



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



# PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.  
Option : Construction civil et industriel.

*Thème*

**Etude d'un bâtiment en  
(R + 6 +2 SOUS-SOL +  
CHARPENTE EN BOIS)  
à usage multiple (habitation  
et service)**

*Etudié par :*

*GHEZALI Mariem*

*HADDAD Akila*

*Dirigé par :*

*M'IDIR*

*Année : 2019 / 2020*

*Nous tenons à remercier tout d'abord Dieu qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour élaborer et finir ce travail à temps.*

*Nous tenons à remercier particulièrement nos familles pour leurs attentions et encouragements tout au long de ces années, pour leur soutien et leur confiance indéfectible dans nos choix.*

*Nous tenons à remercier nos ami(e)s de nous avoir soutenus tout au long de cursus*

*On désire aussi remercier notre promoteur M<sup>r</sup> Idir pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses conseils qui ont contribué à alimenter notre réflexion.*

*Nous tenons à remercier également les  
Membres du jury d'avoir accepté  
d'examiner notre manuscrit et de  
soulever les critiques nécessaires afin  
d'enrichir nos connaissances et  
d'apporter un plus à notre travail*



# *DEDICACE*

## *DEDICACE*

Dédicace Meriem.

# *DEDICACE*

## *DEDICACE*

Dédicace Akila.

# Sommaire

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1	Introduction : .....	1
I.2	Nature de l'ouvrage .....	1
I.3	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : .....	1
I.4	Les éléments constitutifs de l'ouvrage .....	1
I.4.1	La superstructure .....	1
I.4.2	L'infrastructure .....	5
I.5	Contraintes limites : .....	6
I.5.1	Etat limite ultime (ELU) : .....	6
I.5.2	Etats limites de service (ELS) : .....	6
I.6	Actions : .....	7
I.6.1	Les actions permanentes(G) .....	7
I.6.2	Les actions variables(Q) : .....	7
I.6.3	Les actions accidentelles : .....	7
I.7	Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....	7
I.7.1	Le béton : .....	7
I.7.2	Acier .....	11
I.8	Conclusion .....	13

## .Chapitre II : Pre-dimensionnement des éléments

II.1	Introduction : .....	15
II.2	Les Planchers : .....	15
II.3	Poutres : .....	16
II.4	Les voiles : .....	19
II.5	Les poteaux : .....	20
II.5.1	Descente de charges : .....	21
II.6	Loi de dégression de charge : .....	29
II.7	Vérification : (R.P.A 99) : .....	32
II.7.1	Vérifications relatives aux exigences du RPA : .....	32
II.7.2	Vérification de la résistance des poteaux au flambement .....	32
II.7.3	Vérification de l'effort normal à la base : .....	34
II.8	Conclusion .....	34

## Chapitre III : Calcul des éléments

III.1	Calcul de la charpente : .....	36
-------	--------------------------------	----

III.1.1	Introduction : .....	36
III.1.2	Détermination des charges et surcharges : .....	36
III.1.3	Détermination des efforts revenant aux différents éléments a l'ELU : .....	36
III.1.4	Dimensionnement des éléments de la charpente : .....	37
III.1.5	Assemblage de la charpente : .....	42
III.1.6	Conclusion : .....	43
III.2	<b>Calcul des planchers</b> : .....	44
III.2.1	Calcul de la dalle de compression : .....	44
III.2.2	Etude des poutrelles : .....	45
III.2.3	Calcul des armatures .....	65
III.2.4	Vérification à l'ELU .....	67
III.2.5	Vérification à l'ELS .....	69
III.2.6	Conclusion .....	70
III.3	<b>Calcul de l'escalier</b> : .....	72
III.3.1	Calcul de l'escalier de l'étage courant .....	73
III.3.2	Calcul l'escalier du SOUS-SOL et RDC .....	90
III.4	<b>Calcul de l'acrotère</b> .....	103
III.4.1	Introduction .....	103
III.4.2	Dimensionnement .....	104
III.4.3	Chargement .....	104
III.4.4	Détermination des sollicitations .....	104
III.4.5	Combinaison de charges .....	105
III.4.6	Calcul à l'état limite ultime (ELU) .....	105
III.4.7	Vérifications à l'ELU .....	106
III.4.8	Vérification des contraintes à l'ELS .....	108
III.4.9	Conclusion .....	109
III.5	<b>Calcul de la poutre palière</b> .....	111
III.5.1	Définition: .....	111
III.5.2	Pré dimensionnement : voir chapitre2 .....	111
III.5.3	Evaluation des charges et surcharges : .....	111
III.5.4	Calcul à L'ELU .....	112
■III.5.5	Vérification à l'ELS. ....	118
III.5.6	Conclusion : .....	119
III.6	<b>Etude de la poutre de chaînage</b> : .....	121
III.6.1	Définition .....	121

III.6.2	Pré dimensionnement : .....	121
III.6.3	Evaluation des charges et surcharges : .....	121
III.6.4	Combinaisons de charges : .....	122
III.6.5	Effort tranchant : .....	122
III.6.6	Calcul des armatures : .....	124
III.6.7	Les efforts tranchants : .....	127
III.6.8	Vérification à l'ELS. ....	128
III.6.9	Conclusion : .....	130
III.7	<b>Poutre inclinée :</b> .....	131
III.7.1	Introduction : .....	131
III.7.2	Pré dimensionnement : .....	131
III.7.3	Evaluation des charges et surcharges : .....	131
III.7.4	Effort tranchant : .....	132
III.7.5	Calcul des armatures : .....	133
III.7.6	Vérification à l'ELU : .....	133
III.7.7	Calcul à l'ELS : .....	135
III.7.8	Conclusion : .....	138

## **Chapitre IV : Modélisation**

IV.1	Introduction : .....	141
IV.2	Description du logiciel ETABS : .....	141
IV.2.1	Choix de la Méthode de calcul : .....	141
IV.2.2	Conditions d'application de la méthode statique équivalente : .....	141
IV.3	Méthode statique équivalente : .....	142
IV.4	Les étapes de la modélisation .....	142
IV.5	L'analyse dynamique et Visualisation des résultat : .....	143

## **Chapitre V : Verification de RPA**

V.1	Introduction : .....	146
V.2	Objectifs et exigences : .....	146
V.3	Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003 : .....	146
V.3.1	Justification du système de contreventement : .....	146
V.3.2	Detrmination de la période : .....	149
V.3.3	Effort tranchants à la base : .....	151
V.3.4	Déplacement inter étage : .....	153
V.3.5	Vérification de l'effet $P - \Delta$ RPA99 modifiée 2003 (l'Art.5.9).....	156
V.3.6	: Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux: .....	157

## Chapitre VI : ferrailage des elements

VI.1	<b>Ferrailage des poteaux</b> .....	160
VI.1.1	Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	160
VI.1.2	Recommandations et exigences du RPA :.....	160
VI.1.3	Calcul des Armatures :.....	161
VI.1.4	Sollicitations dans les poteaux :.....	162
VI.1.5	Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :.....	164
VI.1.6	Vérifications à l'ELU :.....	166
VI.1.7	Vérifications à l'ELS :.....	169
VI.1.8	Conclusions :.....	172
VI.2	<b>Ferrailage des poutres</b> .....	173
VI.2.1	Recommandations du RPA99/ version 2003.....	173
VI.2.2	Etapes de calcul du ferrailage à L'ELU.....	174
VI.2.3	Calcul des armatures longitudinales.....	176
VI.2.4	Vérification à l'ELU.....	178
VI.2.5	Vérifications à l'ELS.....	182
VI.2.6	Conclusion.....	183
VI.3	<b>Ferrailage des voiles</b> :.....	184
VI.3.1	Introduction.....	184
VI.3.2	Combinaisons d'action.....	184
VI.3.3	Comportement d'un voile:.....	184
VI.3.4	Exposé de la méthode de calcul (RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.4))......	184
VI.3.5	Calcule des contraintes:.....	187
VI.3.6	Calcul du ferrailage des voiles.....	189
VI.3.7	Les vérifications.....	193

