelles continuent sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

- **Etude géotechnique du sol :**

N'ayant pas le rapport géotechnique à disposition la contrainte admissible du sol est arbitrairement prise $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

6.1 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix de fondation est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'économie.

- L'importance de la superstructure.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats du dimensionnement.

6.2 Pré dimensionnement des fondations :

6.2.1 Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement il faut considérer uniquement l'effort normal N_{max} qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_S}{\sigma_S}$$

Avec : $A \times B$: dimension de la semelle.

$a \times b$: dimension du poteau.

N_S : effort normal à l'ELS.

σ_S : capacité portante du sol.

- Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{a}{b} = \frac{40}{45} = 0.88$$

$$N_S = 1067.67 \text{ KN}$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_S}{\sigma_S}} = \sqrt{\frac{1067.67}{200}} = 2.31 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } B = 2.4 \text{ m et } A = 2.4 \times 0.88 = 2.11 \text{ m}$$

Compte tenu de l'importance des dimensions des semelles, l'option de la semelle isolée est exclu afin d'éviter le risque de chevauchement de ces dernières, nous devons donc choisir entre des semelles filantes et un radier général.

6.2.2 Semelles filantes :

6.2.2.1 Semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N_s .

$$\sigma_S \geq \frac{N_S}{S}$$

Avec : N_S : effort normal a la base du voile.

S : section de la semelle.

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voiles.

Les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

- **Sens longitudinal :**

Voiles	σ_s	NS (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²)
2 VL1	200	2284.08	2.9	3.93	9.135
					11.39

Tableau 6.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

- **Sens transversal :**

voiles	σ_s	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²)
2 VT 2	200	1285.21	1.5	4.28	6.42
2 VT 3	200	3226.64	2.9	5.56	16.12
					22.54

Tableau 6.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

- **Section totale des voiles :** $S_t = 11.39 + 22.54 = 33.93 \text{ m}^2$

6.2.2.2 Semelles filantes sous les poteaux :

- **Hypothèses de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

- **Étapes de calculs :**

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par ML de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \text{ Répartition trapézoïdale.}$$

$$e < \frac{L}{6} \text{ Répartition triangulaire.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}}$$

On fera le calcul dans le sens longitudinal, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N (KN)	M (KN.m)	ei (m)	Ni.ei (KN.m)	e (m)	qmax (KN)	qmin (KN)	q(l/4) (KN)
C31	1051.09	5.42	-7.95	-8356.1655	0.008	265.155	263.559	264.756
C10	1056.24	3.561	-2.65	-27999.036				
C16	1036.3	4.094	2.65	2746.195				
C21	1059.65	6.285	7.95	8424.2175				
Somme	4203.28	19.36		15.211				

Tableau 6.3 : Résultante des charges sous poteaux.

- **Exemple de calcul :**

- La charge totale transmise par les poteaux est : $R = \sum Ni = 4203.28$ KN.

- Distribution des charges par mètre linéaire :

$$e = 0.008 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{15.9}{6} = 2.65 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4203.28}{15.9} \left(1 + \frac{6 \times 0.008}{15.9} \right) = 265.155 \text{ KN}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4203.28}{15.9} \left(1 - \frac{6 \times 0.008}{15.9}\right) = 263.559 \text{ KN}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4203.28}{15.9} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.008}{15.9}\right) = 264.756 \text{ KN/m}^2$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{264.756}{250} = 1.32 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 1.32 \times 15.9 \times 4 = 83.95 \text{ m}^2$$

Surface total des semelles filantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Svoile} + \text{Spot} = 33.94 + 83.95 = 117.891 \text{ m}^2 \\ 50\% \text{ S}_{bat} = 232.14 \times 0.5 = 116.07 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow 116.07 \text{ m}^2 < 117.88 \text{ m}^2$$

- **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général nervuré.

6.3 Etude du radier général :

Ce sont des fondations qui s'étendent sur toute l'emprise d'un bâtiment. Ils constituent une solution lorsque la surface des semelles nécessaire est importante. Le radier nervuré se présente sous forme de plancher renversé, composé d'un réseau de poutres en partie supérieure et d'une dalle en partie inférieure. Soit composé seulement d'une dalle. Dans ce cas, les poteaux et voiles reposent directement sur la dalle, qui doit être par conséquent d'épaisseur importante.

6.3.1 Pré-dimensionnement du radier :

6.3.1.1 Epaisseur du tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20}, \text{ Avec un minimum de 25cm.}$$

Avec : **Lmax** : portée maximale (Lmax = 3 m).

$$h_t \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On opte pour } h_t = 25 \text{ cm}$$

6.3.1.2 Hauteur des nervures :

Les nervures doivent avoir une hauteur qui vérifie : $h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{300}{10} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 40 \text{ cm}$$

6.3.1.3 Condition de la longueur élastique :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e$

$$\text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec : **Le** : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapportée à l'unité de surface **K= 40 MPa**.

I : inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : module de déformation longitudinal déferée

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 300\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.52$$

Nous optons pour une hauteur de nervure : **h_n = 65 cm**

6.3.1.4 Largeur de la nervure :

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n$$

$$26 \text{ cm} \leq b_n \leq 42 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{b_n = 40 \text{ cm.}}$$

6.3.1.5 Hauteur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{300}{50} = \mathbf{6 \text{ cm}} \leq h_d \leq \frac{300}{40} = \mathbf{7.5 \text{ cm}}$$

$$\rightarrow \text{Soit : } \mathbf{h_d = 10 \text{ cm.}}$$

Conclusion :

On optera pour les dimensions suivantes :

Hauteur du tablier **h_t = 25 cm**.

Hauteur du tablier **h_n = 65 cm**.

Largeur de la nervure **b_n = 40 cm**.

Hauteur de la dalle flottante **h_d = 10 cm**.

6.3.2 Détermination de la surface du radier :

- Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel :

$$N_U = 34921.35 \text{ KN}$$

$$N_S = 25322.02 \text{ KN}$$

- Détermination de la surface nécessaire au radier

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} = \frac{N_U}{1,33 \cdot \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{34921.35}{1,33 \times 200} = 131.28 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}}^{\text{ELS}} = \frac{N_U}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{25322.02}{200} = 126.61 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{radier}}^{\text{ELU}}; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 131.28 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 232.14 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, donc on prend comme surface du radier celle de l'accise du bâtiment, en ajoutant un débord minimal fixé par les règles du BAEL :

- **Débord minimum :**

$$h_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right) = (32.5; 30 \text{ cm}) = 32.5 \text{ cm}$$

Soit un débord de **hdeb = 35 cm**.

$$S_{\text{deb}} = (2 \times (14.6 \times 0.35)) + (2 \times (15.9 \times 0.35)) = 21.35 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{deb}} = 232.14 + 21.35 = 253.49 \text{ m}^2$$

6.3.3 Détermination des efforts à la base du radier :

6.3.3.1 Charges permanentes :

$$G_{\text{total}} = G_{\text{batiment}} + G_{\text{radier}}$$

- Poids du tablier :

$$S_{\text{radier}} \times h_{\text{t}} \times \rho_{\text{b}} = 253.49 \times 0.25 \times 25 = 1584.31 \text{ KN}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$S_{\text{radier}} \times h_{\text{d}} \times \rho_{\text{b}} = 253.49 \times 0.1 \times 25 = 633.72 \text{ KN}$$

- Poids des nervures :

$$b_{\text{n}} \times (h_{\text{n}} - h_{\text{t}}) \times L \times n \times \rho_{\text{b}} = 0.4 \times (0.65 - 0.25) \times (15.9 \times 4 + 14.6 \times 6) \times 25 = 604.8 \text{ KN}$$

- Poids du remblai :

$$((S_{\text{radier}} + S_{\text{nervures}}) \times (h_{\text{n}} - h_{\text{t}}) \times \text{poids columique remblai} = (253.49 - 60.48) \times (0.65 - 0.25)) \times 17 = 1312.46 \text{ KN}$$

- Section de la nervure :

$$S_{\text{nervure}} = b_{\text{n}} \times (L_{\text{y}} \times 4 + L_{\text{x}} \times 8) = 0.4(14.6 \times 6 + 15.9 \times 4) = 60.48 \text{ m}^2$$

- Poids du radier :

G_{radier} = Poids du tablier + Poids du remblai + Poids des nervures + Poids de la dalle flottante

$$G_{\text{radier}} = 1584.31 + 1312.46 + 604.8 + 633.72 = 4135.29 \text{ KN}$$

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{bat}} + G_{\text{radier}} = 20411.03 + 4135.29 = 24546.32 \text{ KN}$$

6.3.3.2 Surcharge d'exploitation :

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{batiment}} + Q_{\text{radier}}$$

$$Q_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} \times 2.5 = 253.49 \times 2.5 = 633.72 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{radier}} = 4911 + 633.72 = 5544.72 \text{ KN}$$

6.3.3.3 Combinaison d'action :

$$\text{ELU} : N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 24546.32) + (1.5 \times 5544.72) = 41454.61 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N_s = G + Q = 24546.32 + 5544.72 = 30091.04 \text{ KN}$$

6.3.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

6.3.4.1 Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 6.72 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.95 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

6.3.4.2 Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{14.6 \times 15.9}{12} = 4890.60 \text{ m}^4$$

$$1. \quad I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{15.9 \times 14.6}{12} = 4123.58 \text{ m}^4$$

2.

6.3.5 Vérifications :

6.3.5.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{Max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 0.85 \text{ m}$; $d = 0.9 h_t = 0.9 \times 0.25 = 0.225 \text{ m}$

$$T_u^{Max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{radier}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{41454.61 \times 0.85}{253.49} \times \frac{3}{2} = 208.50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{Max}}{b \cdot d} = \frac{208.50 \times 10^3}{850 \times 225} = 1.09 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

6.3.5.2 Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal du aux charges verticales

Moment de renversement du au séisme dans le sens considéré :

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{V}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec : \mathbf{M}_0 : moment à la base de l'ouvrage.

\mathbf{V}_0 : effort tranchant à la base de l'ouvrage.

\mathbf{h} : hauteur du radier.

- Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

- A L'ELU : $\sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$
- A L'ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$N_u = 41454.61 \text{ KN}, N_s = 30091.04 \text{ KN}$$

Sollicitations		M ₀ (KN.m)	T ₀ (KN)	h (m)	M (KN.m)
Sens	XX	27911.267	1397.37	0.65	28819.55
	YY	26878.631	1453.66	0.65	27823.51

Tableau 6.4 ; les sollicitations du radier

- **Calcul des moments de renversement du radier :**

$$M_{xx} = M_0^x + (T_0^x \times h) = 27911.267 + (1397.37 \times 0.65) = 28819.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_0^y + (T_0^y \times h) = 26878.631 + (1453.66 \times 0.65) = 27823.51 \text{ KN.m}$$

- **Sens longitudinal :**

- **A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{41454.61}{253.49} + \frac{28819.55}{4890.60} \times 6.72 = 203.13 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{41454.61}{253.49} - \frac{28819.55}{4890.60} \times 6.72 = 123.93 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 203.13 + 123.93}{4} = 183.33 \text{ kN/m}^2; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **A P'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{x-x}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{30091.04}{253.49} + \frac{28819.55}{4890.60} \times 6.72 = 158.30 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{x-x}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{30091.04}{253.49} - \frac{28819.55}{4890.60} \times 6.72 = 79.10 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 158.30 + 79.10}{4} = 138.5 \text{ kN/m}^2; \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

- **A P'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41454.61}{253.49} + \frac{27823.51}{4123.58} \times 7.95 = 217.17 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41454.61}{253.49} - \frac{27823.51}{4123.58} \times 7.95 = 109.89 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 217.17 + 109.89}{4} = \mathbf{190.35 \text{ kN/m}^2}; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200$$

$$= \mathbf{266 \text{ kN/m}^2}$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **A P'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{30091.04}{253.49} + \frac{27823.51}{4123.58} \times 7.95 = 172.34 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{30091.04}{253.49} - \frac{27823.51}{4123.58} \times 7.95 = 65.06 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 172.34 + 65.06}{4} = \mathbf{145.52 \text{ kN/m}^2}; \sigma_{SOL} = \mathbf{200 \text{ kN/m}^2}$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

	M KN.m	ELU			ELS			1.33 σ_s KN/m ²	obs
		σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²		
Sens X	28819.55	203.13	123.93	183.33	158.30	79.10	138.5	266	cv
Sens Y	27823.51	217.17	109.89	190.35	172.34	65.06	145.52	266	cv

Tableau 6.5 : Récapitulatif des contraintes

6.3.6 Ferrailage du radier :

Le ferrailage sera calculé en fonction des sollicitations données par les combinaisons les plus défavorables :

- 1.35G + 1.5Q
- G + Q
- G + Q ± E
- 0.8G ± E

6.3.6.1 Ferrailage de la dalle :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisée 99. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie à l'ELU et sera vérifiée à l'ELS.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\checkmark \text{ A l'ELU : } q_u = \sigma_m^{max} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 190.35 - \frac{4135.29}{253.49} = 174.03 \text{ kN/m}^2$$

$$\checkmark \text{ A l'ELS : } q_s = \sigma_m^{max} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 145.52 - \frac{4135.29}{253.49} = 129.20 \text{ kN/m}^2$$

Les panneaux sont soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures en considérant pour le calcul le panneau si dessous :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{5.3} = \mathbf{0,56}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Les valeurs des coefficient μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de poisson :

- A l'ELU : $\mu_x = 0.0368$; $\mu_y = 1$
- A l'ELS : $\mu_x = 0.0442$; $\mu_y = 1$
- **Calcul à l'ELU :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0855 \times 174.03 \times 3^2 = 133.91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.253 \times 133.91 = 33.87 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

Le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée : **0.75M_x ou 0.75M_y**.
- Moment sur appuis : **0.5M_x ou 0.5M_y**.
- **En travées :**

$$M_x^t = 0,75 \times M_x = 0.75 \times 133.91 = 100.43 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 0.75 \times 33.87 = 25.04 \text{ KN.m}$$
- **En appuis :**

$$M_x^a = -0,5 \times M_x = -0,5 \times 133.91 = -66.95 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,5 \times M_y = -0,5 \times 33.87 = -16.93 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm}$$

➤ **Sens Lx :**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{100.43 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,146 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.921$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{100.43 \times 10^3}{0.921 \times 22 \times 348} = 14.24 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **A_{st} = 6HA20 = 18.85 cm²**
Avec un espacement **St = 15 cm**.

- **En appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{66.95 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,097 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{66.95 \times 10^3}{0.948 \times 22 \times 348} = 9.22 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **$A_{st} = 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$**
Avec un espacement **$St = 15 \text{ cm}$** .

➤ **Sens Ly :**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25.40 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{25.40 \times 10^3}{0.982 \times 22 \times 348} = 3.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **Ast = 6HA10 = 4.71 cm²**

Avec un espacement **St = 15 cm.**

- **En appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.93 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{ST} = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.93 \times 10^3}{0.988 \times 22 \times 348} = 2.23 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **Ast = 6HA10 = 4.71cm²**

Avec un espacement **St = 15 cm.**

• **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

➤ **Armature suivant le sens de Lx :**

$$W_x \geq W_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad ; \quad W_x = \frac{A_x}{b \times h}$$

Avec :

A_x : section minimale d'armatures.

b.h : section totale du béton.

W₀ : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

$$A_x \geq W_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

En travée : A_{adp} = 18.85 cm² > A_x = 2cm² → condition vérifiée.

En appuis : A_{adp} = 12.06 cm² > A_x = 2cm² → condition vérifiée.

➤ **Armature suivant le sens de Ly :**

$$w_y \geq w_0$$

$$A_y \geq w_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 25 = \mathbf{2 \text{ cm}^2}$$

En travée : $A_{\text{adp}} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_x = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

En appuis : $A_{\text{adp}} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_x = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

- **Vérification au cisaillement :**

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

➤ **Suivant Lx :** $T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3 l_y} = \frac{174.03 \times 3 \times 5.3}{3 \times 5.3} = 174.03 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{174.04 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.77 \text{ MPa} < \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Suivant Ly :** $T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2 l_y + l_x} = \frac{174.03 \times 3 \times 5.3}{2 \times 5.3 + 3} = 203.46 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{203.46 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.90 \text{ MPa} < \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Calcul à l'ELS :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0909 \times 129.20 \times 3^2 = 105.69 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.431 \times 105.69 = 45.55 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :**

Le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis : Moment en travée : **0.75M_x**
ou **0.75M_y**.

Moment sur appuis : **0.5M_x** ou **0.5M_y**.

- **En travées :**

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 105.69 = 79.26 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 45.55 = 34.16 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 105.69 = -52.84 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 45.55 = -22.77 \text{ KN.m}$$

- **Vérification à l'ELS :**
- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d_x \times A_{st}} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms (KN.m)	ρ	β	K	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
XX	Appuis	12.06	52.84	0.548	0.889	30.15	302.04	348	7.42	15	C.V
	Travée	18.85	79.26	0.856	0.868	23.11	296.67	348	9.52	15	C.V
YY	Appuis	4.71	22.77	0.214	0.925	52.18	302.04	348	4.55	15	C.V
	travée	4.71	34.16	0.214	0.925	52.18	296.67	348	6.83	15	C.V

Tableau 6.6 ; Vérification des contraintes à l'ELS.

6.3.7 Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

- **A l'ELU :**

$$q_u = 174.03 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{-174.03 \times 0.4^2}{2} = -13.92 \text{ kN.m}$$

Calcul des armatures :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.92 \times 10^6}{100 \times 220^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_{ua} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.92 \times 10^3}{0.99 \times 22 \times 348} = 1.83 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier.

6.4 Etudes des nervures :

Les nervures seront considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis, tous les panneaux de dalles travaillent dans les deux sens donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaire.

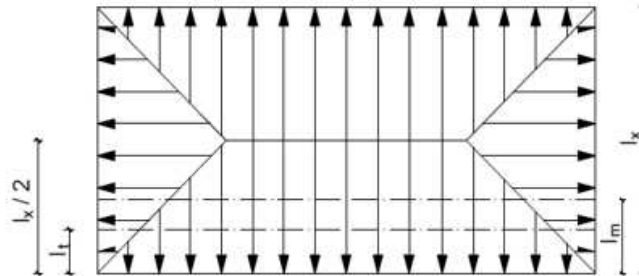


Figure 6.1 ; Modes de transmission de charges

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$$

- **Charge triangulaire :**

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = 0,3 \times l_x$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = 0, \times l_x$$

- Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

- Pour les efforts tranchants :

$$Q_u = q_u \times l_t$$

A l'ELU :

$$q_u = \sigma_m^{max} - \left(\frac{G_{radier}}{S_{radier}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}}\right) = 190.35 - \left(\frac{4135.29}{253.49} + \frac{604.8}{60.48}\right) = 164.03 \text{ kN/m}^2$$

A l'ELS :

$$q_s = \sigma_m^{max} - \left(\frac{G_{radier}}{S_{radier}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}}\right) = 145.52 - \left(\frac{4135.29}{253.49} + \frac{604.8}{60.48}\right) = 119.20 \text{ kN/m}^2$$

6.4.1 Calcul à l'ELU :

- **Sens YY :**

travée		lx	ly	ρ	Chargement	Lm	Lt	QU	QU	Σ QU	Qt	Σ Qt
3-4	BC	2.9	5.3	1	Trapézoïdale	1.3	1.05	164.03	213.23	433.03	172.23	349.38
	CD	3	5.3	1	Trapézoïdale	1.34	1.08		219.8		177.15	
2-3	BC	3	5.3	0.94	Trapézoïdale	1.34	1.08		219.8	433.03	177.15	349.38
	CD	2.9	5.3	0.94	Trapézoïdale	1.3	1.05		213.23		172.23	
1-2	BC	2.9	5.3	0.89	Trapézoïdale	1.3	1.05		213.23	433.03	172.23	349.38
	C D	3 3	5. 3	0.8 9	Trapézoïdal e	1.3 4	1.0 8		219.8		177.1 5	

Tableau 6.7 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY).

Pour la détermination des efforts nous allons utiliser le logiciel ETABS :

6.4.1.1 Moment fléchissant :

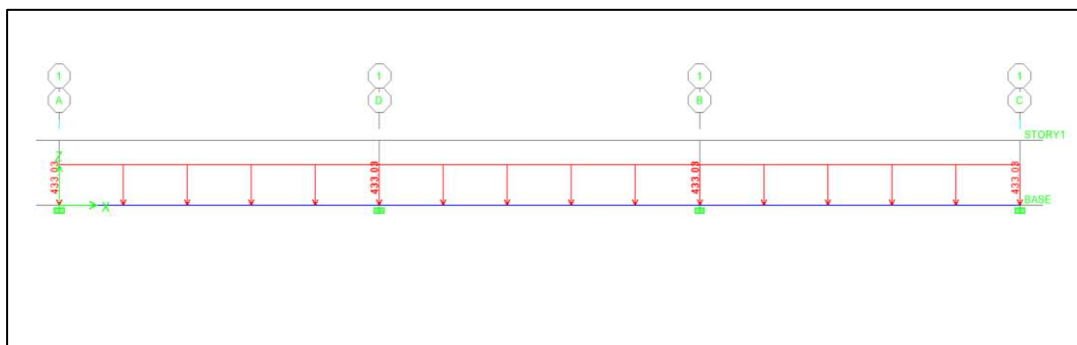


Figure 6.3 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant).

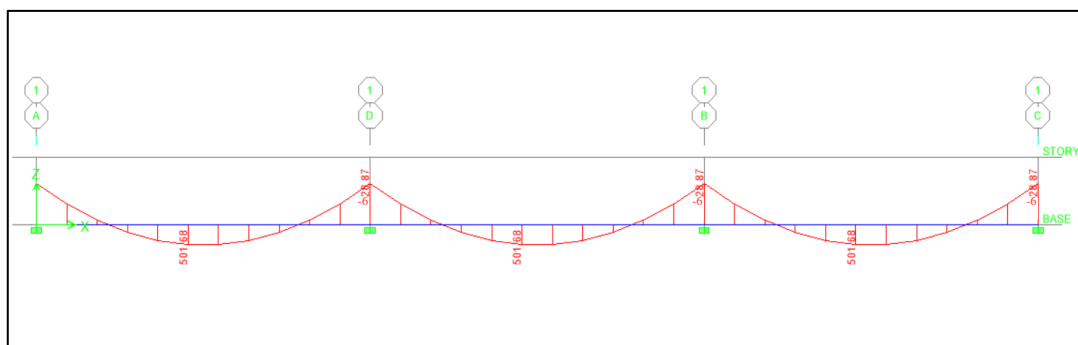


Figure 6.2 Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY).

6.4.1.2 Effort tranchant :

6.4.1.3

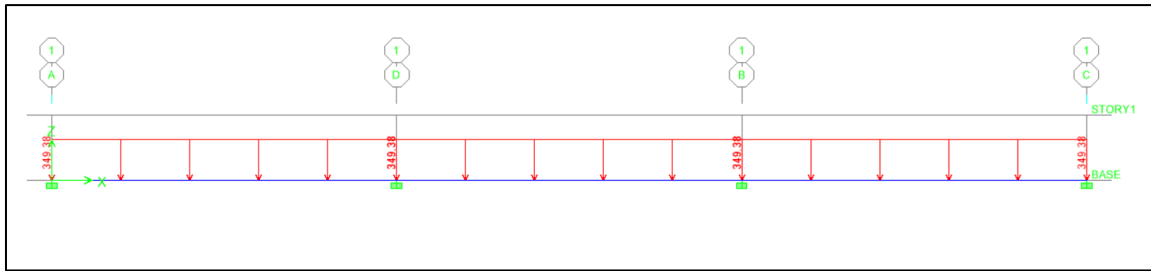


Figure 6.5 : Schéma statique des nervures (effort tranchant).

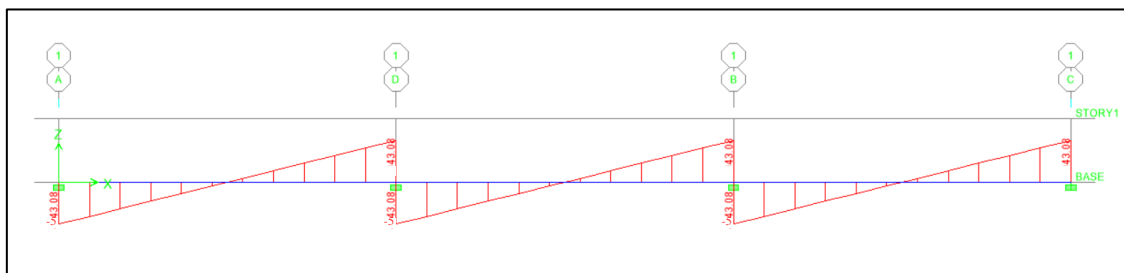


Figure 6.4 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY).

• Sens XX :

Travée	Lx	ly	ρ	Chargement	Lm	Lt	QU	QU	Σ QU	Qt	Σ Qt	
A-B	3-4	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96	164.03	157.46	314.92	118.10	236.2	
	2-3	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96		157.46		118.10		
B-C	3-4	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96		157.46	314.92	118.10	236.2	
	2-3	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96		157.46		118.10		
C-D	3-4	3	5.3	0.56	Triangulaire	0.99		162.38	324.76	123.02	246.04	
	2-3	3	5.3	0.56	Triangulaire	0.99		162.38		123.02		
D-E	3-4	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96		157.46	314.92	118.10	236.2	
	2-3	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96		157.46		118.10		
E-F	3-4	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96		157.46	314.92	118.10	236.2	
	2-3	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96		157.46		118.10		
									157.46		118.10	
									6		0	

Tableau 6.7 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX).

1.1.1.1. Moment fléchissant :

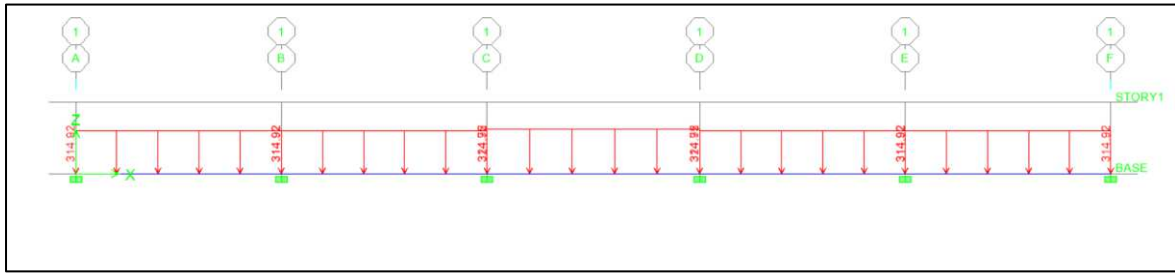


Figure 6.7 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant).

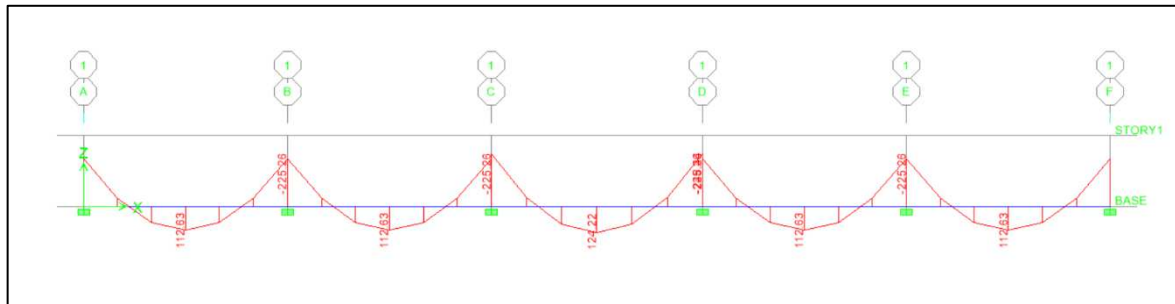


Figure 6.6 : Diagrammes des moments fléchissant dans les nervures sens (X-X)

1.1.1.2. Effort tranchant :

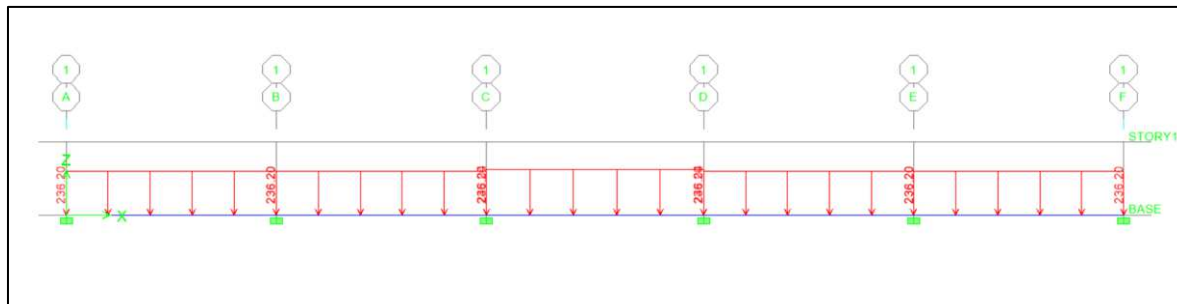


Figure 6.8 : Schéma statique des nervures (effort tranchant)

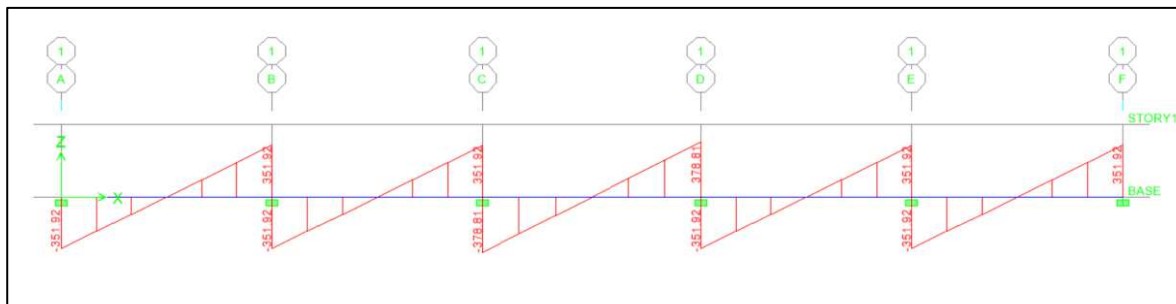


Figure 6.9 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX).

Après analyse nous avons tiré les résultats suivants :

	Moments aux appuis M_a (KN.m)	Moments en travée M_t (KN.m)	Effort tranchant T (KN)
Sens yy	- 1028.87	501.68	543.08
Sens xx	- 225.26	124.22	378.81

Tableau 6.9 : Moments fléchissant max et l'efforts tranchants max.

6.4.2 Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorable aux appuis et en travées dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

$$h = 65 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm}, d = 62 \text{ cm}$$

6.4.2.1 Condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; \quad \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}; \quad A_{ua} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 40 \times 62 \times \frac{2,10}{400} = 2.99 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des sections est résumé dans le tableau ci-dessous :

sen s	Zone	Mu (KN.m)	μ	β	Acal	Acnf	choix	Aadp
X-X	Appuis	225.26	0.1	0.947	11.02	3	5HA20(fil)	15.71
	Travée	124.22	0.05	0.974	5.91	3	5HA14(fil)	7.70
Y-Y	Appuis	628.87	0.47	0.622	30.66	3	5HA20(fil)+ 5HA20(chap)	31.42
	Travée	501.68	0.22	0.874	26.6	3	5HA20(fil)+5HA16(chap)	25.76

Tableau 6.8 : Ferrailage des nervures.

6.4.2.2 Vérification des recommandations exigées par le RPA :

- **Le pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.5% de la section du béton :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 40 \times 65 \times 0.005 = 13 \text{ cm}^2$$

		Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
Sens XX	Appuis	5HA20(fil) = 15.71	13	Condition vérifiée
	Travée	5HA14(fil)= 7.70	13	Condition vérifiée
Sens YY	Appuis	5HA20(fil)+ 5HA20(chap)=31.42	13	Condition vérifiée
	Travée	5HA20(fil)+ 12HA12(chap)= 29.28	13	Condition vérifiée

Tableau 6.9 : Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA.

6.4.2.3 Calcul des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi l\right)$$

$$\phi t \leq \min\left(\frac{650}{35}; \frac{400}{10}; \phi l\right) = \min(18.57; 40; 20)$$

$$\text{Soit : } \phi t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

On opte pour : 2 cadre Ø10 + épingle $A_t = 4HA10 + 2HA8 = 4.14 \text{ cm}^2$

6.4.2.4 Espacement des armatures transversales :

- **En zone nodale :** $St \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi t\right\} = \min\left\{\frac{65}{4}; 12\phi t\right\} = cm \rightarrow St = 10 \text{ cm}$
- **En zone courante :** $St \leq \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$

6.4.2.5 Quantité d'armatures transversales minimale :

Elle est donnée par :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$A_t^{\min} = 0.003 \times St \times b$		A (cm ²)	observation
Zone nodale	Zone courante		
1.2	1.8	4.14	Condition vérifiée

Tableau 6.10 : Vérification des quantités d'armatures transversales

6.4.2.6 Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteurs, leurs sections sont au moins 3 cm²/ml par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 3 \frac{cm^2}{ml} \times 1 = 3 cm^2$$

Soit : **2HA14 = 3.08 cm²**

- Vérification à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{T_u^{Max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa \right\} = \min \{ 2.5 MPa; 4 MPa \} = 2.5 MPa$$

	Tu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Sens X-X	378.81	1.52	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	543.08	2.18	2.5	Vérifiée

Tableau 6.11 : Vérification des contraintes tangentielles dans les nervures

- Calcul à l'ELS :

- Sens YY :

travée	lx	ly	ρ	Chargement	Lm	q_s	Q_s	ΣQ_s	
3-4	BC	2.9	5.3	0.54	Trapézoïdale	1.3	119.20	197.02	356.74
	CD	3	5.3	0.56	Trapézoïdale	1.34		159.72	
2-3	BC	3	5.3	0.56	Trapézoïdale	1.34	119.20	159.72	356.74
	CD	2.9	5.3	0.54	Trapézoïdale	1.3		197.02	
1-2	BC	2.9	5.3	0.54	Trapézoïdale	1.3	119.20	197.02	356.74
	CD	3	5.3	0.56	Trapézoïdale	1.34		159.72	

Tableau 6.12 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY).

- Sens XX :

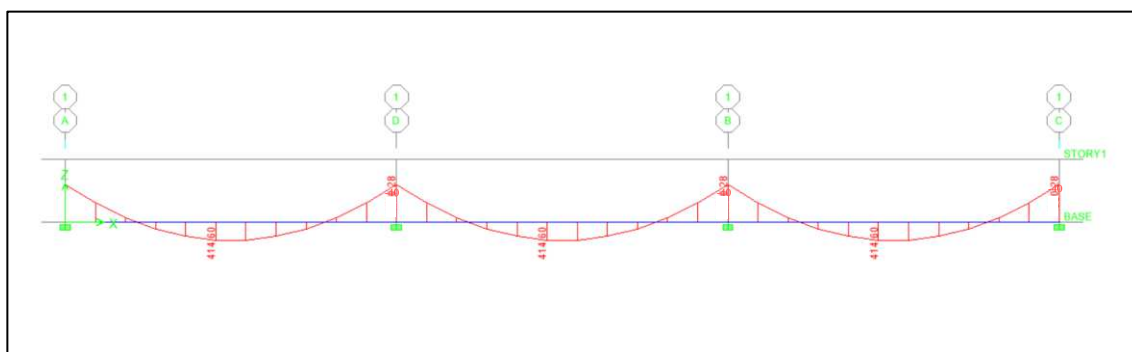


Figure 6.10 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX).

Travée	Lx	ly	ρ	Chargement	Lm	q_s	Q_s	ΣQ_s
A-B	3-4	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96	114.43	228.86
	2-3	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96	114.43	
B-C	3-4	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96	114.43	228.86
	2-3	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96	114.43	
C-D	3-4	3	5.3	0.56	Triangulaire	0.99	118	236
	2-3	3	5.3	0.56	Triangulaire	0.99	118	
D-E	3-4	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96	114.43	228.86
	2-3	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96	114.43	
E-F	3-4	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96	114.43	228.86
	2-3	2.9	5.3	0.54	Triangulaire	0.96	114.43	

Tableau 6.13 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX).

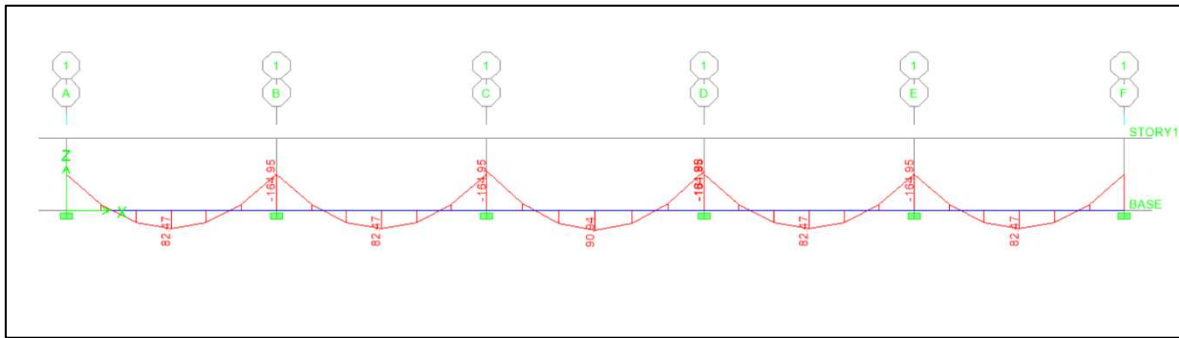


Figure 6.12 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX).

Les sollicitations maximales :

	Aux appuis	En travée
Sens XX	-164.95	90.94
Sens YY	- 400.28	414.60

Tableau 6.14 : Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.

• **Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_{st}} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

sen s	zone	As	Ms	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_s$	$\overline{\sigma}_c$	observation
XX	Appuis	15.71	164.95	191.78	6.91	348	15	Vérifiée
	Travée	7.70	90.94	208.87	4.94	348	15	Vérifiée
YY	Appuis	31.42	400.28	242.30	13.54	348	15	Vérifiée
	Travée	25.76	414.60	300.55	14.72	348	15	Vérifiée

Tableau 6.15 : Vérifications des contraintes dans le béton.

CHAPITRE 7 :

Voile périphérique

1. Introduction :

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra principalement les charges provenant des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

1.1 Pré dimensionnement du voile périphérique :

Selon l'RPA, les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continue entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 25 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
-

1.1.1 Caractéristique du voile :

Hauteur : $h=2.72\text{m}$

Épaisseur : $e= 25\text{cm}$.