## Chapitre VII :Mur plaque

VII.1	Introduction.....	199
VII.2	Pré dimensionnement du mur plaque.....	199
VII.3	Détermination des sollicitations.....	199
	Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.....	199
VII.4	Ferrailage du mur plaque.....	202
VII.4.1	Calcul des sollicitations.....	202
VII.4.2	Ferrailage à l'ELU.....	204
VII.4.3	vérifications à l'ELU.....	205
VII.4.4	Vérifications à l'ELS.....	206

## Chapitre VIII: l infrastructure

VIII.1	Introduction : .....	235
VIII.2	Dimensionnement des semelles continues (sous voiles, sous poteaux) .....	236
VIII.2.1	Semelle filante sous voile.....	236
VIII.2.2	Semelle filante sous poteaux .....	237
VIII.2.3	Calcul de la surface de la semelle filante .....	238
VIII.3	Etude de radier général .....	238
VIII.3.1	Dimensionnement.....	238
VIII.3.2	Calcul des charges nécessaires au radier.....	240
VIII.3.3	Calcul des sollicitations à la base du radier.....	241
VIII.3.4	Vérifications .....	242
VIII.4	Ferraillage du radier.....	246
VIII.4.1	Ferraillage de la dalle du radier (panneaux encastés sur 4 appuis).....	246
VIII.4.2	Ferraillage des débords.....	251
VIII.4.3	Ferraillage des nervures.....	252

## Liste des figures

Figure I.3.1 : Dimension de la structure.....	1
Figure I.4.1 : Plancher à corps creux.....	2
Figure I.4.2 : Caractéristiques d'un escalier droit.....	3
Figure I.4.3 : Echantillon de maçonnerie.....	4
Figure I.4.4 : Schéma descriptif de la toiture.....	5
Figure I.7.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU).....	8
Figure I.7.2: Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier à l'ELU.....	12
Figure II.2.1: Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.....	15
Figure II.3.1: Dimensions de la poutre principale.....	18
Figure II.3.2 : Dimensions de la poutre secondaire.....	18
Figure II.3.3 : Dimensions de la poutre palière.....	18
Figure II.3.4 : Dimensions de la poutre de chaînage.....	18
Figure II.4.1 : Coupe de voile en élévation.....	19
Figure II.4.2: Coupes de voiles en plan.....	19
Figure II.5.1 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.....	22
Figure II.5.2 : Coupe verticale du mur double cloison.....	22
Figure II.5.3 : Coupe verticale d'un mur intérieur.....	23
Figure II.5.4 : Le poteau le plus sollicité est P3.....	25
Figure II.5.5 : Surface d'influence du poteau.....	26
Figure II.7.1 : Coupe du poteau.....	33
Figure III.1.1 Schéma de chargement de la panne.....	36
Figure III.1.2 : schéma de chargement de chevrons.....	37
Figure III.1.3 schémas de chargement de liteaux.....	37
Figure III.1.4 Schéma de chargement de la panne.....	37
Figure III.1.5: Schéma statique de la panne.....	38
Figure III.1.6: Schéma statique de la panne.....	39
Figure III.1.7 : Schéma de chargement de chevron.....	40
Figure III.1.8 charpente.....	43
Figure III.2.1: Schéma descriptif d'un plancher courant.....	44
Figure III.2.2: Treillis soudées de (15×15) cm <sup>2</sup> .....	45
Figure III.2.3 : Caractéristique géométrique de la section en T.....	46
Figure III.2.4 : Dimensionnement de la poutrelle.....	47
Figure III.2.5 : Schéma statique de la poutrelle.....	48
Figure III.2.6: Schéma statique de calcul du 1er cas de plancher.....	49
Figure III.2.7 : Schéma statique de calcul du 3ème cas de plancher.....	51
Figure III.2.8 : Schéma statique de calcul du 4ème cas de plancher.....	52
Figure III.2.9 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).....	53
Figure III.2.10 : Moment sur appuis ELU.....	55
Figure III.2.11 : Diagramme des moments a ELU.....	56
Figure III.2.12: Diagramme des efforts tranchant à ELU.....	56
Figure III.2.13: Moment sur appuis ELS.....	57
Figure III.2.14 : Diagramme des moments a ELS.....	58
Figure III.2.15: Diagramme des efforts tranchant à ELS.....	58

Figure III.2.16 : Moment sur appuis ELU.....	59
Figure III.2.17 : Diagramme des moments a ELU.....	60
Figure III.2.18: Diagramme des efforts tranchant à ELU. ....	60
Figure III.2.19: Moment sur appuis ELS. ....	61
Figure III.2.20 : Diagramme des moments a ELS.....	62
Figure III.2.21: Diagramme des efforts tranchant à ELS.....	62
Figure III.2.22 : Diagramme des moments a ELU.....	63
Figure III.2.23: Diagramme des efforts tranchant à ELU. ....	63
Figure III.2.24 : Diagramme des moments a ELS.....	64
Figure III.2.25: Diagramme des efforts tranchant à ELS.....	64
Figure III.2.26: Ferrailage du plancher à corps creux.....	71
Figure III.3.1: Coupe verticale de l'escalier.....	72
Figure III.3.2 : Schéma statique d'un escalier de l'étage courant.....	73
Figure III.3.3 Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU.....	80
Figure III.3.4: Diagramme efforts internes à l'ELS.....	86
Figure III.3.5 Ferrailage de l'escalier d'étage courant.....	90
Figure III.3.6 : Schéma statique de l'escalier de SOUS-SOL et RDC.....	90
Figure III.3.7: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	92
Figure III.3.8 Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant a l'ELU.....	94
Figure III.3.9: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	99
Figure III.3.10: La section de la pailasse.....	100
Figure III.3.11 Ferrailage de l'escalier du SOUS-SOL et RDC.....	103
Figure III.4.1 Acrotère.....	104
Figure III.4.2 Coupe transversale d'un acrotère.....	104
Figure III.4.3 : Diagramme des efforts internes de l'acrotère.....	105
Figure III.4.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	105
Figure III.4.5 : Ferrailage de l'acrotère.....	110
Figure III.5.1: Schéma de la poutre palière.....	111
Figure III.5.2: Section de la poutre palière.....	111
Figure III.5.3 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	112
Figure III.5.4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	117
Figure III.5.5 Ferrailage de la poutre palière : .....	120
Figure III.6.1: Schéma statique d'une poutre.....	121
Figure III.6.2: Section de la poutre chaînage.....	121
Figure III.6.3: Diagramme des efforts internes à l'E.L.U.....	123
Figure III.6.4: Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	127
Figure III.6.5 Ferrailage de la poutre chaînage.....	130
Figure III.7.1: Section de la poutre inclinée.....	131
Figure III.7.2: Diagramme des efforts internes à l'E.L.U.....	132
Figure III.7.3: Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	136
Figure III.7.4 Ferrailage de la poutre inclinée.....	139
Figure IV.4.1: vue de la structure en 3 D.....	143
Figure V.3.1 Effort horizontale repris par les voiles selon EX.....	147
Figure V.3.2: Déplacement relatif dans le sens longitudinal.....	155
Figure V.3.3: déplacement relatif dans le sens transversal.....	155
Figure VI.1.1: Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec.....	164

Figure VI.1.2: Zone nodale. ....	167
Figure VI.2.1: section simplement armée. ....	175
Figure VI.2.2: section doublement armée ....	175
Figure VI.3.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	190
Figure VII.2.1: Schéma du mur plaque (Vue en élévation). ....	199
Figure VII.3.1: Diagramme des contraintes à l'ELU. ....	200
Figure VII.3.2: Diagramme des contraintes à l'ELS.....	201
Figure VII.4.1: Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X. ....	202
Figure VII.4.2: Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y. ....	202
Figure VII.4.3: Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU. ....	203
Figure VII.4.4: Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU. ....	203
Figure VII.4.5: Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS. ....	203
Figure VII.4.6: Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS. ....	204
Figure VIII.3.1: Les dimensions du radier ....	240
Figure VIII.3.2: Diagramme des contraintes.....	243
Figure VIII.4.1: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens X-X. ....	238
Figure VIII.4.2: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans le sens X-X.....	238
Figure VIII.4.3: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS. ....	239
Figure VIII.4.4: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU dans le sens Y-Y.....	239
Figure VIII.4.5: Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU dans le sens Y-Y. ....	239
Figure VIII.4.6: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS dans le sens Y-Y. ....	240