Surcharge éventuelle : $q=10\text{ kN/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma =18\text{ kN/m}^3$.

Angle de frottement : $\varphi=30^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte du Sol : $\sigma_{\text{sol}}= 2\text{ bars}$

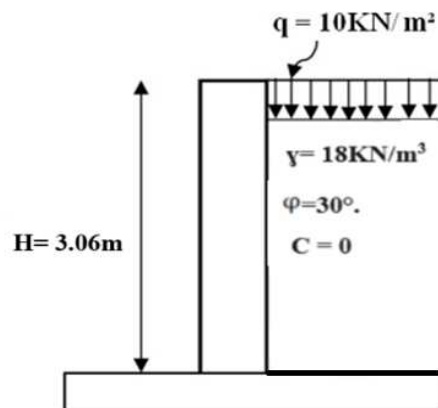


Figure 1.1 Schéma statique du voile périphérique

1.1.2 Détermination des sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur plaque. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V \quad \sigma_V : \text{Contrainte verticale}$$

Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

Donc : $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0,5$

1.1.3 Calcul des sollicitations :

$$0 < h < H \quad \Rightarrow \quad 0 < h < 3.06 \text{ m}$$

- **A P'ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h=0\text{m} \longrightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times (1.5 \times 10) = 7.5 \text{KN/m}^2$$

$$h= 3.06\text{m} \longrightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 44.67 \text{KN/m}^3$$

- **A P'ELS :**

- $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (\gamma \times h + q)$

- $h=0\text{m} \longrightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times 10 = 5 \text{KN/m}^2$

- $h= 3.06\text{m} \longrightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (18 \times 3.06 + 10) = 32.54 \text{KN/m}^3$

A. Diagramme des contraintes :

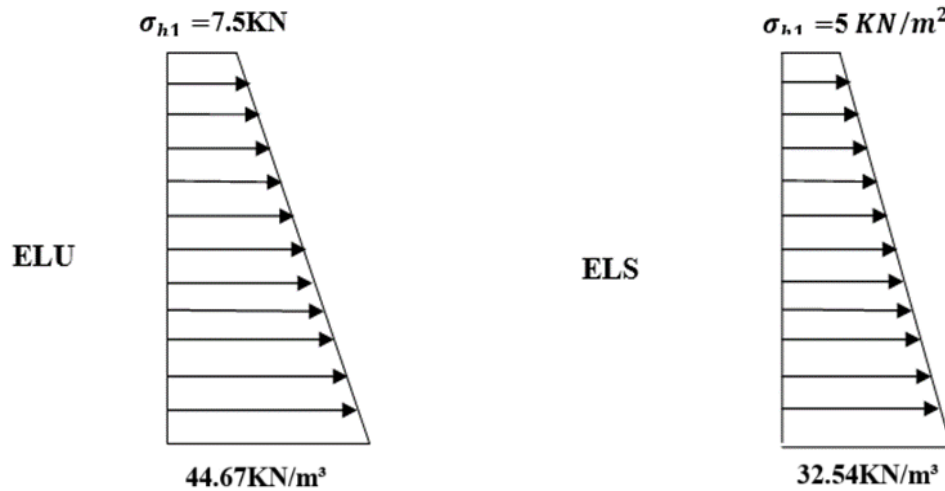


Figure 1.2 ; Diagramme des contraintes

B. Charges moyennes a considérer dans le calcul pour une bande de 1m

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 44.67 + 7.5}{4} = 35.37 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 32.54 + 5}{4} = 25.65 \text{ KN/ml}$$

1.1.4 Ferrailage du voile périphérique :

1.1.4.1 Recommandations du RPA :

- Le voile périphérique 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)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 3.06 = 0.306 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

1.1.4.2 Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, 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 :

- Moments en travée : 0.75
- Appuis intermédiaires : 0.5

➤ Identification du panneau :

$$L_x = 3.06\text{m} \quad L_y = 5.3\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.3} = 0.57 \quad 0.57 < \rho < 1$$

Le panneau travaille dans les deux sens

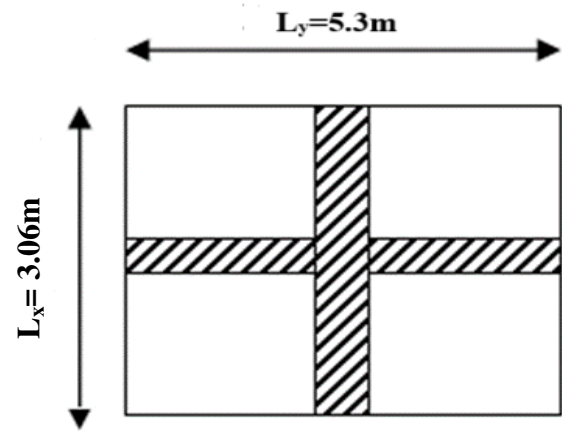


Figure 1.3 panneau le plus sollicité

Calcul a l'ELU :

$$\rho = 0.57 \rightarrow \mu_x = 0.1047 \text{ et } \mu_y = 0.250$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.1047 \times 35,37 \times 3.06^2 = 34.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,250 \times 34.67 = 8.66 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**Sens x-x :**

$$M_a = 0.5 \times 34.67 = \mathbf{17,33 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 34.67 = \mathbf{26 \text{ KN.m}}$$

Sens y-y :

$$M_a = 0.5 \times 8,66 = \mathbf{4,33 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 8,66 = \mathbf{6,49 \text{ KN.m}}$$

1.1.4.3 Calcul des sections d'armatures

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau des appuis et en travée.

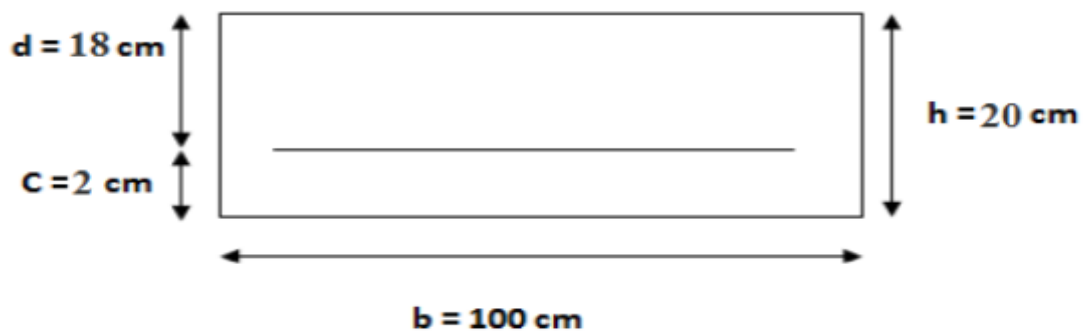


Figure 1.4 ; section transversale du voile périphérique

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	S_t (cm)
xx	Appuis	17,33	0.037	0.982	SSA	2.81	2	4HA12=4.52	25
	Travée	26	0.056	0.971	SSA	4.27	2	4HA12=4.52	25
yy	Appuis	4,33	0.0094	0.996	SSA	0.69	2	2HA12=2.26	25
	Travée	6,49	0.0141	0.993	SSA	1.04	2	2HA12=2.26	25

Tableau 1.1 ; ferrailage du voile périphérique

1.1.5 Vérifications à l'ELU :

1.1.5.1 Espacement des barres :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

1.1.5.2 Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

1.1.5.3 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.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 12 : L_s = 42,32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40\text{cm}$$

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 « $0.4 L_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 12 : L_a = 0.4 \times 40 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

1.1.6 Vérification à l'ELS :

1.1.6.1 Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0.57 \rightarrow \mu_x = 0.0785 \text{ et } \mu_y = 0.339$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0785 \times 35,37 \times 3.06^2 = 25.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.339 \times 25,99 = 8,81 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments :

- Sens x-x :

$$M_a = 0.5 \times 25,99 = \mathbf{12,99 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 25,99 = \mathbf{19,49 \text{ KN.m}}$$

- Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 8,81 = \mathbf{4,405 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 8,81 = \mathbf{6,60 \text{ KN.m}}$$

- 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 :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = \mathbf{201.63 \text{ Mpa}}$$

- Dans le béton :

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Conclusion :

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

- **Sens x-x :**

En travée :4HA12/ml avec un espacement de **25 cm**.

Aux appuis : 4HA12/ml avec un espacement de **25 cm**.

- **Sens y-y :**

En travée : 2HA12/ml avec un espacement de **25cm**.

Aux appuis : 2HA12/ml avec un espace
ment de **25 cm**.

Sens	Zone	As	Ms	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
		(cm ²)									
X-X	Appuis	4.52	12.99	0,25	0,920	47,5	75,61	201,63	1,59	15	Cv
	Travée	4.52	19.49	0,25	0,920	47,5	113,48	201,63	2,38	15	Cv
Y-Y	Appui	2.26	4,405	0,12	0,942	71,21	50,23	201,63	0,70	15	Cv

	s										
	Travée	2.26	6,60	0,12	0,942	71,21	75,34	201,63	1,05	15	Cv

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études a constitué une expérience des plus formatrices, nous permettant de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises tout au long de notre parcours académique.

En intégrant l'utilisation de divers logiciels de calcul et de dessin, nous avons pu appliquer des concepts clés tels que la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux, ainsi que les différents règlements algériens.

Cela nous a permis de lier de manière cohérente la théorie et la pratique, tout en développant une conscience accrue des responsabilités professionnelles qui nous attendent dans le monde du travail. Les défis rencontrés lors des calculs ont été l'occasion de mieux appréhender le comportement de la structure étudiée, tout en nous familiarisant davantage avec l'utilisation du logiciel ETABS.

Ces difficultés ont également suscité chez nous un besoin d'approfondir nos connaissances et de pousser plus loin notre recherche dans le domaine du génie civil. En somme, cette étude nous a permis de réaliser que la réussite d'un projet en génie civil ne repose pas uniquement sur la maîtrise des calculs, mais aussi sur la compréhension des aspects pratiques et de la mise en œuvre sur le terrain, qui sont tout aussi déterminants pour garantir le succès d'une construction.

Références et bibliographie :

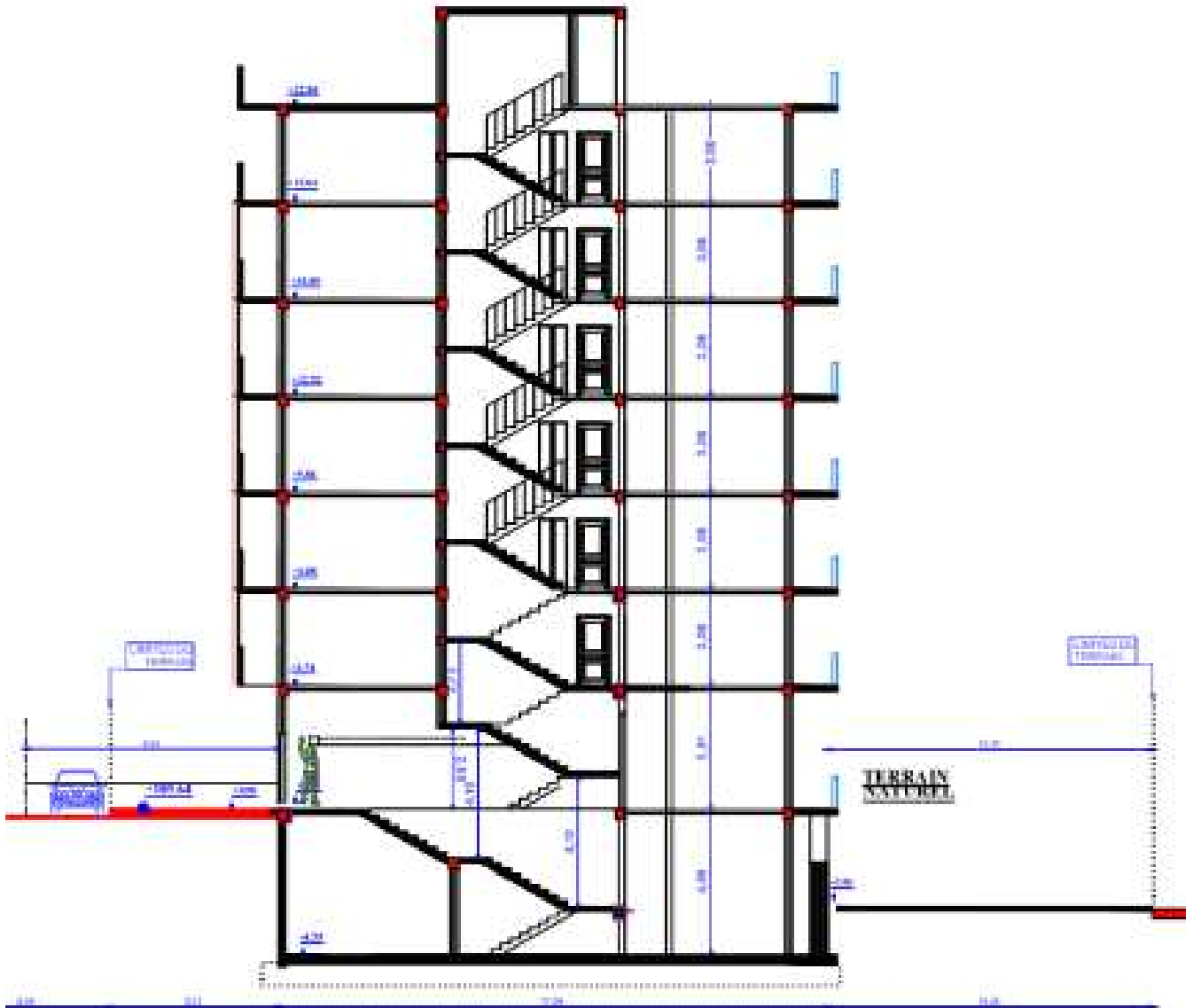
- 1- , K. (v. 1999). CALCUL DES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME. Règles B. A. E. L. :
Quatrième édition, complétée. STT Publishing.
- 2- Règles parasismiques algériennes : RPA 2003. (1984b)
- 3- Mougin, J. (2000). Béton Armé : BAEL 91 modifié 99 et DTU associés.
- 4- Belazougui, M. (1988). Calcul des ouvrages en béton armé.
- 5- Ching, F., & Saint-Pierre, M. L. (2009). Guide technique et pratique de la construction.
Modulo-Griffon.
- 6- Collectif. (2000). Règles B.A.E.L. 91, modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- 7- Lamirault, J., & Renaud, H. (1998). Béton Armé : guide de calcul.
- 8- Lammari, M. (2020). Calcul d'une tour (R+12+ sous-sol) à usage multiple, contreventée par voiles et portiques avec l'application ETABS. <https://www.ummtto.dz/dspace/handle/ummtto/13254>
- 9- Taguemout, A. (2020). Etude d'un bâtiment RDC+7étages à usage multiple contreventé par portiques et voiles.
<https://www.ummtto.dz/dspace/handle/ummtto/13610>
- 10- Zeghouini, A. (2021, 1 juin). Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial, contreventé par voiles et portique avec l'application ETABS.
<https://www.ummtto.dz/dspace/handle/ummtto/16991>

Annexes graphiques



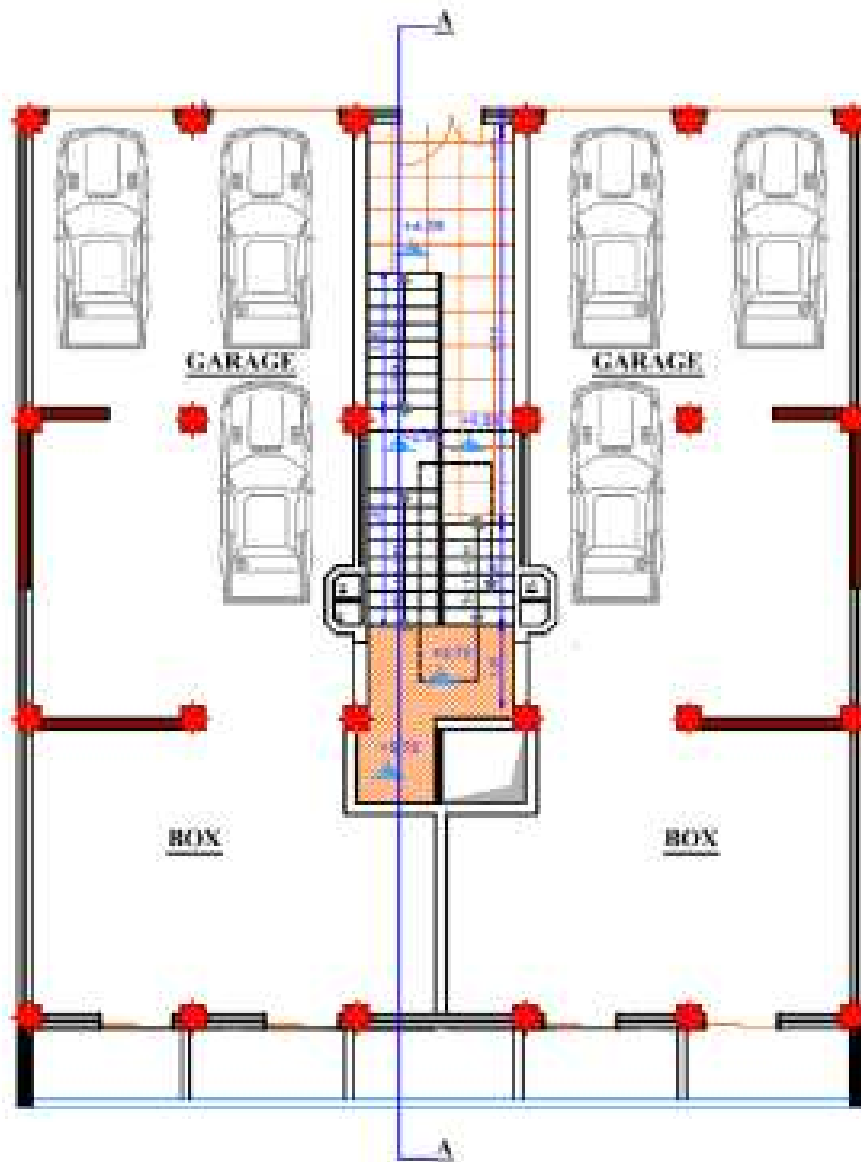
Façade Principale Echelle 1/150

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU		
Etude d'une structure en rdc + 6 étage + entre sol a usage d'habitation, parking et commercial		
Partie du Projet : Façade Principale	Ralisé Par : • SMAIL Fatma Zohra • GACEM Fatma Zohra	
Encadré Par : Mme AIT TALEB Souad	Echelle : 1/150	2024