## Liste des tableaux

Tableau I.7-1: Caractéristiques des aciers utilisés. ....	11
Tableau II.5-1: Valeur de la charge permanente $G_t$ du la toiture. ....	21
Tableau II.5-2: charges permanentes du plancher terrasse inaccessible. ....	21
Tableau II.5-3 : : valeur de la charge permanente de l'étage courant ....	22
Tableau II.5-4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur). ....	23
Tableau II.5-5 : Charge revenant aux murs intérieurs. ....	23
Tableau II.5-6: la charge de balcon. ....	24
Tableau II.5-7: Valeur des surcharges d'exploitation. ....	24
Tableau II.6-1 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges. ....	29
Tableau II.6-2 : Prés dimensionnement des poteaux. ....	31
Tableau II.7-1: Vérification aux RPA. ....	32
Tableau II.7-2 : Vérification du flambement des poteaux. ....	33
Tableau II.8-1: Pré dimensionnement des différents éléments. ....	34
Tableau III.1-1 Le diamètre « d » ....	43
Tableau III.2-1 : Tableau des coefficients. ....	54
Tableau III.2-2 : Les efforts internes à ELU. ....	55
Tableau III.2-3 : Les efforts internes à ELS. ....	58
Tableau III.2-4 : Les efforts internes à ELU ....	60
Tableau III.2-5 : Les efforts internes à ELS. ....	62
Tableau III.2-6 : Les efforts internes à ELU. ....	63
Tableau III.2-7 : Les efforts internes à ELS. ....	64
Tableau III.2-8 Ferrailage des poutrelles ....	70
Tableau III.3-1: charges permanentes de la volée. ....	75
Tableau III.3-2: charges permanentes du palier. ....	76
Tableau III.3-3 Ferrailage de l'escalier d'étage courant ....	89
Tableau III.3-4: Tableau des efforts internes à l'ELU ....	92
Tableau III.3-5 Ferrailage de l'escalier du SOUS-SOL et RDC. ....	102
Tableau III.4-1 Ferrailage de l'acrotère. ....	109
Tableau III.5-1 Ferrailage de la poutre palière : ....	119
Tableau III.6-1 Ferrailage de la poutre chaînage. ....	130
Tableau III.7-1 Ferrailage de la poutre inclinée. ....	138
Tableau V.3-1 : Effort horizontale repris par les voiles selon EX ....	147
Tableau V.3-2 : Effort horizontale repris par les voiles selon EY ....	148
Tableau V.3-3: critère Q. ....	149
Tableau V.3-4 : Période et nombre de mode à considérer. ....	150
Tableau V.3-5: Vérification de vibration des modes. ....	151
Tableau V.3-6 coefficient d'accélération. ....	151
Tableau V.3-7: Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et $W_t$ . ....	153
Tableau V.3-8: Vérification des déplacements dans le sens longitudinal. ....	154
Tableau V.3-9 Vérification des déplacements dans le sens transversal. ....	154
Tableau V.3-10: vérification de l'effet P- $\Delta$ sens x-x ....	156
Tableau V.3-11 vérification de l'effet P- $\Delta$ sens y-y. ....	157
Tableau VI.1-1: Caractéristiques mécaniques des matériaux ....	160
Tableau VI.1-2 Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA. ....	161

Tableau VI.1-3: Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens.....	165
Tableau VI.1-4: Vérification de la quantité d'armatures transversales.....	167
Tableau VI.1-5: Détermination de la zone nodale .....	168
Tableau VI.1-6: Vérification au cisaillement dans les poteaux.....	169
Tableau VI.1-7Vérification des ferrailages à l'ELS .....	170
Tableau VI.1-8: Vérification des contraintes .....	171
Tableau VI.1-9: Ferrailage finale des poteaux. ....	172
Tableau VI.2-1 Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA.....	173
Tableau VI.2-2: Ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles.....	176
Tableau VI.2-3: Ferrailage des poutres principales adhérentes aux voiles. ....	177
Tableau VI.2-4: Ferrailage des poutres secondaires non adhérents aux voiles.....	177
Tableau VI.2-5 : Ferrailage des poutres secondaires adhérentes aux voiles. ....	177
Tableau VI.2-6: Vérification aux cisaillements .....	178
Tableau VI.2-7: Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	179
Tableau VI.2-8Influence de l'effort tranchant sur l'acier .....	179
Tableau VI.2-9 : L'espacement des armatures transversales .....	181
Tableau VI.2-10: Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles. ....	182
Tableau VI.2-11: Vérification du ferrailage des Poutres principales adhérents aux voiles .....	183
Tableau VI.2-12: Vérification du ferrailage des Poutres secondaires non adhérents aux voiles. ....	183
Tableau VI.2-13Vérification du ferrailage de poutres secondaires adhérentes aux voiles.....	183
Tableau VI.2-14: Ferrailage finale des poutres. ....	183
Tableau VI.3-1Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des .....	184
Tableau VI.3-2calcul des contraintes .....	187
Tableau VI.3-3Calcul des contraintes .....	188
Tableau VI.3-4 Ferrailage des voiles longitudinales $V_L$ .....	196
Tableau VI.3-5: Ferrailage des voiles transversales $V_T$ .....	197
Tableau VI-1: Ferrailage du mur.....	204
Tableau VI-2: vérifications de la condition de non fragilité. ....	205
Tableau VI-3 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures. ....	207
Tableau VI-4: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal). ....	236
Tableau VI-5 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal). ....	236
Tableau VI-6 : Résultante des charges sous poteaux. ....	237
Tableau VI-7: calcul des moments.....	243
Tableau VI-8 :calcul des contrainte L'ELU .....	244
Tableau VI-9 :calcul des contrainte L'ELS.....	244
Tableau VI-10: Les résultats des contraintes .....	245
Tableau VI-11: vérification des contraintes. ....	246
Tableau VI-12: Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier. ....	249
Tableau VI-13: Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier .....	251
Tableau VI-14: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal) .....	235
Tableau VI-15:charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).....	236
Tableau VI-16: Résumés des efforts internes dans la nervure .....	240
Tableau VI-17:Résultats du calcul des armatures des nervures. ....	241
Tableau VI-18:Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures. ....	243

# *Introduction générale*

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'étude porte sur l'étude d'une structure en béton armé. Le bâtiment en question est un «R+6+2 sous-sol + charpente en bois» à usage d'habitation et service.

L'objectif final du projet est de mettre en situation réelle l'ingénieur de structure ayant des critères économiques à respecter afin d'acquérir méthode et rigueur. Analyse des résultats, valider les hypothèses, faire des choix et savoir les justifier, tel est le but que je me suis fixé.

D'abord nous avons obtenu les plans d'architecture par le biais d'un bureau d'étude d'architecte. Ce sont les premiers plans sur lesquels on travaillera pour établir les plans de coffrage béton armé des différents niveaux de la structure.

Le deuxième document important qu'on a pu avoir, est le rapport de sol. C'est le document qui va nous permettre de classer le site sur lequel sera implanté l'ouvrage en question. Il permet entre autres, d'obtenir la valeur de la capacité portante du sol et indiquera clairement la profondeur des fondations de notre structure.

Une fois les documents cités ci-dessus exploités, on passera à l'étude statique générale du bâtiment, autrement dit un redimensionnement des différents éléments de la structure. Les objectifs de cette phase sont nombreux. Dans un premier temps, elle a comme but de me faire découvrir le bâtiment et les diverses particularités du projet. En effet, celui-ci recèle de nombreuses singularités nécessitant une attention particulière. Dans un second temps, elle me permettra de faire le point sur certains principes de calcul en béton armé et quelques aspects des règlements (les règles techniques de Conception et Calcul des structures en Béton Armé (C.B.A 93) ainsi que le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003)).