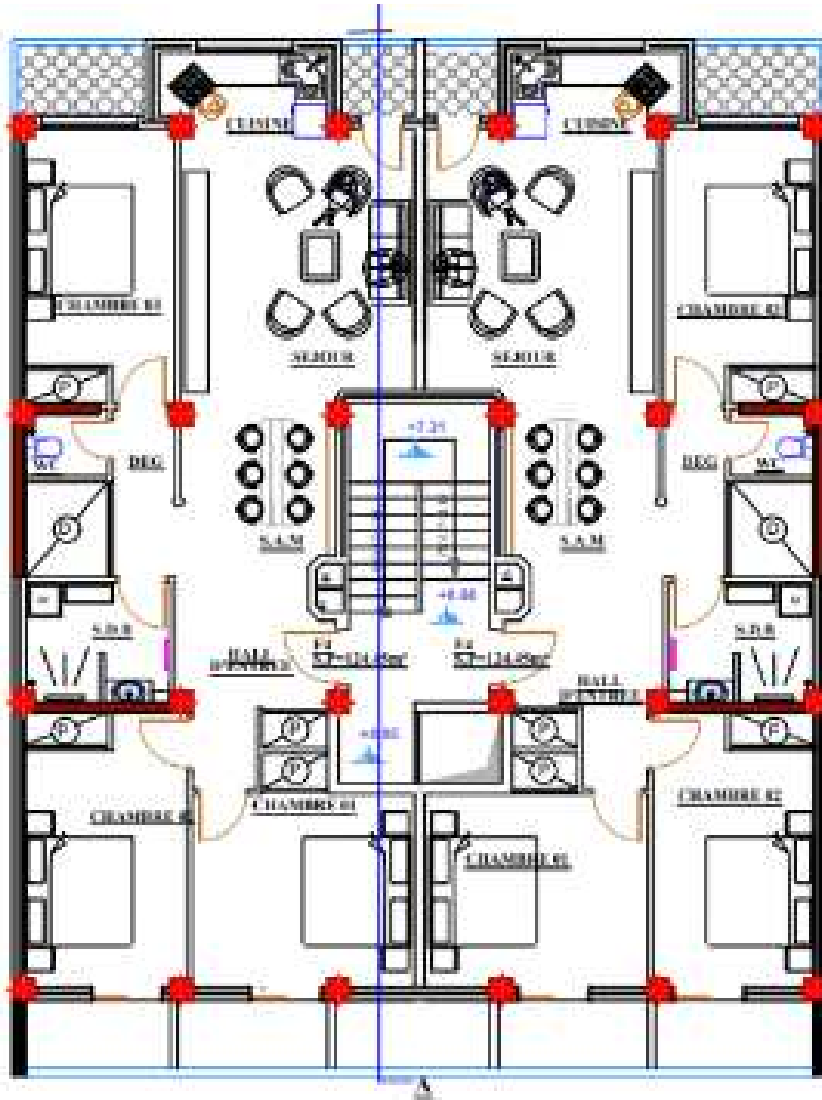
Coupe A-A -Echelle 1/150

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU		
Etude d'une structure en rdc + 6 étage + entre sol a usage d'habitation, parking et commercial		
Partie du Projet : Coupe A-A -Echelle 1/150	Ralisé Par : • SMAIL Fatma Zohra • GACEM Fatma Zohra	
Encadré Par : Mme AIT TALEB Souad	Echelle : 1/150	2024



Plan RDC -Echelle 1/150

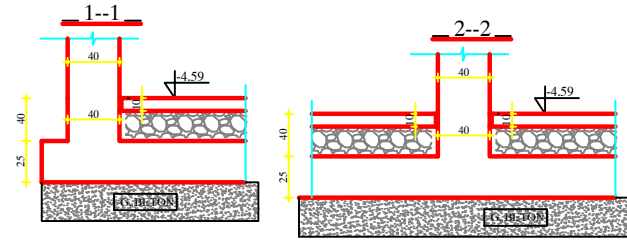
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU		
Etude d'une structure en rdc + 6 étage + entre sol a usage d'habitation, parking et commercial		
Partie du Projet : Plan RDC -Echelle 1/150	Ralisé Par : •SMAIL Fatma Zohra • GACEM Fatma Zohra	
Encadré Par : Mme AIT TALEB Souad	Echelle : 1/150	2024



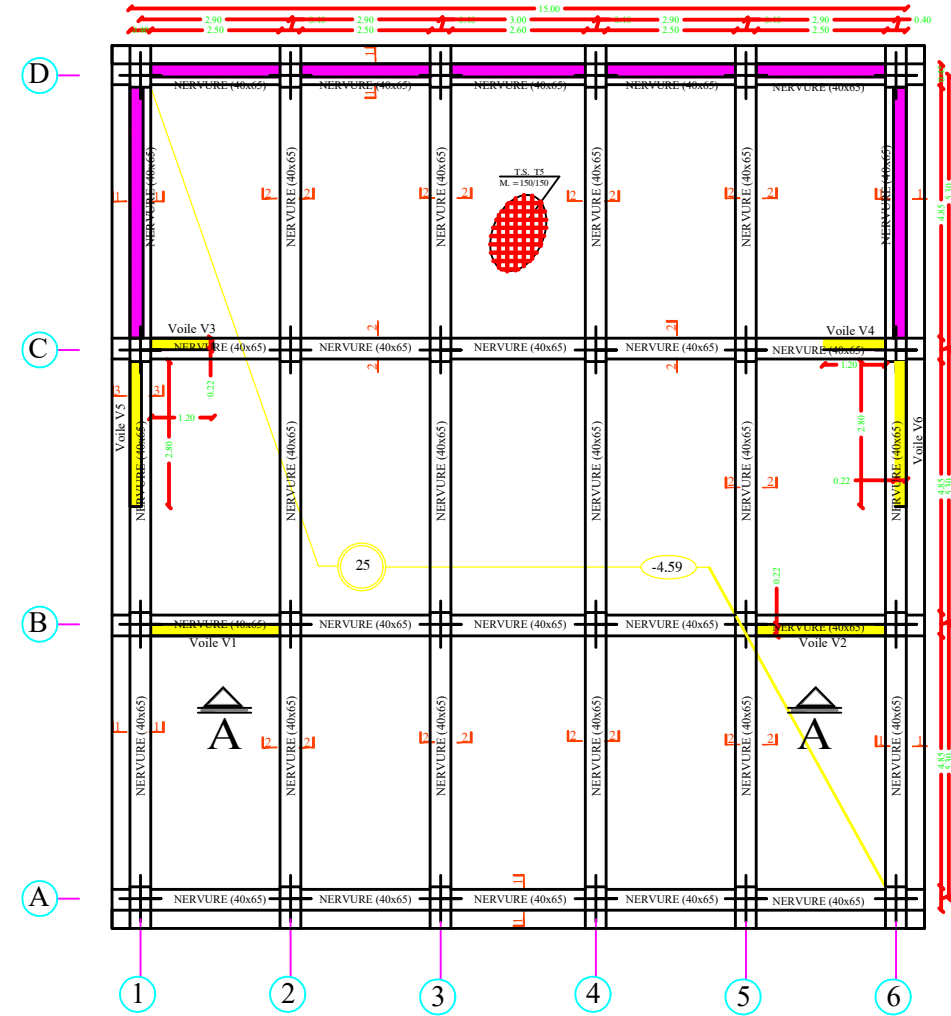
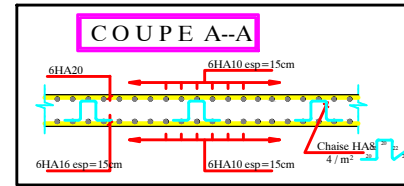
Plan étage courant -Echelle 1/150

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU		
Etude d'une structure en rdc + 6 étage + entre sol a usage d'habitation, parking et commercial		
Partie du Projet : Plan étage courant -Echelle 1/150	Ralisé Par : • SMAIL Fatma Zohra • GACEM Fatma Zohra	
Encadré Par : Mme AIT TALEB Souad	Echelle : 1/150	2024

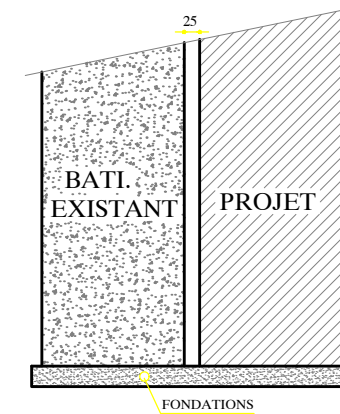
COFF/FERR RADIER NIV -4.59



NOTA :
LES BARRES LONGITUDINALES DES NERVURES
REMPLENT LES BARRES // A CELLES DU RADIER

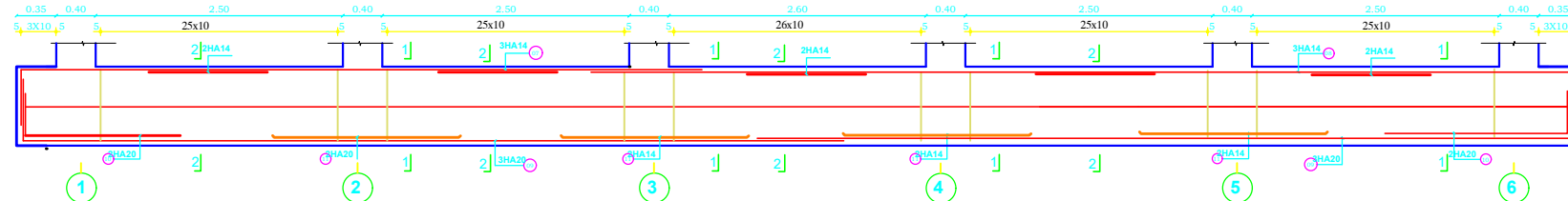


DETAIL DU JOINT
ENTRE LE BLOC EXISTANT

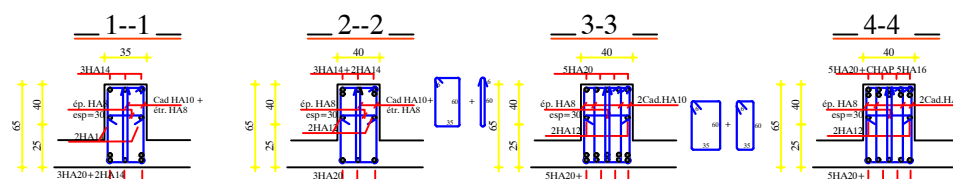
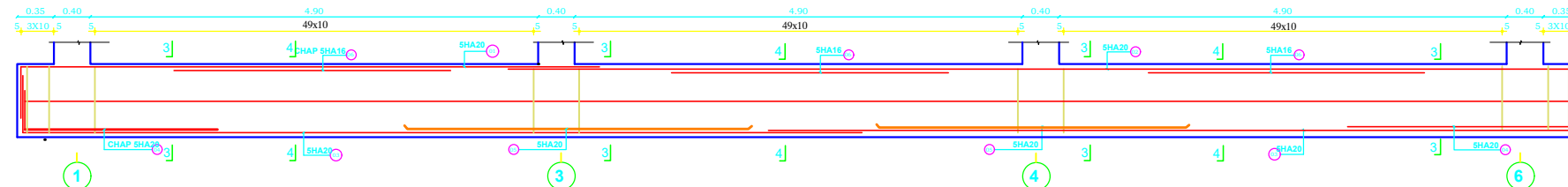


COFFRAGE RADIER

NERVURES AXES "A, B, C et D"



NERVURES AXES "1, 2, 3, 4, 5 et 6"



NOMENCLATURE DES ACIERS			
REP.	DIAM	FAÇONNAGE	LONG
01	HA20	54	6.30
02	HA20	54	11.50
03	HA20	54	9.90
04	HA20	54	2.90
05	HA20	54	3.50
06	HA16	54	3.70
07	3HA14	54	6.80
08	3HA14	54	9.80
09	3HA20	54	7.80
10	2HA20	54	1.60
11	2HA14	54	2.50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU

ADRESSE DU PROJET: **Wilaïa : TIZI-OUZOU /**
Daira : TIZI-OUZOU /
Commune : TIZI-OUZOU /
Lieu dit : ANAR-SMELAL

PROJET
CONSTRUCTION A USAGE
D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL

PROPRIETAIRE: **BOUDJENAH ALI**

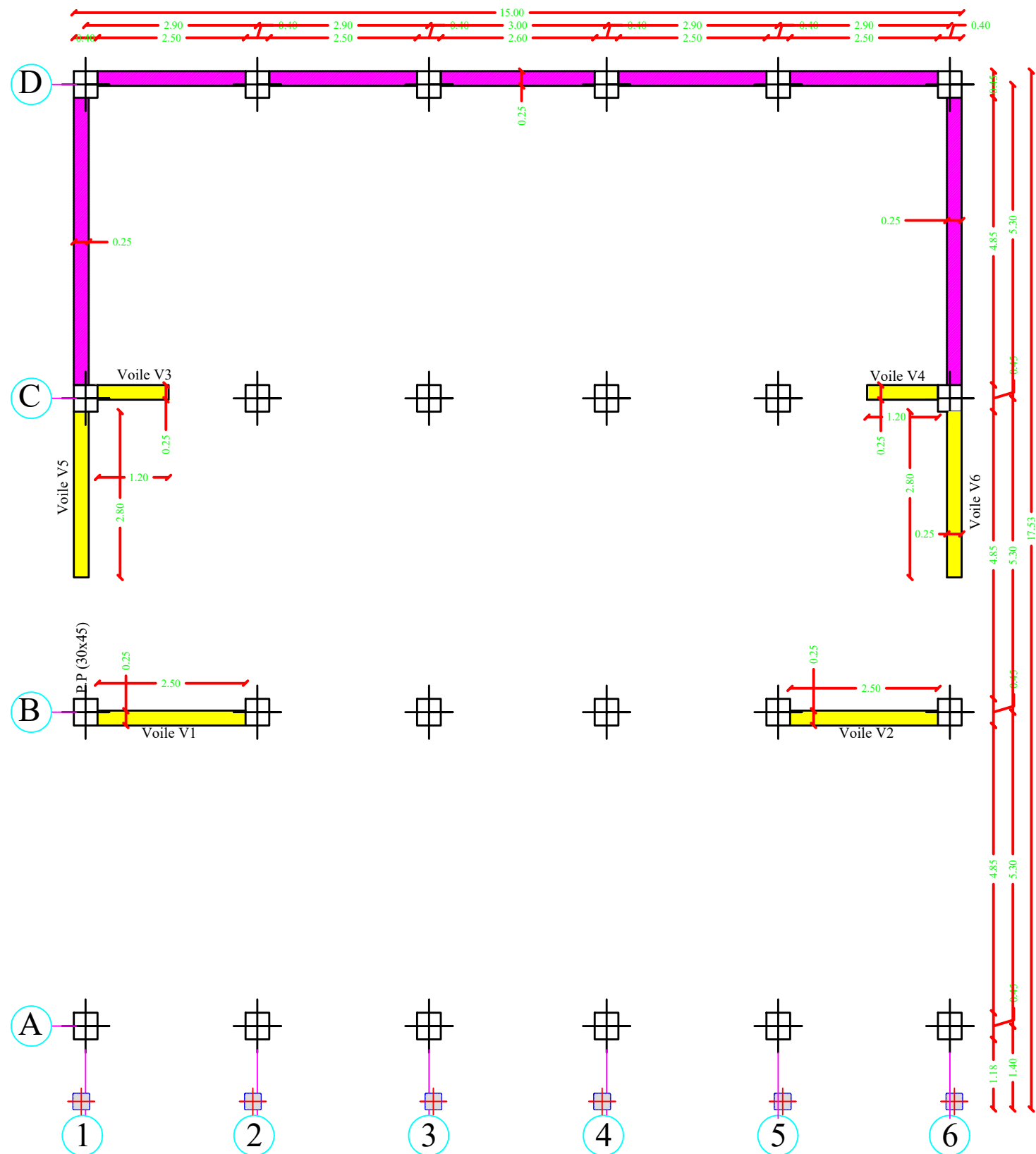
PARTIE DU PROJET: **COFF/FERR RADIER NIV -4.59**
COFF/FERR DES NERVURES NIV -4.59

ECHELLES: **1/20 1/25 1/20**
DATE: **SEPTEMBRE 2024**
PLANCHE: **3/7**

Etudier par : **GACEM FATMA ZOHRRA**
SMAIL FATMA ZOHRRA

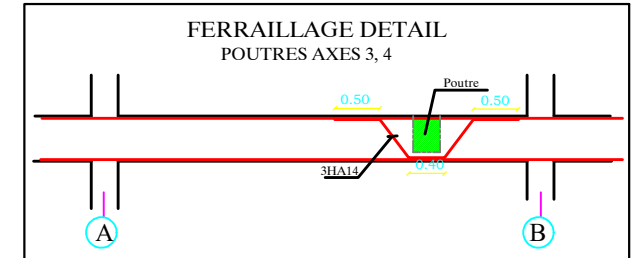
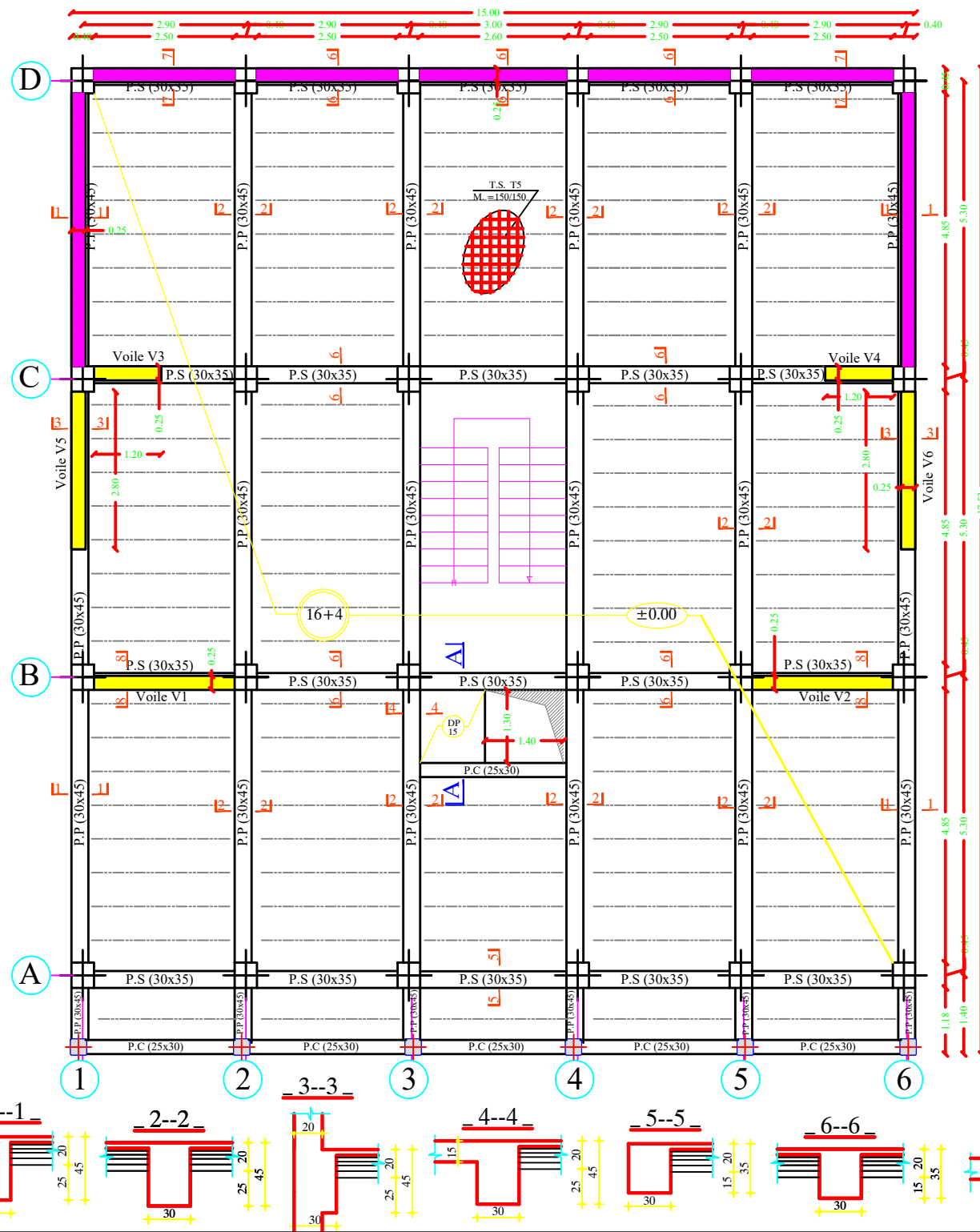
DIRIGER PAR: **Mme AIT TALEB-SOUAD**
PROMOTION: **2023-2024**

DISPOSITIONS DES VOILES NIV ±0.00

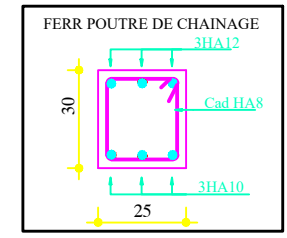
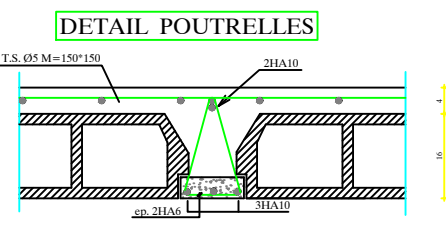
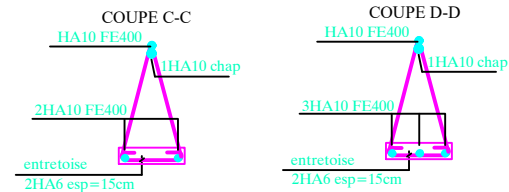
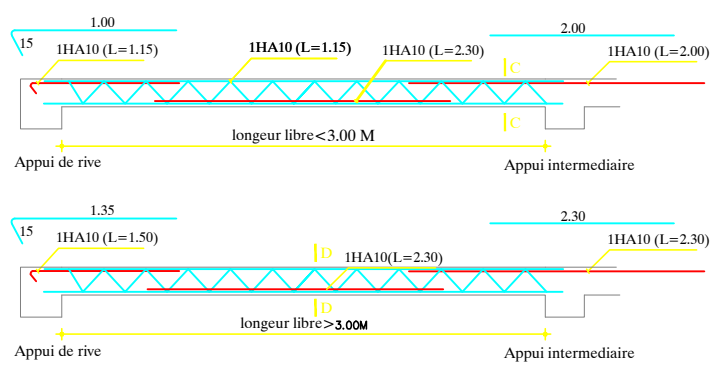


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL UNIVERSITE MOULOD MAMMARI TIZI-OUZOU	
ADRESSE DU PROJET:	Wilaya : TIZI OUZOU Daira : TIZI OUZOU Commune : TIZI OUZOU Lieu dit: ANAR AMELAL
P R O J E T	CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL
	PROPRIETAIRE: BOUDJENAH ALI
PARTIE DU PROJET DISPOSITION DES VOILES NIV ±0.00	ECHELLES: 1/50 1/25 1/20 DATE: SEPTEMBRE 2024 PLANCHE: 3/7
Etudier par : GACEM FATMA ZOHRA SMAIL FATMA ZOHRA	
DIRIGER PAR : Mme AIT TALEB SOUAD	PROMOTION : 2023-2024

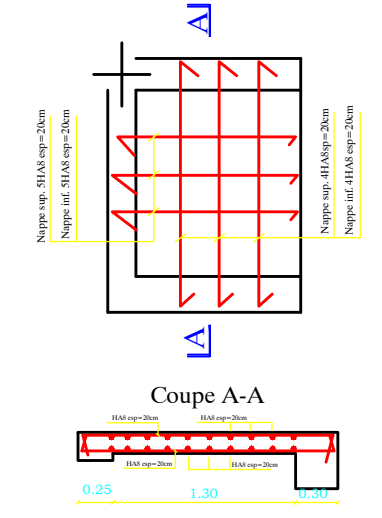
COFFRAGE PLANCHER NIV ±0.00



FERRAILAGE POUTRELLES

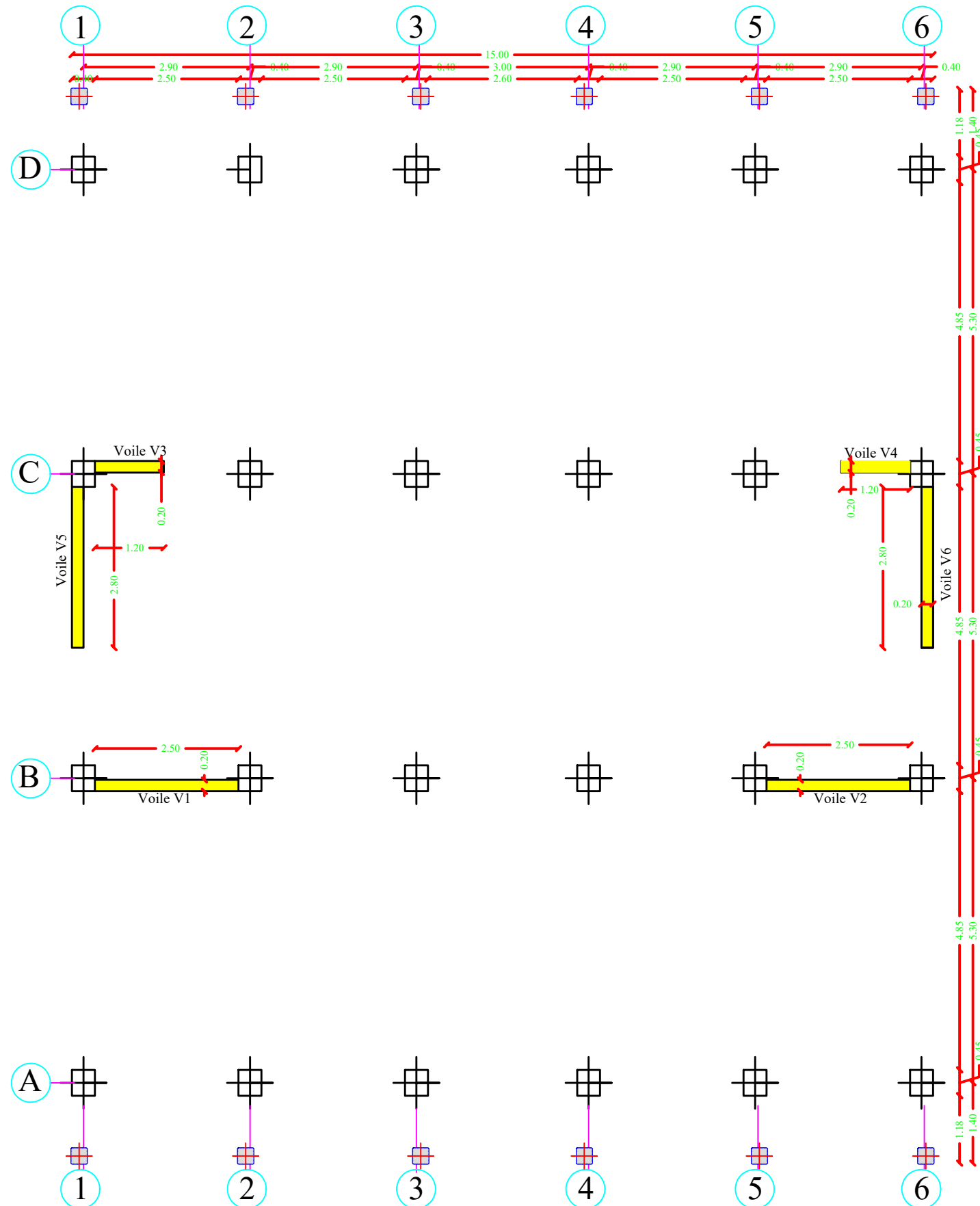


Ferrailage dalle pleine DP



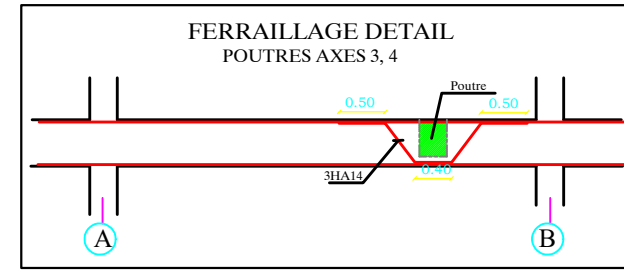
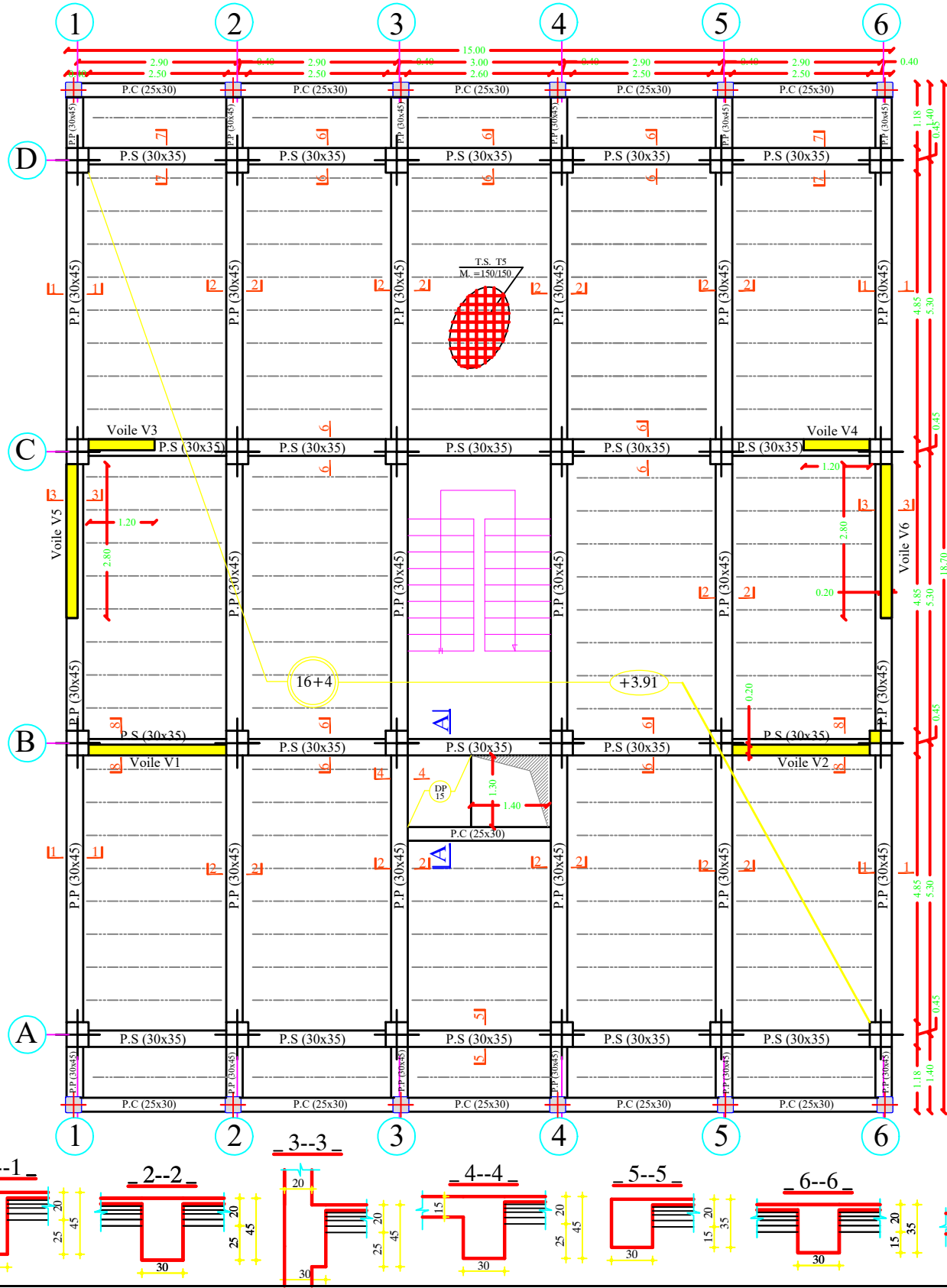
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY TIZI-OUZOU	
ADRESSE DU PROJET:	Wilaya : TIZI OUZOU Daira : TIZI OUZOU Commune : TIZI OUZOU Lieu dit : ANAR AMELAL
P R O J E T	CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL
	PROPRIETAIRE: BOUDJENAH ALI
PARTIE DU PROJET	ECHELLES: 1/50 1/25 1/20
- COFFRAGE PLANCHER ±0.00 - COFF/FERR DE DALLES PLEINES - FERRAILAGE DES POUTRELLES	DATE: SEPTEMBRE 2024 PLANCHE: 3/7
Etudier par : GACEM FATMA ZOHRA SMAIL FATMA ZOHRA	
DIRIGER PAR: Mme AIT TALEB SOUAD	PROMOTION :2023-2024

DISPOSITION DES VOILES NIV +3.91

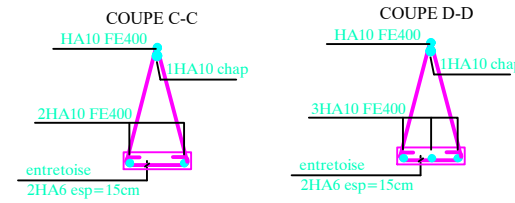
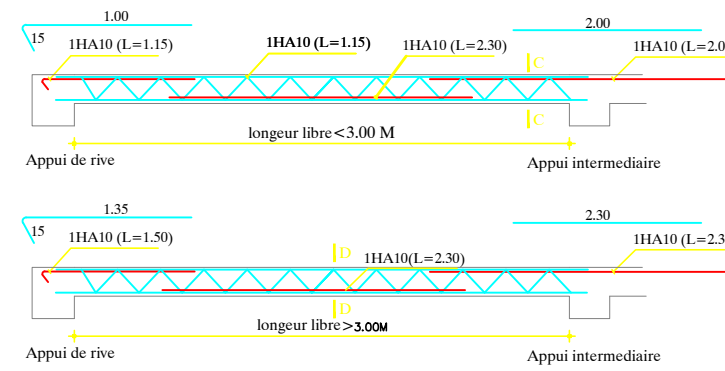


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI-OUZOU	
ADRESSE DU PROJET:	Wilaya : TIZI OUZOU Daira : TIZI OUZOU Commune : TIZI OUZOU Lieu dit : ANAR AMELAL
P R O J E T	CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL
	PROPRIETAIRE: BOUDJENAH ALI
PARTIE DU PROJET	ECHELLES: 1/50 1/25 1/20
DISPOSITION DES VOILES NIV +3.91	DATE: SEPTEMBRE 2024
	PLANCHE: 3/7
Etudier par : GACEM FATMA ZOHRA SMAIL FATMA ZOHRA	
DIRIGER PAR : Mme AIT TALEB SOUAD	PROMOTION : 2023-2024