Une fois le prédimensionnement effectué, vient ensuite le choix du système de contreventement. La structure étudiée est composée de portiques et voiles de contreventement, il s'agit dans cette partie du travail de déterminer le pourcentage et le nombre de voiles à injecter dans la structure ainsi que leurs positionnements en s'appuyant sur le R.P.A 99 modifié 2003, tout en respectant l'architecture de la structure.

Afin de faire le calcul dynamique des éléments structuraux on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**, Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par l'**RPA99/version2003**. Une fois la modélisation effectuée, vient ensuite le choix du système de contreventement. La structure étudiée est composée de portiques et voiles de contreventement, il s'agit dans cette partie du travail de déterminer le coefficient de comportement R en s'appuyant sur le R.P.A 99 modifié 2003, un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué. Stabilité d'ensemble (Effet P-D; Etat limite des déplacements inter-étage).

Pour conclure, nous passerons au ferrailage de l'infrastructure, ensuite nous ferons une ultime vérification c'est la stabilité de l'ouvrage.

L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement :

**pas de glissement horizontal** : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales.

**pas de renversement** : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.

pas de déplacement vertical.

# *Chapitre I :* *Contexte :*

## *Présentation de l'ouvrage*



### I.1 Introduction :

Notre ouvrage est un bâtiment en (2 SOUS-SOL+ R + 6 + CHARPENTE EN BOIS) à usage multiple (habitation et service) ; qui sera implanté à Tizi Ouzou, classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité zonell<sub>a</sub>

### I.2 Nature de l'ouvrage

- deux Sous-sol à usage service
- RDC à usage service.
- 1<sup>er</sup> étage courant est à usage service.
- Les autres étages courants sont à usage d'habitations.
- 02 cages d'escaliers pour l'étage 1.
- 01 cage d'escaliers pour les autres étages.

### I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Hauteur totale (charpente comprise) : 33.90 m
- Hauteur de sous-sol : 4.08m
- Hauteur de RDC : 4.08m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- Hauteur de la charpente : 3.30 m.
- Longueur totale : 22.3 m.
- Largeur totale : 9.3 m.

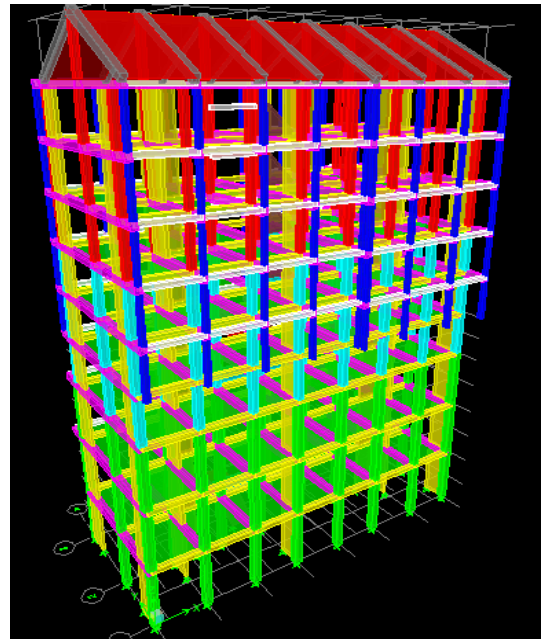


Figure I.3.1 : Dimension de la structure.

### I.4 Les éléments constitutifs de l'ouvrage

Le bâtiment est partagé en deux parties essentielles :

#### I.4.1 La superstructure

La superstructure d'un bâtiment regroupe l'ensemble des organes situés au-dessus de la terre. Elle est composée de :

### I.4.1.1 L'ossature

Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99Version 2003), préconise, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone II<sub>a</sub>, une ossature faite en voiles et portiques.

- Les portiques : sont en béton armé, constitués de poutres et poteaux, capables de reprendre les charges et les surcharges verticales.
- Les voiles : sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, dans les deux sens. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

### I.4.1.2 Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol. Ils ont pour fonctions :

- Assurer la transmission des efforts horizontaux aux contreventements.
- Assurer l'isolation phonique et thermique.
- Ils supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.

On distingue deux types de planchers :

- a. **Plancher à corps creux** : avec une dalle de compression, porté sur des poutrelles préfabriquées qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutre) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).



Figure I.4.1 : Plancher à corps creux.

- b. **Plancher en dalle pleine** : La dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur un coffrage plat, reposant sur des appuis. Le diamètre des armatures et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.
- c. **Plancher terrasse** : sera réalisé avec un système d'étanchéité multicouche avec forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux.

### I.4.1.3 Les escaliers

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou descendre d'un niveau à un autre. Dans notre ouvrage, les escaliers constitués de paillasse et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par étage.

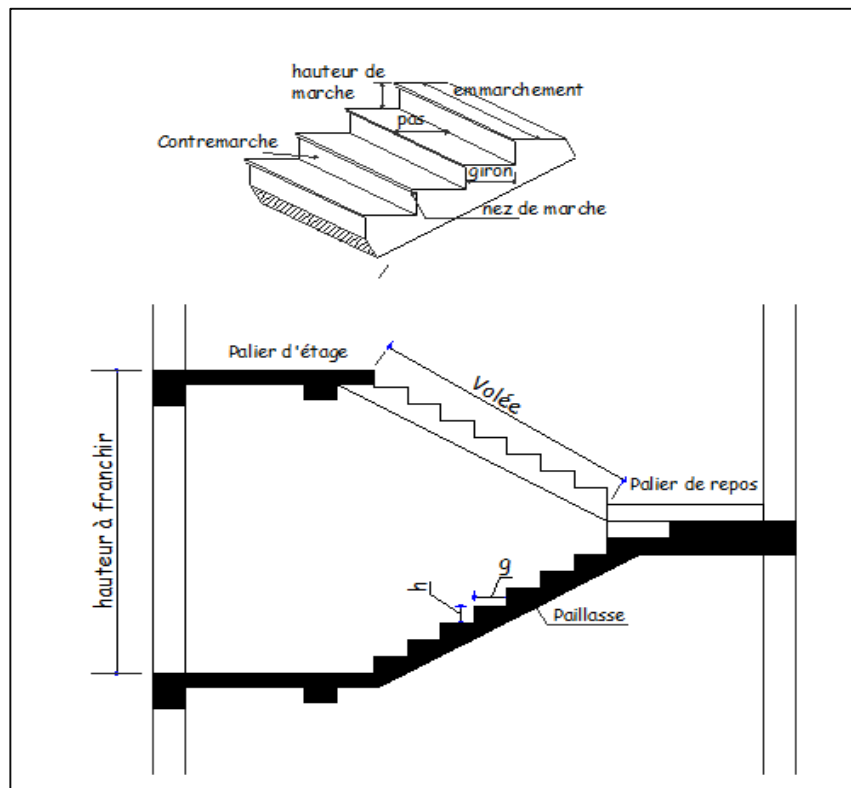


Figure I.4.2 : Caractéristiques d'un escalier droit.

#### I.4.1.4 Maçonnerie

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, etc.) unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.). Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et doubles cloisons.

- a. **Les murs extérieurs** : Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.