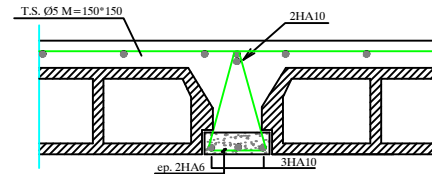
COFFRAGE PLANCHER +3.91



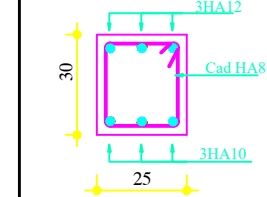
FERRAILAGE POUTRELLES



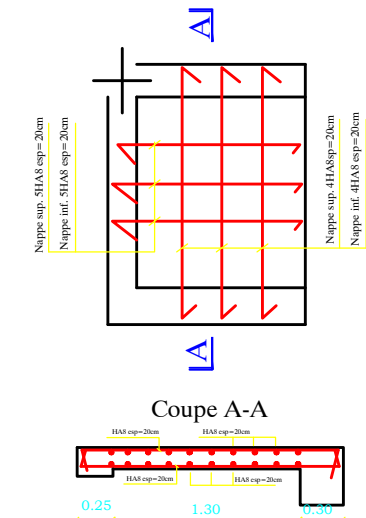
DETAIL POUTRELLES



FERR POUTRE DE CHAINAGE

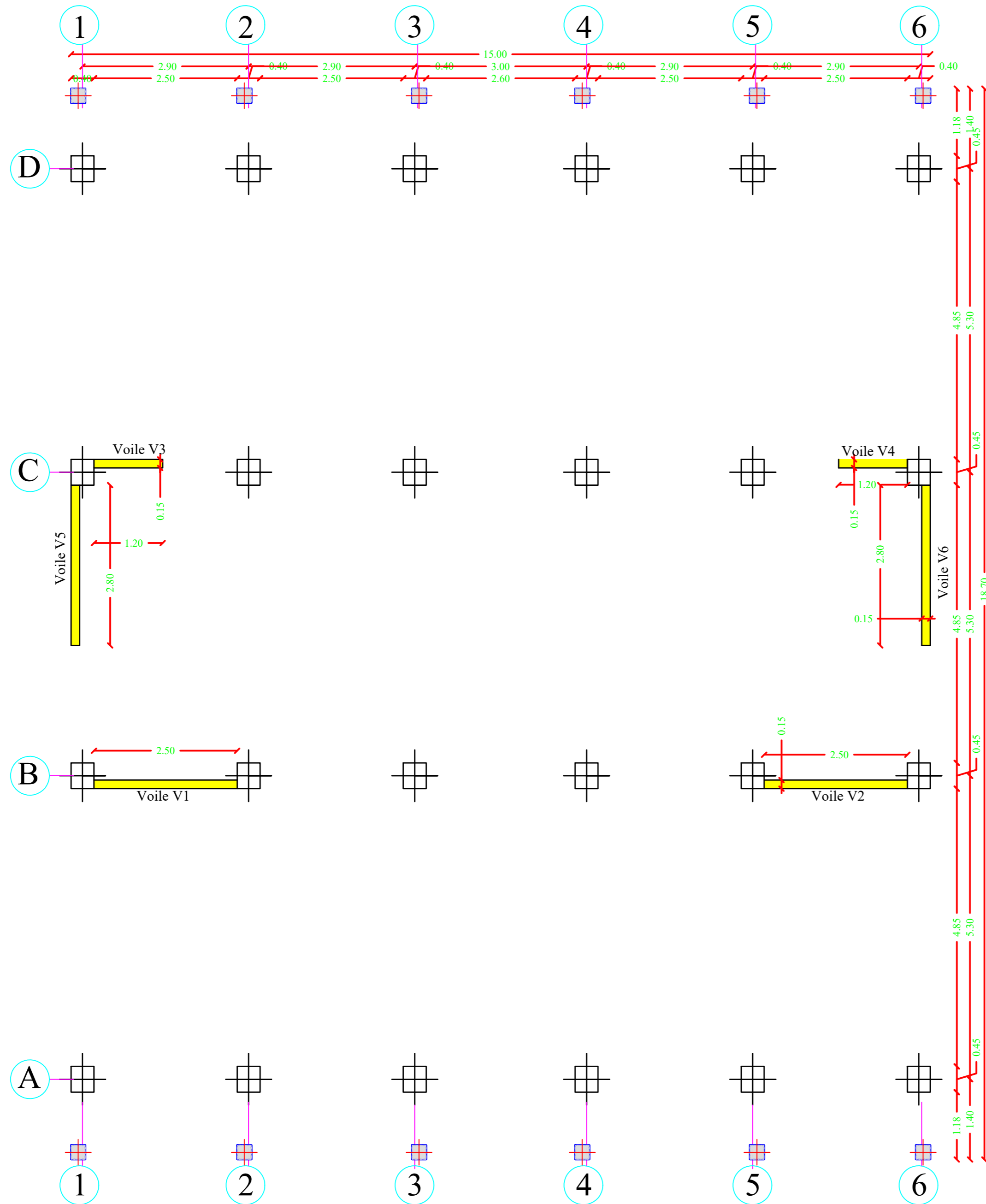


Ferrailage dalle pleine DP



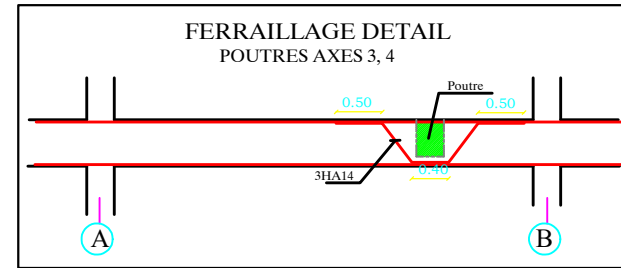
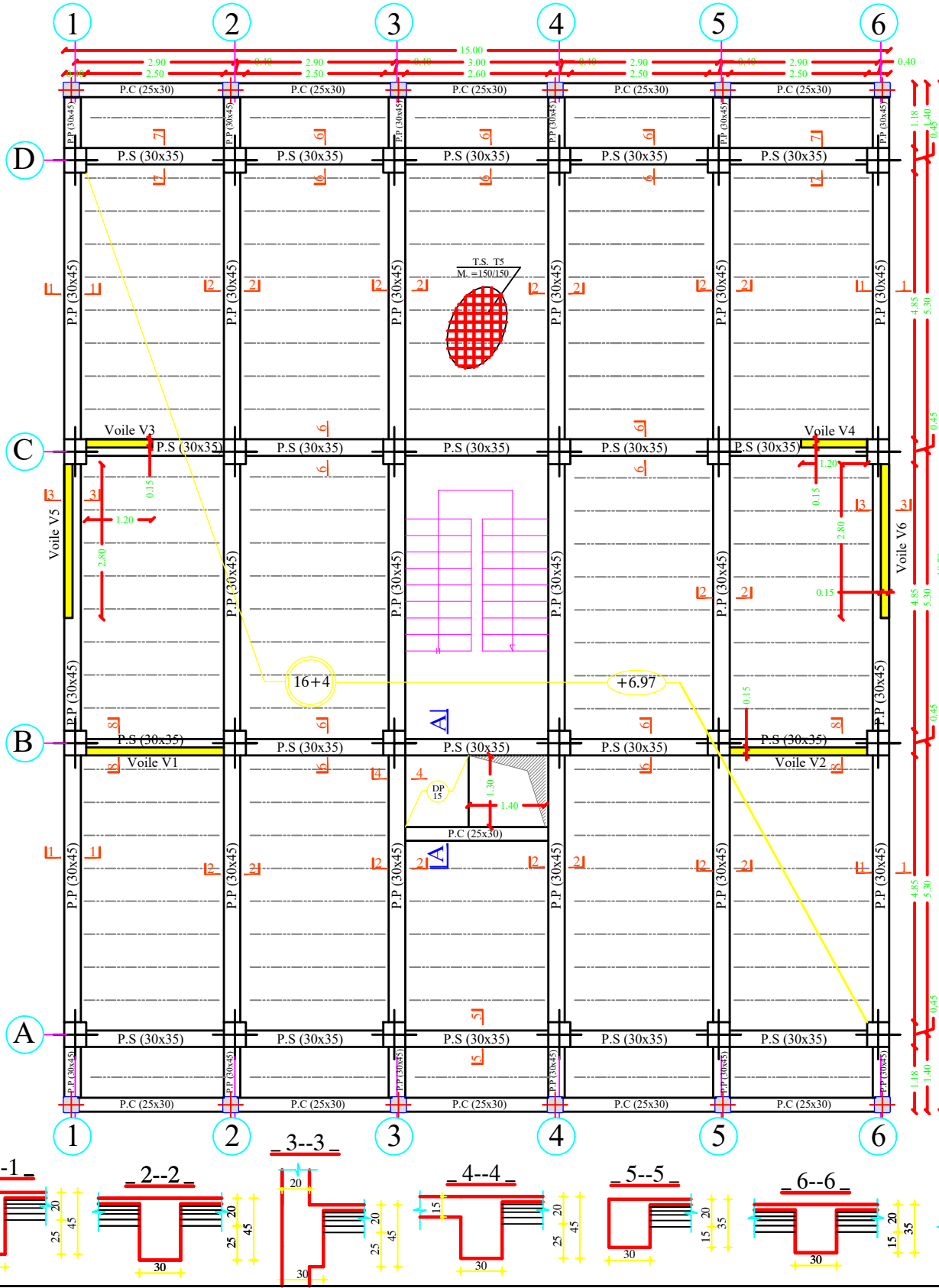
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY TIZI-OUZOU	
ADRESSE DU PROJET:	Wilaya : TIZI OUZOU Daira : TIZI OUZOU Commune : TIZI OUZOU Lieu dit : ANAR AMELAL
P R O J E T	
CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL	
PROPRIETAIRE: BOUDJENAH ALI	
PARTIE DU PROJET:	ECHELLES: 1/50 1/25 1/20
- COFFRAGE PLANCHER +3.91 - COFF/FERR DE DALLES PLEINES - FERRAILAGE DES POUTRELLES	
DATE: SEPTEMBRE 2024 PLANCHE: 3/7	
Etudier par : GACEM FATMA ZOHRA SMAIL FATMA ZOHRA	
DIRIGER PAR : Mme AIT TALEB SOUAD	PROMOTION : 2023-2024

DISPOSITION DES VOILES NIV +6.97

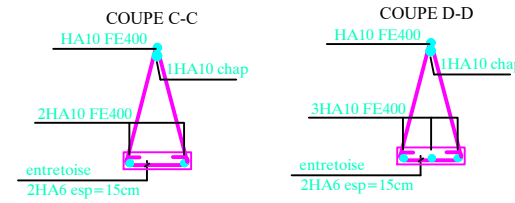
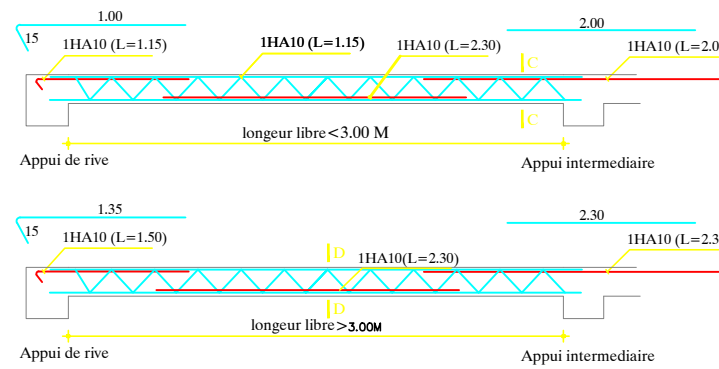


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY TIZI-OUZOU	
ADRESSE DU PROJET:	Wilaya : TIZI OUZOU Daïra : TIZI OUZOU Commune : TIZI OUZOU Lieu dit: ANAR AMELAL
P R O J E T	CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL
PROPRIETAIRE: BOUDJENAH ALI	
PARTIE DU PROJET	ECHELLES: 1/50 1/25 1/20
DISPOSITION DES VOILES NIV +6.97	DATE: SEPTEMBRE 2024
Etudier par : GACEM FATMA ZOHRA SMAIL FATMA ZOHRA	
DIRIGER PAR : Mme AIT TALEB SOUAD	PROMOTION :2023-2024
PLANCHE: 3/7	

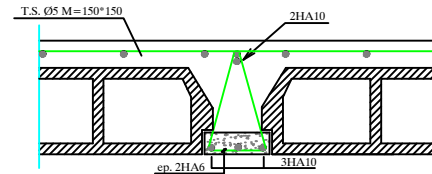
COFFRAGE PLANCHER +6.97



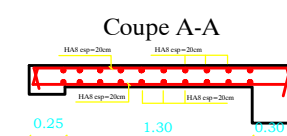
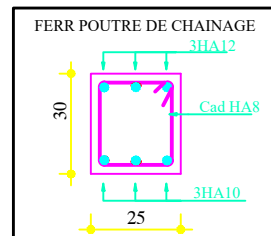
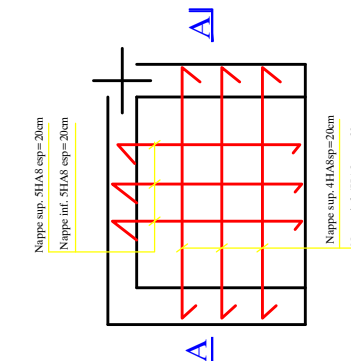
FERRAILAGE POUTRELLES



DETAIL POUTRELLES

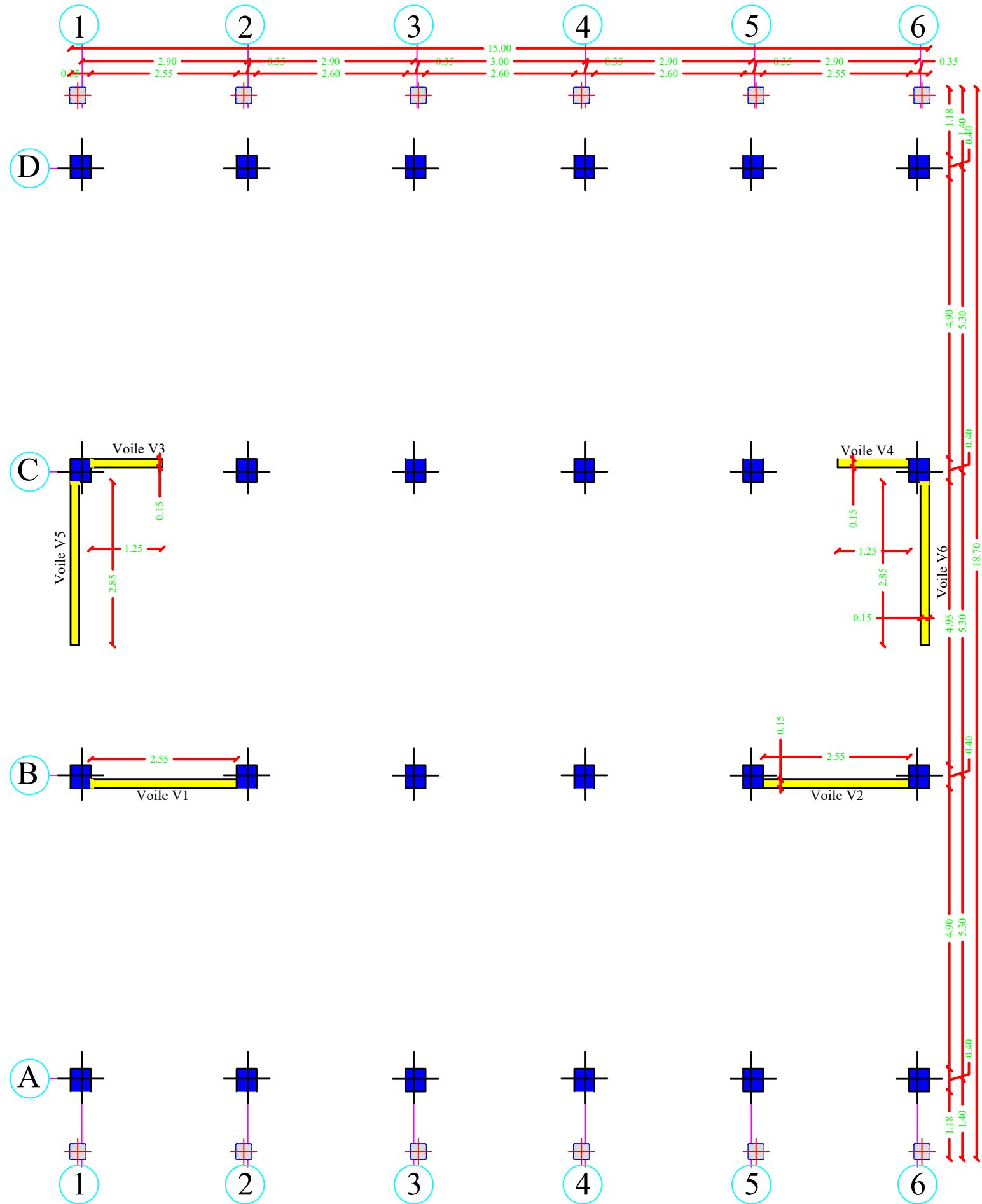


Ferrailage dalle pleine DP



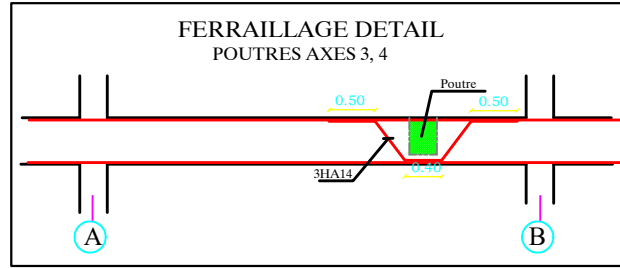
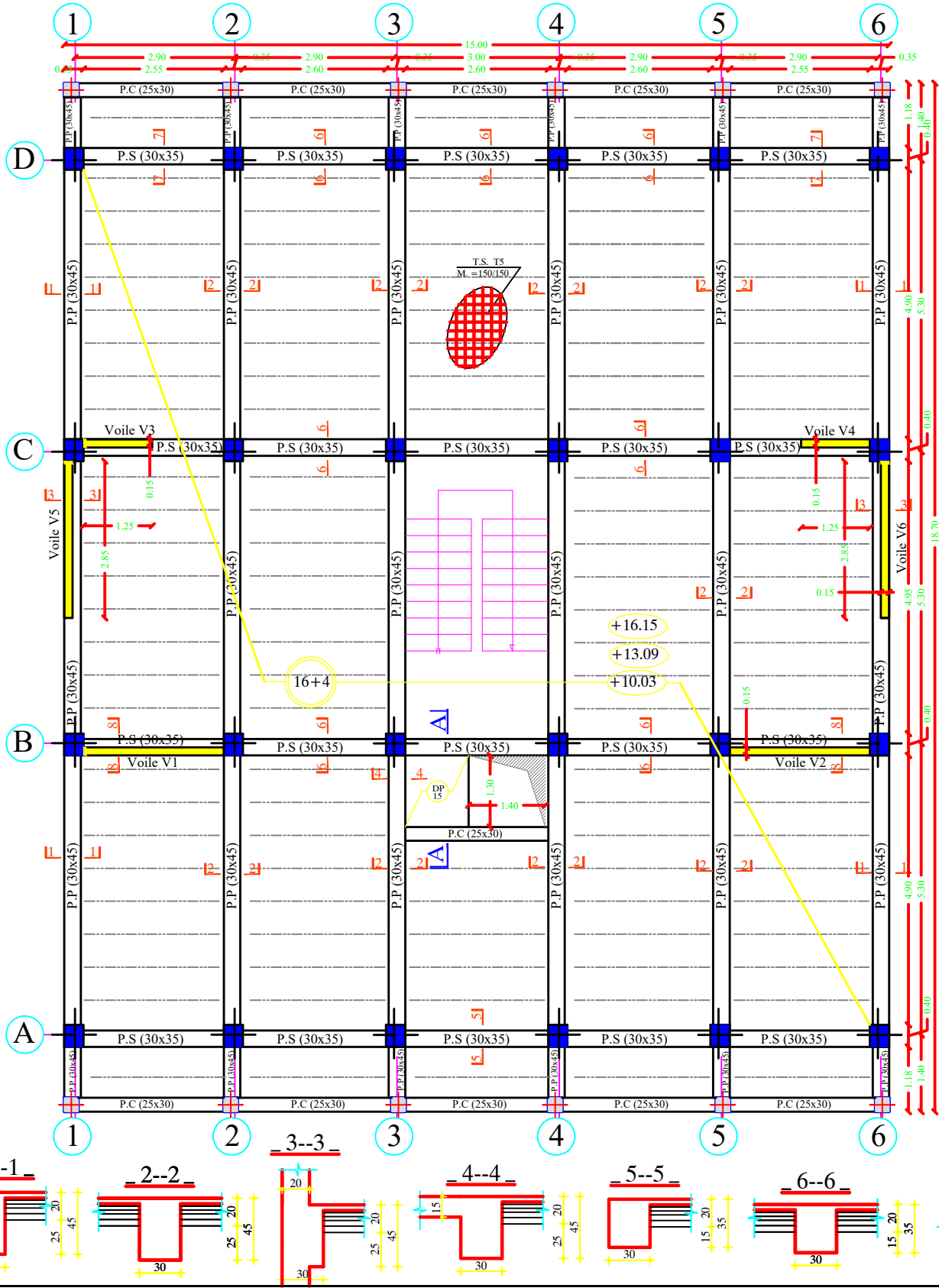
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY TIZI-OUZOU	
ADRESSE DU PROJET:	Wilaya : TIZI OUZOU Daira : TIZI OUZOU Commune : TIZI OUZOU Lieu dit : ANAR AMELAL
P R O J E T	
CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL	
PROPRIETAIRE: BOUDJENAH ALI	
PARTIE DU PROJET:	ECHELLES: 1/50 1/25 1/20
- COFFRAGE PLANCHER +6.97 - COFF/FERR DE DALLES PLEINES - FERRAILAGE DES POUTRELLES	DATE: SEPTEMBRE 2024 PLANCHE: 3/7
Etudier par : GACEM FATMA ZOHRA SMAIL FATMA ZOHRA	
DIRIGER PAR : Mme AIT TALEB SOUAD	PROMOTION : 2023-2024

DISPOSITION DES VOILES NIV +10.03 à +16.15

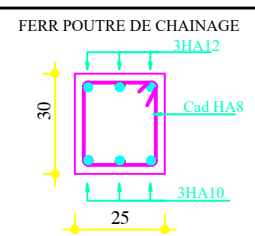
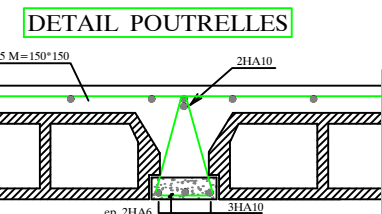
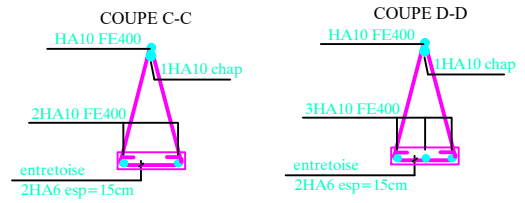
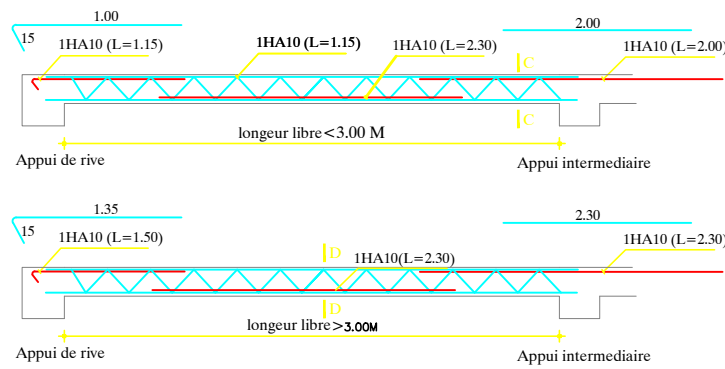


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI TIZI-OUZOU	
ADRESSE DU PROJET:	Wilaya : TIZI OUZOU Daira : TIZI OUZOU Commune : TIZI OUZOU Lieu dit : ANAR AMELAL
P R O J E T	CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL
	PROPRIETAIRE: BOUDJENAH ALI
PARTIE DU PROJET:	ECHELLES: 1/50 1/25 1/20
DISPOSITION DES VOILES NIV +10.03 à +16.15	DATE: SEPTEMBRE 2024
	PLANCHE: 3/7
Etudier par : GACEM FATMA ZOHRA SMAIL FATMA ZOHRA	
DIRIGER PAR : Mme AIT TALEB SOUAD	PROMOTION : 2023-2024

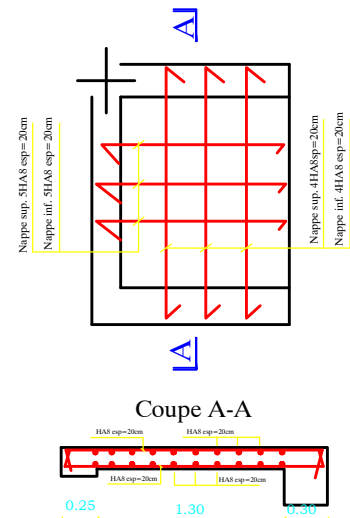
COFFRAGE PLANCHER +10.03 à +16.15



FERRAILAGE POUTRELLES

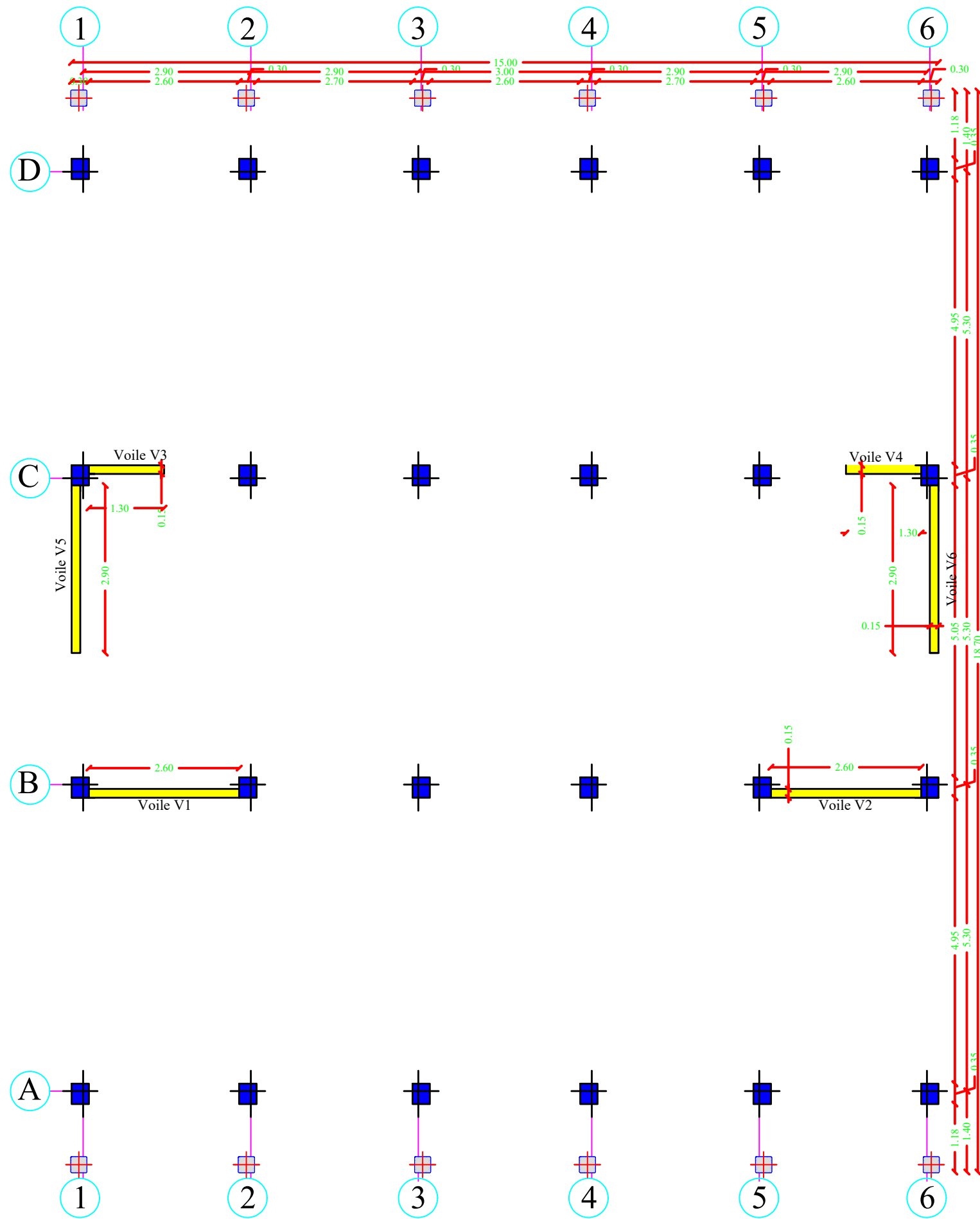


Ferrailage dalle pleine DP



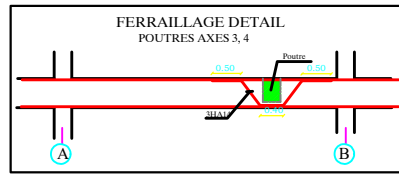
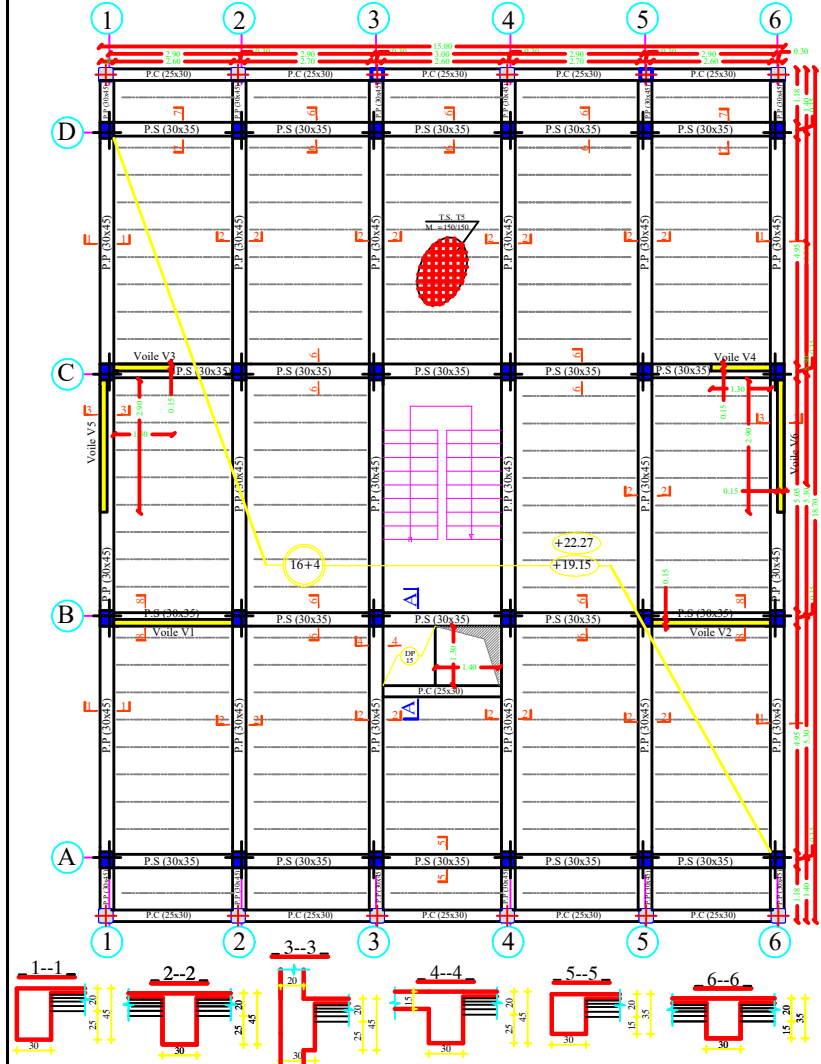
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY TIZI-OUZOU	
ADRESSE DU PROJET:	Wilaya : TIZI OUZOU Daira : TIZI OUZOU Commune : TIZI OUZOU Lieu dit : ANAR AMELAL
P R O J E T	
CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL	
PROPRIETAIRE: BOUDJENAH ALI	
PARTIE DU PROJET:	ECHELLES: 1/50 1/25 1/20
- COFFRAGE PLANCHER +10.03 à +16.15 - COFF/FERR DE DALLES PLEINES - FERRAILAGE DES POUTRELLES	
DATE: SEPTEMBRE 2024 PLANCHE: 3/7	
Etudier par : GACEM FATMA ZOHRA SMAIL FATMA ZOHRA	
DIRIGER PAR : Mme AIT TALEB SOUAD	PROMOTION :2023-2024

DISPOSITION DES VOILES NIV+19.15 à +22.27

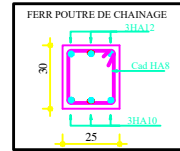
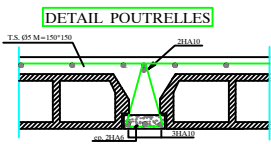
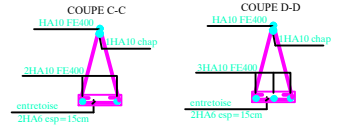
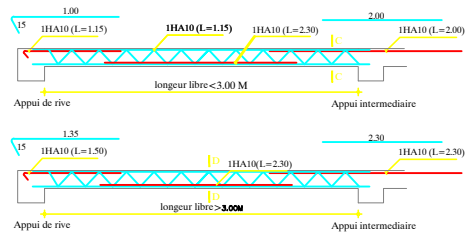


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI TIZI-OUZOU	
ADRESSE DU PROJET:	Wilaya : TIZI OUZOU Daira : TIZI OUZOU Commune : TIZI OUZOU Lieu dit : ANAR AMELAL
P R O J E T	CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL
	PROPRIETAIRE: BOUDJENAH ALI
PARTIE DU PROJET:	ECHELLES: 1/50 1/25 1/20
DISPOSITION DES VOILES NIV+19.15 à +22.27	DATE: SEPTEMBRE 2024 PLANCHE: 3/7
Etudier par : GACEM FATMA ZOHRA SMAIL FATMA ZOHRA	
DIRIGER PAR : Mme AIT TALEB SOUAD	PROMOTION : 2023-2024

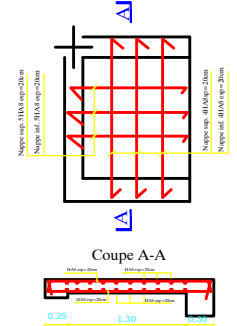
COFFRAGE PLANCHER +19.15 à +22.27



FERRAILLAGE POUTRELLES



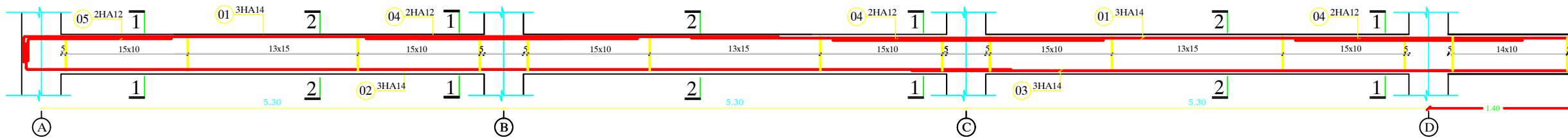
Ferrailage dalle pleine DP



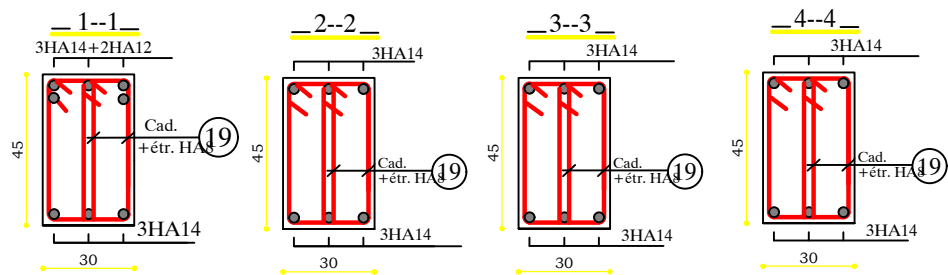
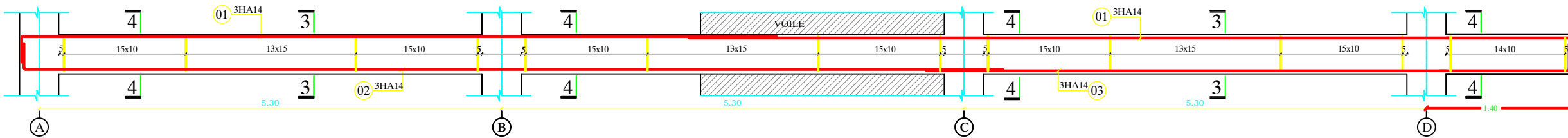
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU	
ADRESSE DU PROJET:	Wilaya : TIZI OUZOU District : TIZI OUZOU Commune : TIZI OUZOU Lieu dit : ANAR AMELAL
P R O J E T	
CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL	
PROPRIETAIRE: BOUDJENAH ALI	
PARTIE DU PROJET:	ECHELLES: 1/50 1/25 1/20
- COFFRAGE PLANCHER +19.15 à +22.27 - COFF/FERR DE DALLES PLEINES - FERRAILLAGE DES POUTRELLES	
Etudier par : GACEM FATMA ZOHRRA SMAIL FATMA ZOHRRA	
DIRIGER PAR : M. ALI TALEB SOULAD	PROMOTION 2023-2024

POUTRE AXES 2, 3, 4 ET 5 Niv ±0.00 à +22.27

POUTRE PRINCIPALE

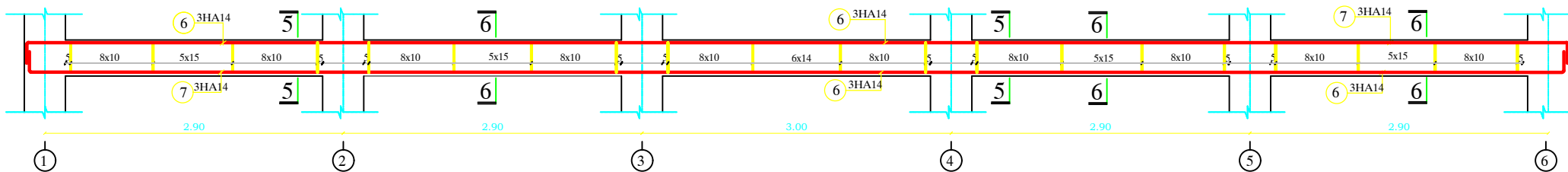


POUTRE AXES 1 ET 6 Niv ±0.00 à +22.27

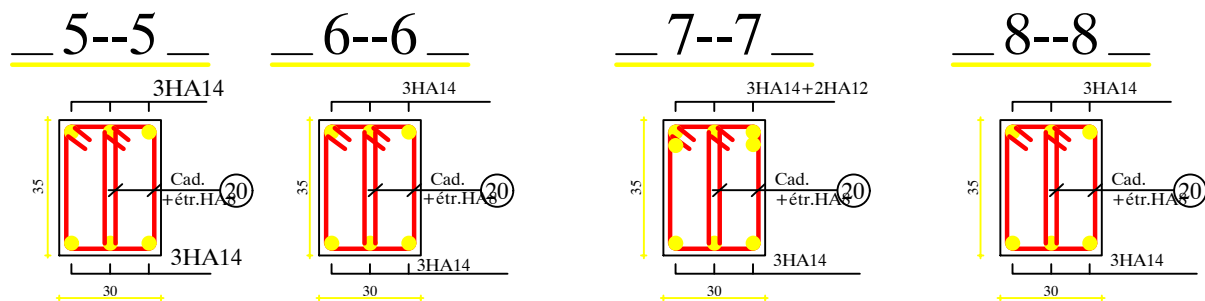
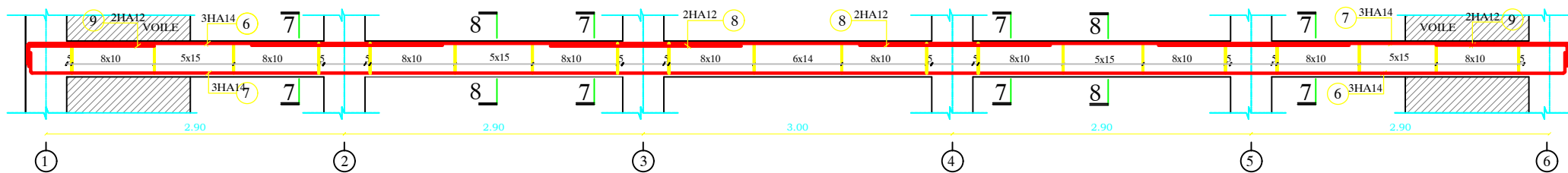


POUTRE SECONDAIRE

POUTRE AXES "A, B, D" Niv ±0.00 à +22.27



POUTRE AXE "C" Niv ±0.00 à +22.27



NOMENCLATURE DES ACIERS			
REP.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	HA14		9.05
02	HA14		11.70
03	HA14		7.80
04	HA12		3.00
05	HA12		2.00
06	HA14		12.00
07	HA14		4.30
08	HA12		2.20
09	HA12		1.55

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI TIZI-OUZOU

ADRESSE DU PROJET: Wilaya : TIZI OUZOU
Daira : TIZI OUZOU
Commune : TIZI OUZOU
Lieu dit : ANAR AMELAL

**P
R
O
J
E
T**

CONSTRUCTION A USAGE
D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL

PROPRIETAIRE: BOUDJENAH ALI

PARTIE DU PROJET: COFFRAGE et FERRAILLAGE DES POUTRES

ECHELLES: 1/50 1/25 1/20
DATE: SEPTEMBRE 2024
PLANCHE: 3/7

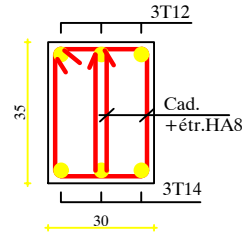
Etudier par : GACEM FATMA ZOHRA
SMAIL FATMA ZOHRA