- b. **Les Murs intérieurs** : Ils seront réalisés en brique creuses de 10cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

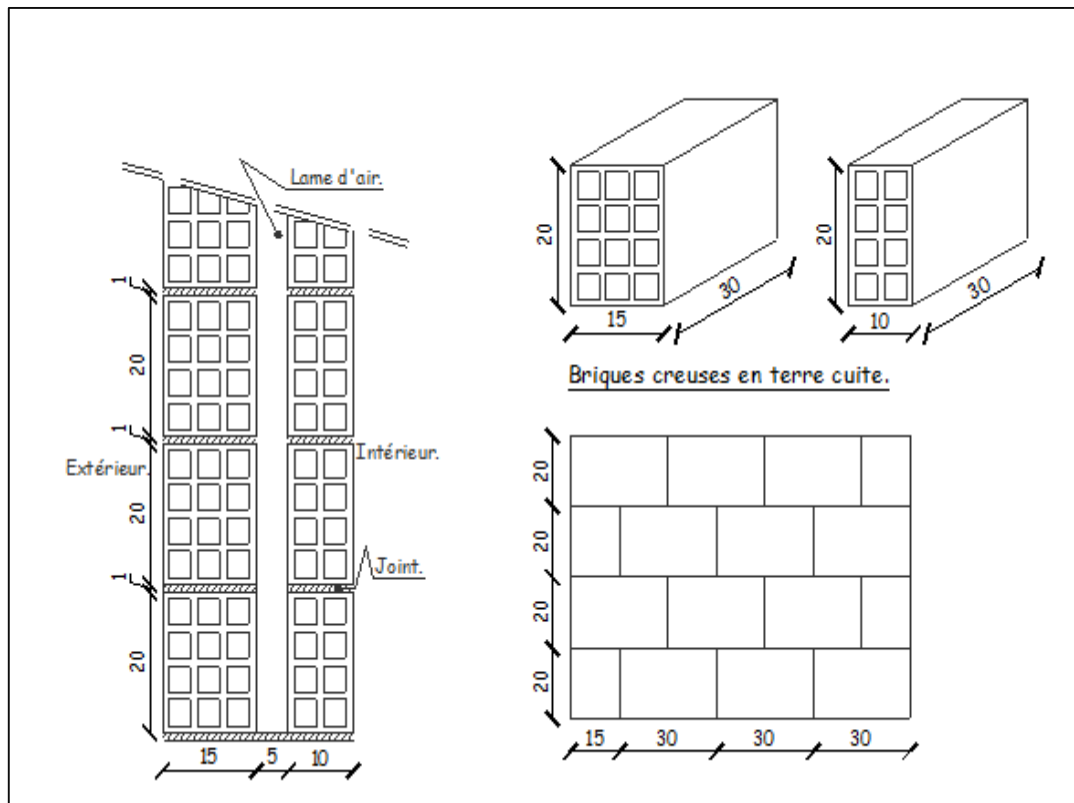


Figure I.4.3 : Echantillon de maçonnerie.

#### I.4.1.5 Revêtement

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les salles d'eau et cuisine ;
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eau et les locaux humides.

#### I.4.1.6 Les voiles :

Un voile un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

#### I.4.1.7 La toiture :

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous :

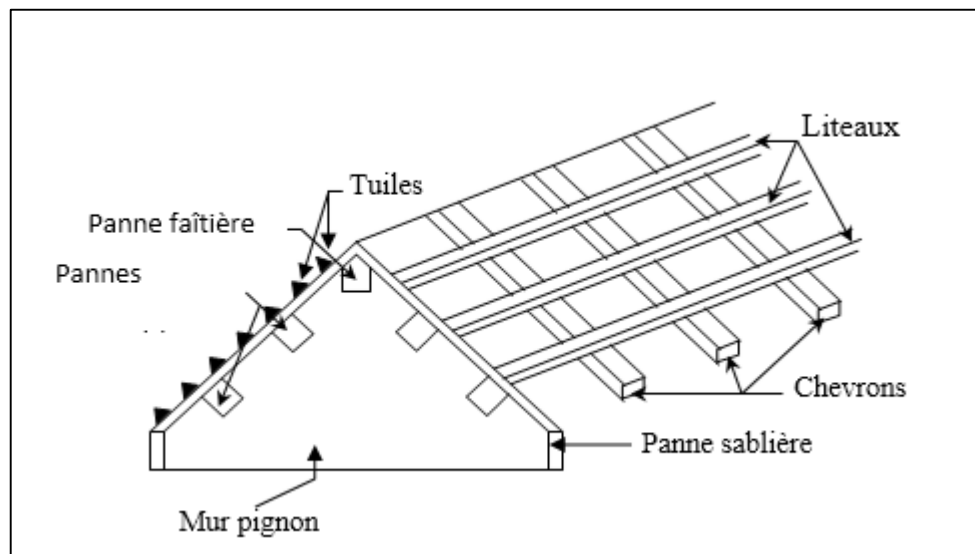


Figure I.4.4 : Schéma descriptif de la toiture.

#### I.4.1.8 Acrotère

La terrasse inaccessible sera entourée d'un élément en béton armé appelé acrotère, Il a pour but de permettre un bon façonnement de l'étanchéité.

#### I.4.1.9 Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution. Par ailleurs ce type de coffrage, même s'il est couteux, il offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles ;
- Réalisation rapide des travaux ;
- Sécurisation de la main d'œuvre.

### I.4.2 L'infrastructure

#### I.4.2.1 Définition :

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise au quel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

#### I.4.2.2 Fonctions des fondations :

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

#### I.4.2.3 Différents types de fondations : Il existe deux types de fondations :

- Les fondations superficielles :

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

#### **I.4.2.4 Facteurs de choix de type de fondation :**

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain ; montagne, bord de mer,.....
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

#### **I.4.2.5 Etude géotechnique du sol:**

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : Ouvrage courant ou d'importance moyenne
- Le site est considéré comme site meuble : catégorie S3
- La Contrainte admissible du sol est de 2.5 bars.

### **I.5 Contraintes limites :**

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le BAEL91modifié99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux états limites.

#### **I.5.1 Etat limite ultime (ELU) :**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement).

#### **I.5.2 Etats limites de service (ELS) :**

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton ;
- Etats limites d'ouverture des fissures ;
- Etats limites de service de déformation.

## I.6 Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (permanentes, climatiques, d'exploitations...etc.) qui s'appliquent à une construction, on distingue :

### I.6.1 Les actions permanentes(G)

S'appliquant pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comportant :

- Le poids propre de la structure ;
- Les charges de la superstructure (équipements fixes).

### I.6.2 Les actions variables(Q) :

Actions dont l'intensité est plus ou moins constante et définies par des textes réglementaires (DTR.BC.22).

### I.6.3 Les actions accidentelles :

Séisme, action du feu, chocs ...etc.

## I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le choix des matériaux entrant dans la composition d'une structure à grande dimension dépend d'un critère majeur qui est sa résistance mécanique. Cependant, d'autres critères sont pris en considération tel que la disponibilité des matériaux sur place, leur coût et la facilité de la mise en œuvre.

Dans notre ouvrage nous utiliserons deux matériaux à savoir : le béton et l'acier.

### I.7.1 Le béton :

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), eau de gâchage et d'un liant hydraulique qui est le ciment. Mais de point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

#### I.7.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon (BAEL91modifiées99/ Art A. 2.1, 11) comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} ; \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} ; \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

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

**I.7.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours, est conventionnellement définie par la relation suivante : (BAEL91 modifié 99/Art A.2.1, 12)

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad ; \text{pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa}$$

Pour notre projet :

$$\text{On à : } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times (25) = 2.1\text{MPa} \\ \Rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

**I.7.1.3 Contrainte limite ultime de résistance à la compression ( ELU ) :**

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article (BAEL91 modifié 99/Art.4.3-4-1) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1.5$  Situation durable.
- $\gamma_b = 1.15$  Situation accidentelle.

$\theta$  : Coefficient tenant compte de la durée d'application des actions (t).

- $\theta = 1$  si la durée d'application est supérieure à 24 heures ( $t > 24\text{h}$ ).
- $\theta = 0.9$  si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures ( $01\text{h} < t < 24\text{h}$ ).
- $\theta = 0.85$  si la durée d'application est inférieure à 1 heure ( $t < 01\text{h}$ ).

Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit "parabole – rectangle"

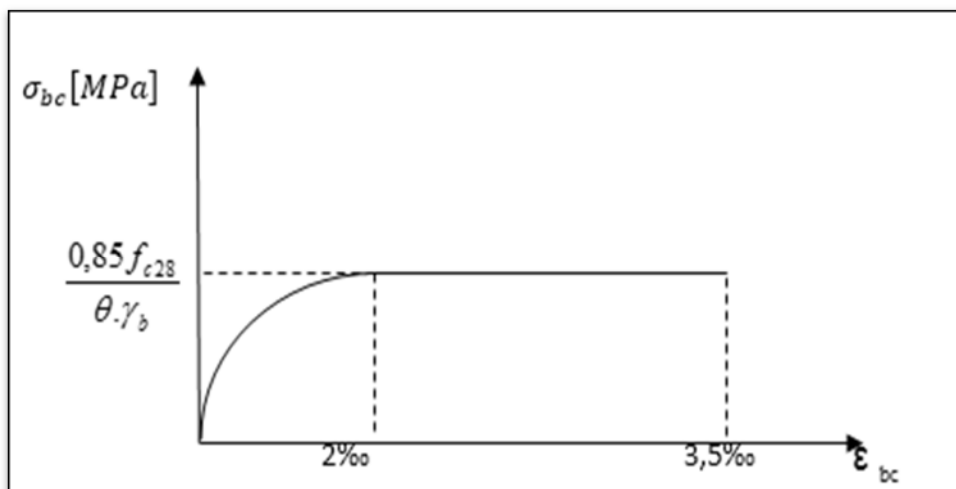


Figure I.7.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU).

Ce diagramme est constitué :

- D'un tronç de courbe parabolique (état élastique) où la déformation relative :  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$
- D'un rectangle (état plastique) où la déformation relative :  $2 \text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$

#### I.7.1.4 Contrainte limite de service de résistance à la compression (ELS) :

D'après (BAEL91modifié99/ Art 4.5.2.) la contrainte limite de service à la compression du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0.6f_{cj}$

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible à l'ELS.

A 28 jours  $\sigma_{bc} = 0.6f_{cj} = 0.6 \times (25) = 15\text{MPa}$

#### I.7.1.5 Contrainte limite ultime de cisaillement :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad (\text{BAEL91modifié99/ A.5.1, 1}).$$

Avec :  $V_u$  : valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée.

$b$  : valeur de la largeur de la section cisailée.

$d$  : valeur de la hauteur utile ( $d = h - c$ ).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} \dots \dots \dots \text{Cas d'une fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \dots \dots \dots \text{Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

#### I.7.1.6 Module d'élasticité

Le module d'élasticité représente le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation engendrée. On distingue deux modules de déformation :

##### a. Module de déformation longitudinale

La connaissance de module d'élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d'un ouvrage selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

- **Module de déformation longitudinale instantanée**

C'est une déformation résultant d'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24heures.

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } (f_{cj} \text{ en MPa}) \quad (\text{BAEL91 modifier /99.A2.1.21}).$$

Dans notre cas :  $f_{c28}=25$  MPa. Alors :

$$E_{ij} = 11000(25)^{1/3} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

**Remarque :**

Cette formule est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier.

• **Module de déformation longitudinale différée**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} \quad (\text{BAEL 91 modifier99/A2.1.22}).$$

Pour  $f_{c28}=25$  MPa Alors :

$$E_{vj} = 3700 (25)^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

**b. Module de déformation transversal**

Il est notée par G, il est proportionnel au module de Young, en fonction du coefficient de Poisson :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL 91 modifier99/A.2.1,3})$$

Avec

E : module de Young ;

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

**c. Coefficient de Poisson**

C'est le rapport de la déformation relative transversale et de la déformation longitudinale.

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l) \quad (\text{BAEL91 modifie99/A2.1.3})$$

Il est égale à :  $\left\{ \begin{array}{l} \nu = \mathbf{0} \text{ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = \mathbf{0.2} \text{ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.} \end{array} \right.$

## I.7.2 Acier

### I.7.2.1 Définition

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone. Il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour des éléments faibles, il porte le nom d'armature lorsqu'il est enrobé dans le béton. Les aciers ont le rôle de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, généralement aux efforts de traction

Pour la réalisation de notre projet, on a besoin de deux types d'aciers dont les principales caractéristiques sont reprises dans le tableau ci-après :

*Tableau I.7-1: Caractéristiques des aciers utilisés.*

Type d'acier	Nominalisation	Symbole	Limite d'élasticité $f_e$ en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en
Acier en barre	Haute Adhérence FeE400	HA	400	480	14%
Acier en treillis	Treillis soudé TL.520 (0 < 6)	TS	520	550	8%

### I.7.2.2 Module d'élasticité longitudinale :

C'est le module de Young ou module d'élasticité (longitudinale) ou encore module de traction est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope. Le module d'élasticité longitudinale ( $E_s$ ), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 modifié 99/A.2.2 ,1})$$

### I.7.2.3 Contrainte limite de l'acier :

#### a. Contrainte limite ultime (ELU) :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec un coefficient de sécurité.

Pour les calculs de béton armé à l'état limite ultime, on utilisera le diagramme conventionnel suivant :

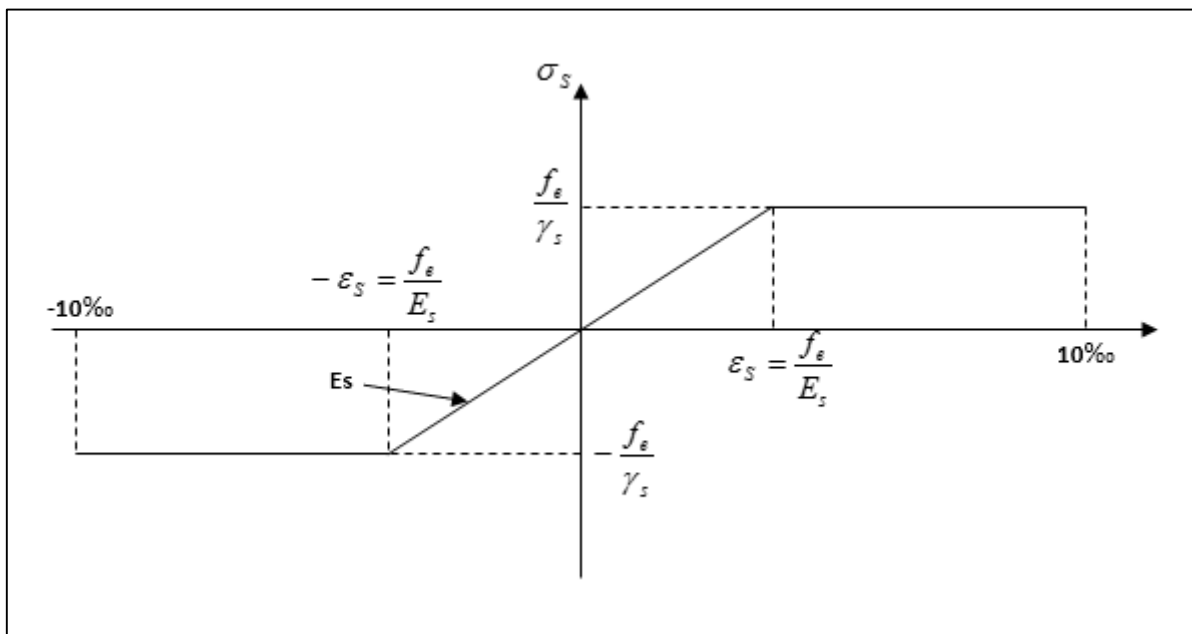


Figure I.7.2: Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier à l'ELU.

Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier à l'ELU.

- L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10‰.
- La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL91 modifié 99/A.4.2})$$

Avec :

- $\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte de l'Acier.
- $f_e$  : Contrainte d'élasticité de l'acier
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, d'où :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ (Situation courante)} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ (Situation accidentelle)} \end{cases}$$

Pour le présent projet, en situation courante, on obtient les valeurs suivantes :

Pour les aciers HA (FeE400) :  $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$ .

Pour les treillis soudés TL520 :  $\sigma_{st} = 452,17 \text{ Mpa}$ .