DIRIGER PAR : MME AIT TALEB SOUAD

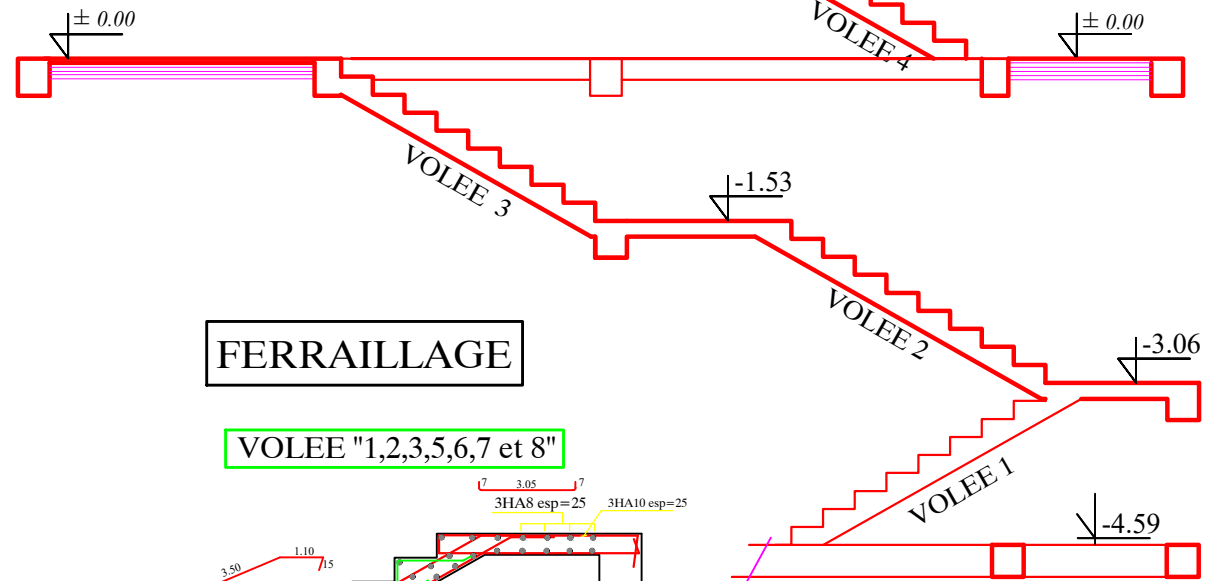
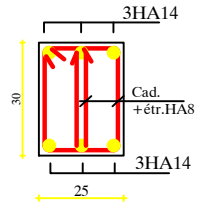
PROMOTION : 2023-2024

FERRAILLAGE POUTRES

POUTRE SECONDAIRES (30x35)

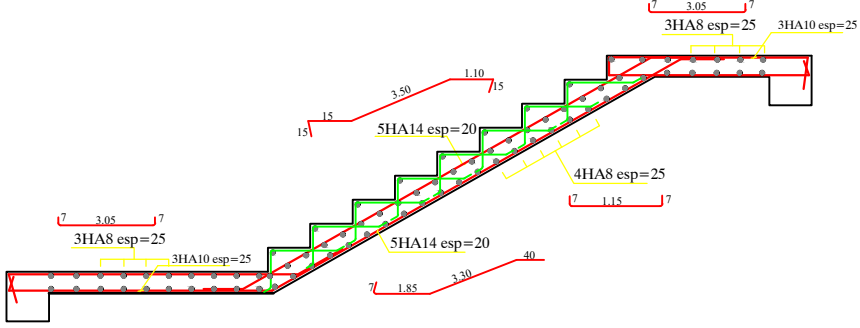


POUTRE PALIERS (25x30)

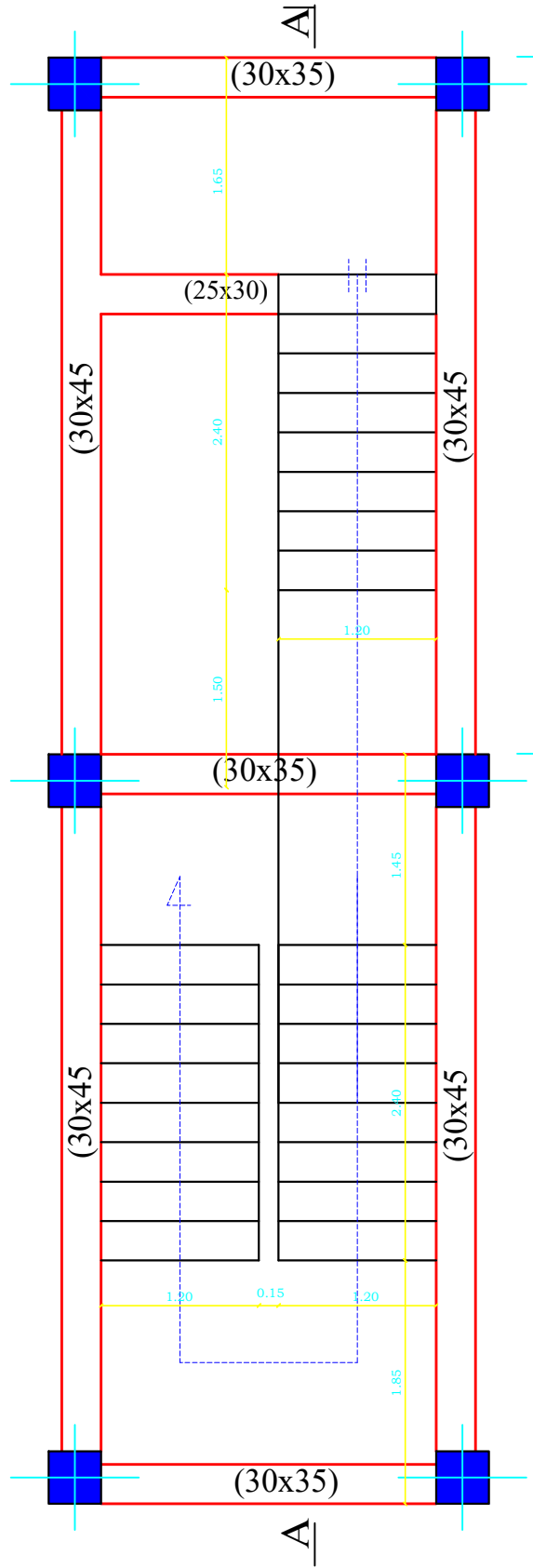


FERRAILLAGE

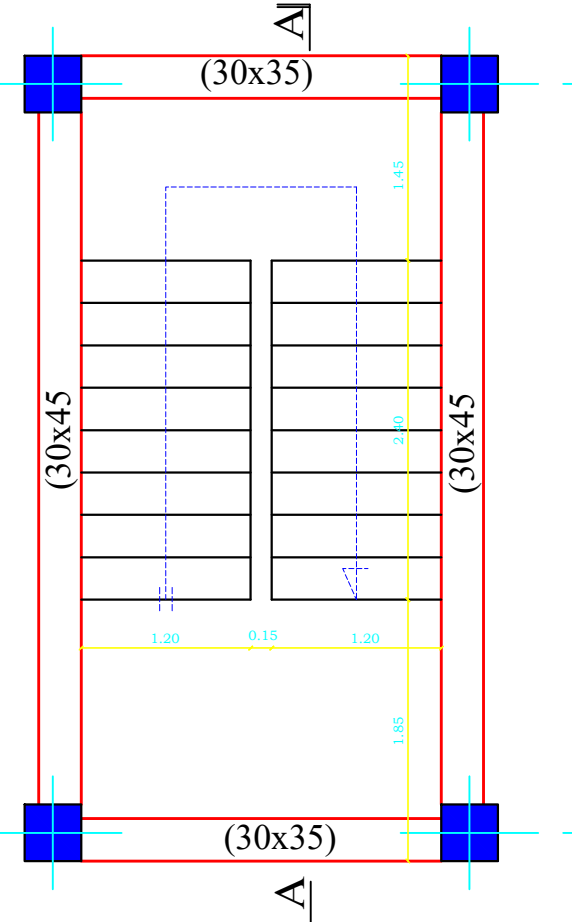
VOLEE "1,2,3,5,6,7 et 8"



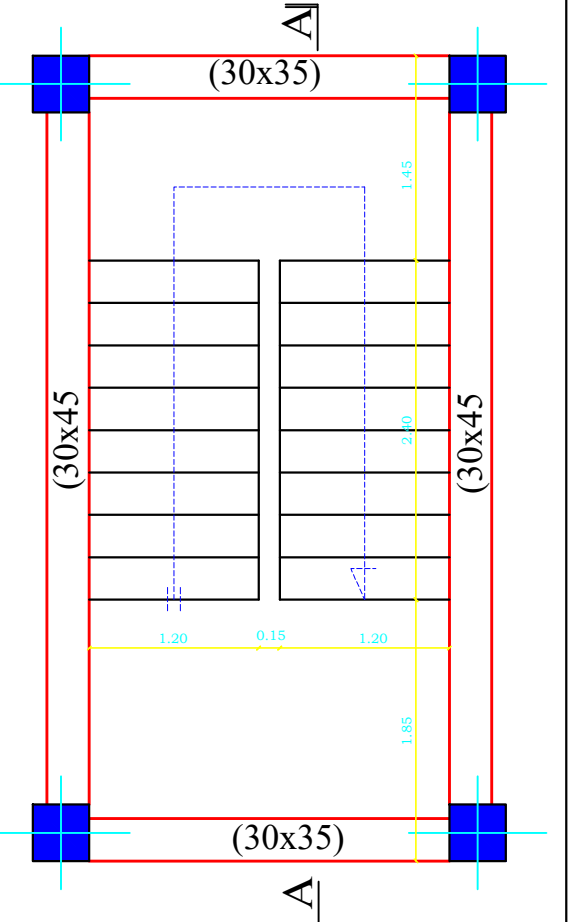
VUE EN PLAN ESCALIER ENTRE-SOL



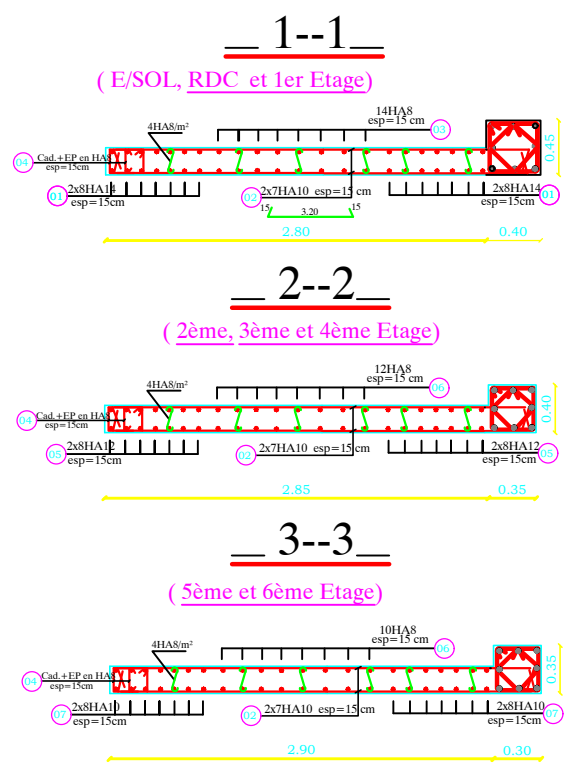
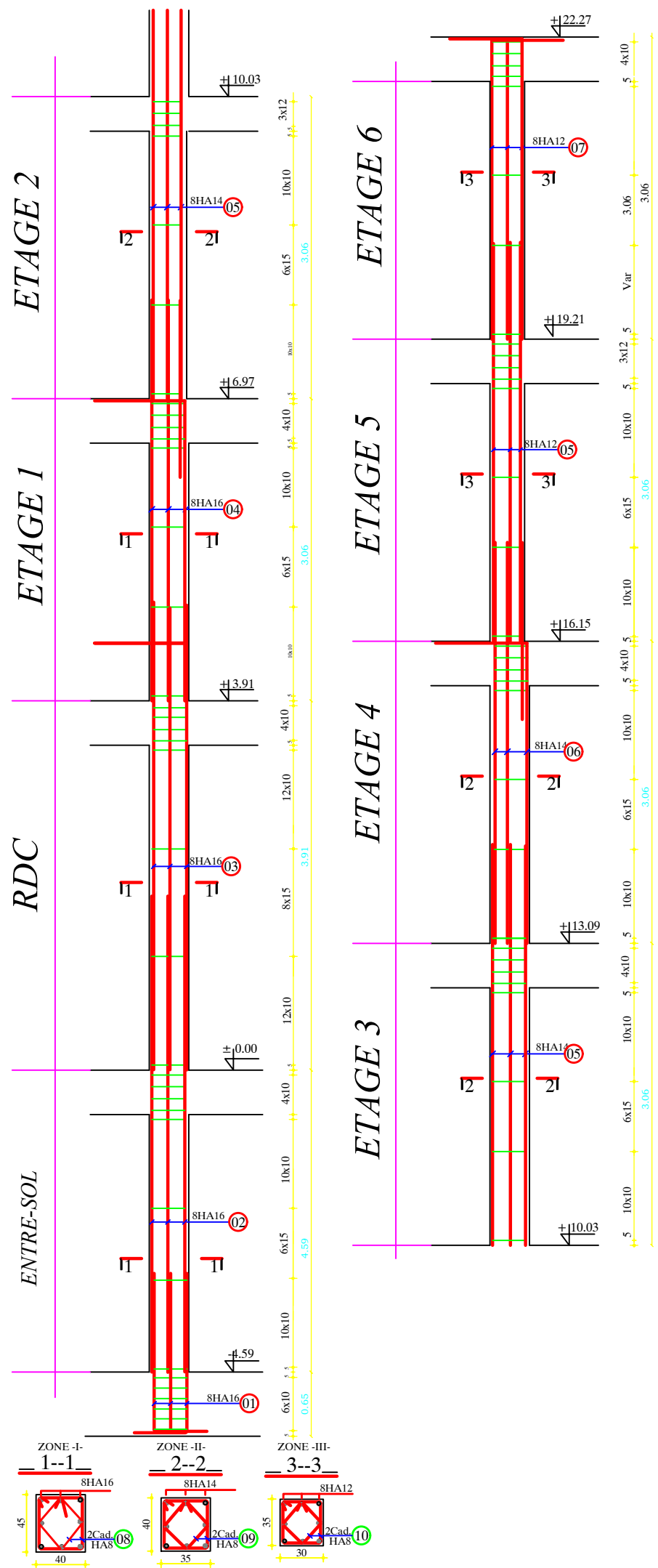
VUE EN PLAN ESCALIER RDC



VUE EN PLAN ESCALIERS ETAGES

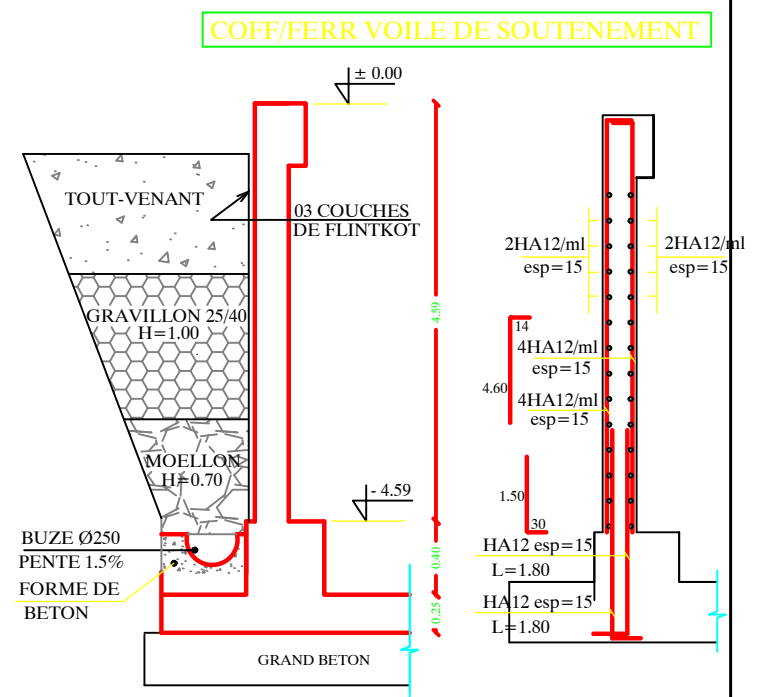
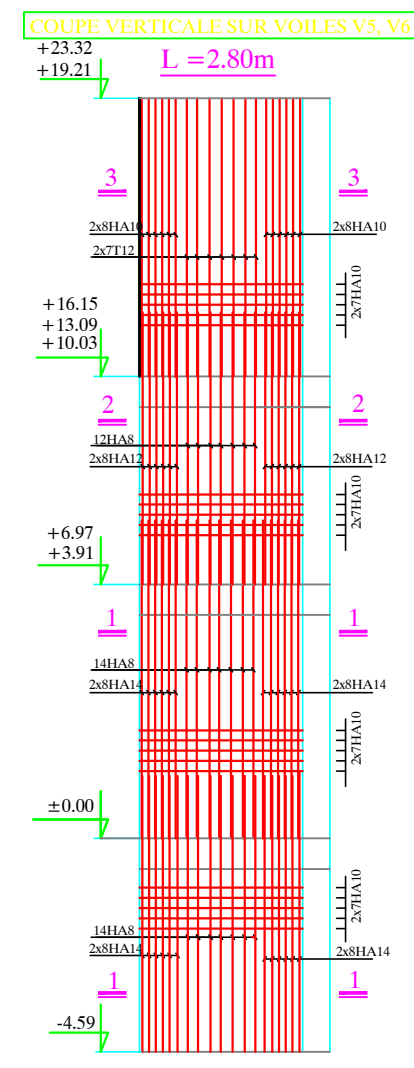


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY TIZI-OUZOU	
ADRESSE DU PROJET:	Wilaya : TIZI OUZOU Daira : TIZI OUZOU Commune : TIZI OUZOU Lieu dit : ANAR AMELAL
P R O J E T	CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL
	PROPRIETAIRE: BOUDJENAH ALI
PARTIE DU PROJET COFFRAGE / FERRAILLAGE DES ESCALIERS	ECHELLES: 1/50 1/25 1/20 DATE: SEPTEMBRE 2024 PLANCHE: 3/7
Etudier par : GACEM FATMA ZOHRA SMAIL FATMA ZOHRA	
DIRIGER PAR : Mme AIT TALEB SOUAD	PROMOTION : 2023-2024



NOMENCLATURE DES ACIERS

REP.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	HA16		2.00
02	HA16		5.80
03	HA16		4.20
04	HA14		4.13
05	HA14		4.00
06	HA14		4.03
07	HA12		1.80
08	HA8		1.60 1.06
09	HA8		1.40 0.98
10	HA8		1.20 0.90



NOMENCLATURE DES ACIERS

REP.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	HA14	E/SOL	5.60
		RDC	5.00
		ETAGES	4.00
02	HA10		3.50
03	HA10	E/SOL	5.60
		RDC	5.00
		ETAGES	4.00
04	HA8		0.86 0.27
05	HA12	ETAGES	4.00
06	HA8	ETAGES	4.00
07	HA10	ETAGES	4.00

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERTI TIZI-OUZOU

ADRESSE DU PROJET: Wilaya : TIZI OUZOU
Daïra : TIZI OUZOU
Commune : TIZI OUZOU
Lieu dit : ANAR AMELAL

P R O J E T

CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+6+ENTRE-SOL

PROPRIETAIRE: BOUDJENAH ALI

PARTIE DU PROJET: COFF/FERR DES POTEAUX
COFF/FERR DES VOILES

ECHELLES: 1/50 1/25 1/20
DATE: SEPTEMBRE 2024
PLANCHE: 3/7

Etudier par : GACEM FATMA ZOHRRA
SMAIL FATMA ZOHRRA

DIRIGER PAR : Mme AIT TALEB SQUAD
PROMOTION : 2023-2024