#### b. Contrainte limite de service (ELS)

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées, en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

On distingue 3 cas de fissurations :

**1. Fissuration peu préjudiciable (BAEL91modifié99/Art A.4.5.3.2)**

Cas des éléments situés dans des locaux couverts, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

**2. Fissuration préjudiciable (BAEL91modifié99/Art A.4.5.3.3)**

Cas des éléments exposés aux intempéries où il y a risque d'infiltration, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min [2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}].$$

Avec :

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{t28}$  : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,3 \text{ pour les aciers de haute adhérence } (\phi < 6mm). \\ \eta = 1,6 \text{ pour les aciers de moyenne adhérence } (\phi > 6mm). \\ \eta = 1.0 \text{ pour les RL.} \end{array} \right.$$

**3. Fissuration très préjudiciable (BAEL91modifié99/Art A.4.5.3.4)**

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité parfaite, Il faut vérifier que :

$$\sigma_s = \min [1/2f_e, (90 \sqrt{\eta f_{t28}})].$$

**I.7.2.4 Protection des armatures :**

D'après l'article (BAEL91modifié99/A.7.2.4), pour avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, il faut veiller à ce que l'enrobage «c» des armatures soit :

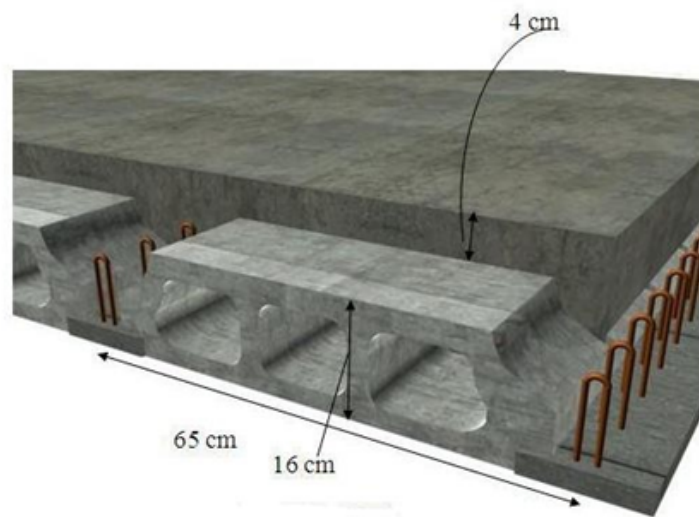
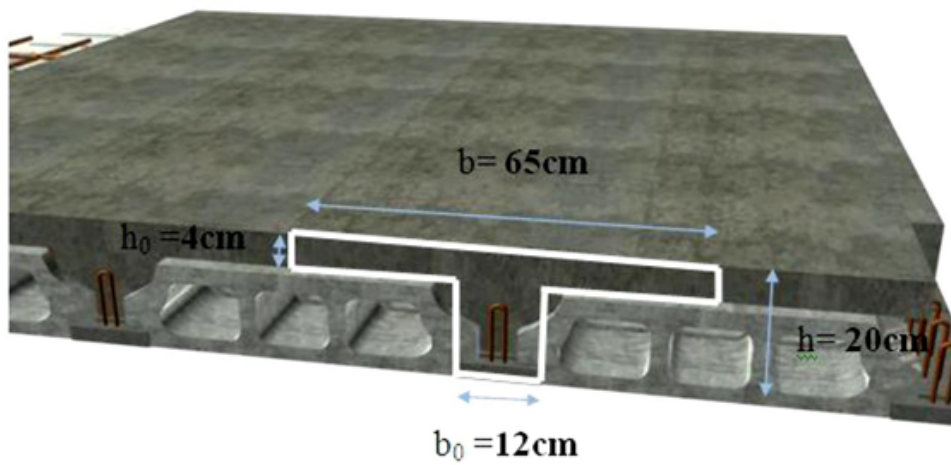
- $c \geq 5\text{cm}$  : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $c \geq 3\text{cm}$  : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $c \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

**I.8 Conclusion**

Après avoir fait une description de notre structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser, on passe directement ou pré-dimensionnement des éléments.

# Chapitre II :

## Pre-dimensionnement des éléments



## II.1 Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement de notre projet.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

## II.2 Les Planchers :

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Il assure deux fonctions principales :

a. **Une fonction de résistance mécanique** : qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.

b. **Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique** : qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

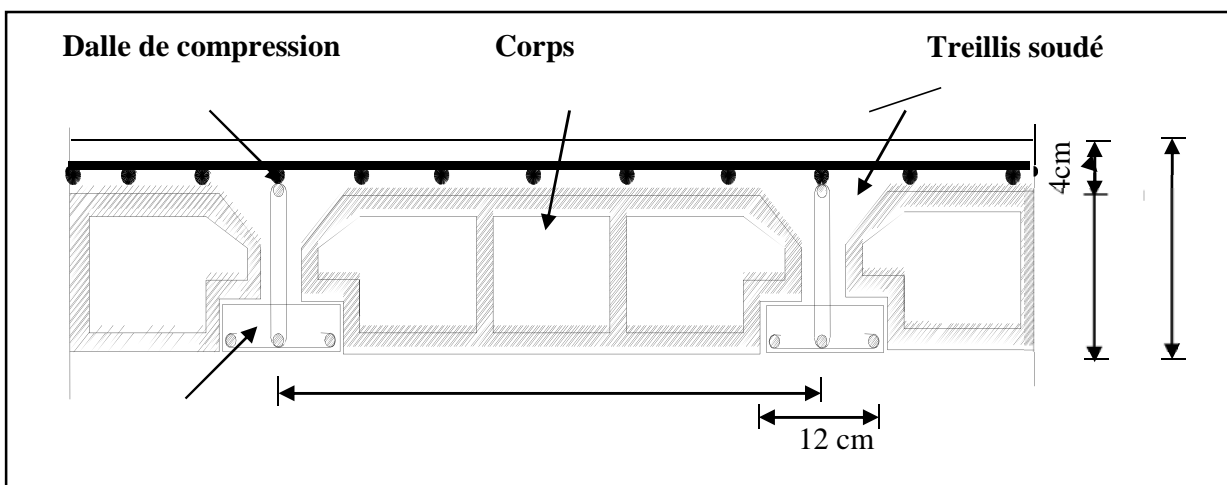


Figure II.2.1: Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

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

La hauteur totale du plancher, notée «  $h_t$  » est donnée par :  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur du plancher.} \\ L_{\max} : \text{ Portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles} \end{array} \right.$

**Dans notre cas :**  $L_{\max} = 3.50 - 0.25 = 3.25\text{m}$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} = 325 / 22.5 = 14.5 \text{ cm.}$$

On opte pour un plancher (16+4) cm et il sera valable pour tous les planchers.

L'épaisseur du corps creux : 16 cm.

L'épaisseur de la dalle de compression : 4cm.

### II.3 Poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

$$\text{Hauteur « } h_t \text{ » : } L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10$$

$$\text{Largeur « } b \text{ » : } 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :  $L_{\max}$  : distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Les dimensions doivent respecter les conditions de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1) :

$$\{(b \geq 20 \text{ cm } h \geq 30 \text{ cm } h/b \leq 4)\}$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

- **Poutres principales :**

$$L_{\max} = 520 - 25 = 495 \text{ cm}$$

$$\text{La hauteur : } 495/15 \leq h_t \leq 495/10$$

$$33 \leq h_t \leq 49.5 \quad h_t = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{La largeur : } 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45$$

$$18 \leq b \leq 31.5 \quad b = 35 \text{ cm.}$$

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1) ;

$$h=45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$B=35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$ht / b = 45 / 35 = 1.28 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

La section de la poutre principale (b x ht) = (35\*45) cm<sup>2</sup>.

• **Poutres secondaires :**

$$L_{\max} 350 - 25 = 325 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} \text{La hauteur :} \quad L_{\max}/15 \leq ht \leq L_{\max}/10 & \quad ht = 35 \text{ cm.} \\ 21.66 \leq ht \leq 32.5 & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{La largeur :} \quad 0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht \\ 12 \leq b \leq 21 & \quad b = 30 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Donc la section de la poutre secondaire est (b x ht) = (30\*35) cm<sup>2</sup>.

Vérification des exigences :

$$b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$ht = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$ht / b = 1.5 \leq 4 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

• **Poutres de chaînage :**

$$L_{\max} 350 - 25 = 325 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} \text{La hauteur :} \quad L_{\max}/15 \leq ht \leq L_{\max}/10 & \quad ht = 30 \text{ cm.} \\ 21.66 \leq ht \leq 32.5 & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{La largeur :} \quad 0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht \\ 12 \leq b \leq 21 & \quad b = 25 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Donc la section de la poutre chaînage est (b x ht) = (25\*30) cm<sup>2</sup>.

Vérification des exigences :

$$b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$ht = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$ht / b = 1.5 \leq 4 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

• **Poutres palière :**

$L_{max} - 25 = 295 \text{ cm.}$

La hauteur :  $L_{max}/15 \leq ht \leq L_{max}/10$   $ht = 30 \text{ cm.}$

$19.66 \leq ht \leq 29.5$

La largeur :  $0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$

$12 \leq b \leq 21$

$b = 25 \text{ cm.}$

Donc la section de la poutre palière est  $(b \times ht) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$ .

Vérification des exigences :

$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  → condition vérifier.

$ht = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  → condition vérifier.

$ht / b = 1.2 \leq 4$  → condition vérifier.

**Conclusion :** les dimensions retenues sont :

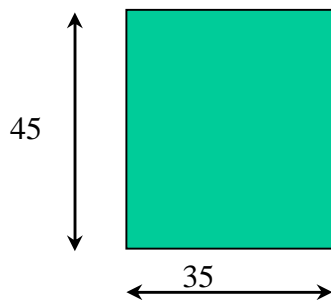


Figure II.3.1: Dimensions de la poutre principale

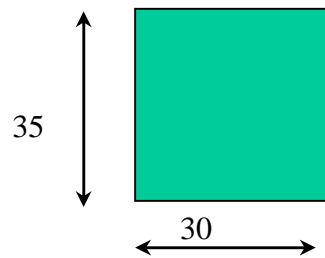


Figure II.3.2 : Dimensions de la poutre secondaire.

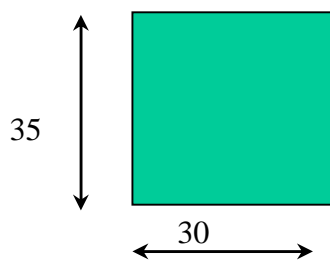


Figure II.3.3 : Dimensions de la poutre palière

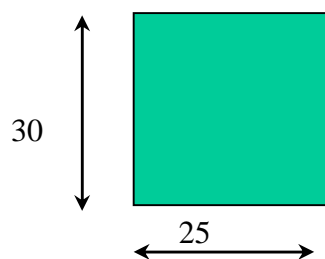


Figure II.3.4 : Dimensions de la poutre de chainage.

**II.4 Les voiles :**

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément (Art 7.7.1 de RPA 99)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

D'après le RPA 99 version 2003, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur du voile ( $e_p$ ) : Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

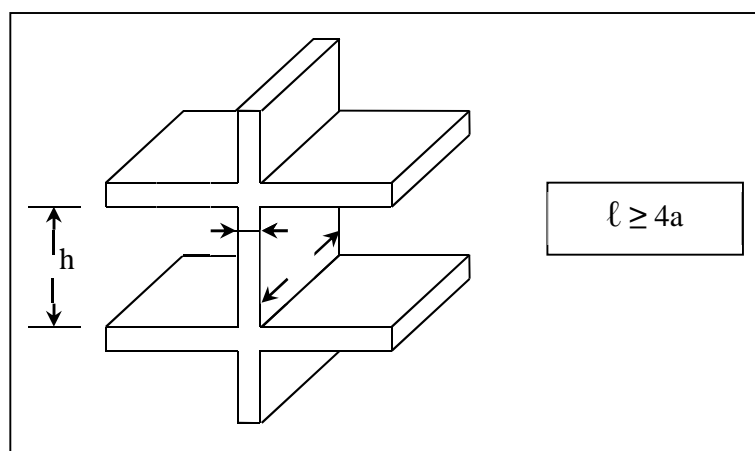


Figure II.4.1 : Coupe de voile en élévation.

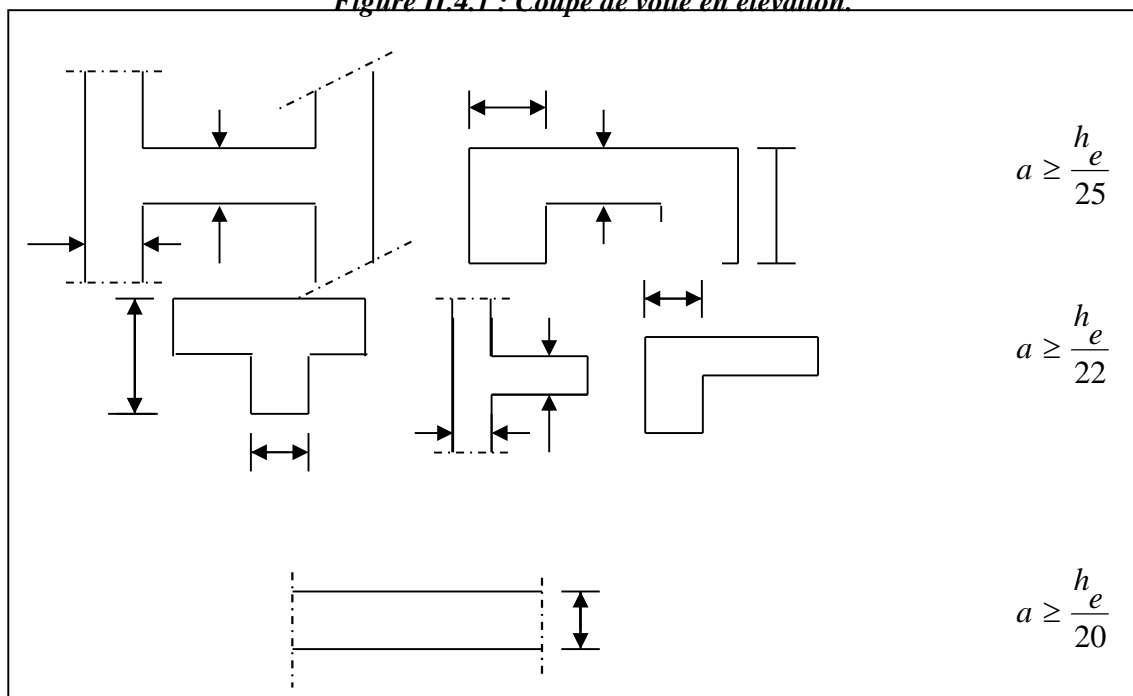


Figure II.4.2: Coupes de voiles en plan.

$a \geq h_e/20$  ; avec :  $h_e = h - e_p$  et  $e_p$  : hauteur de la poutre principale.

$h_e$ : la hauteur libre max d'étage

➤  $h=408$  cm

$$h_e = 408 - 50 = 358 \text{ cm.}$$

$$a \geq h_e / 20 = 358 / 20 = 17.9 \text{ cm.}$$

➤  $h=306$

$$h_e = 306 - 50 = 256 \text{ cm.}$$

$$a \geq h_e / 20 = 256 / 20 = 12.8 \text{ cm.}$$

On prend:  **$e=20$ cm**

➤ **Vérification des exigences du RPA 99(Art 7.7.1) :**

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{min} = 4 \times a \quad L_{min} = 100 \geq 4 \times 20 = 80 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Avec :  $L_{min}$  : la portée minimale d'un voile.

$a$  : épaisseur du voile.

## II.5 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'**ELS** pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple  $N_s$ , en supposant que seul béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

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

$N_s$  : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

$S$  : section transversale du poteau.

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

$$\sigma_{sol} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

L'effort normal «  $N_s$  » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

**II.5.1 Descente de charges :**

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

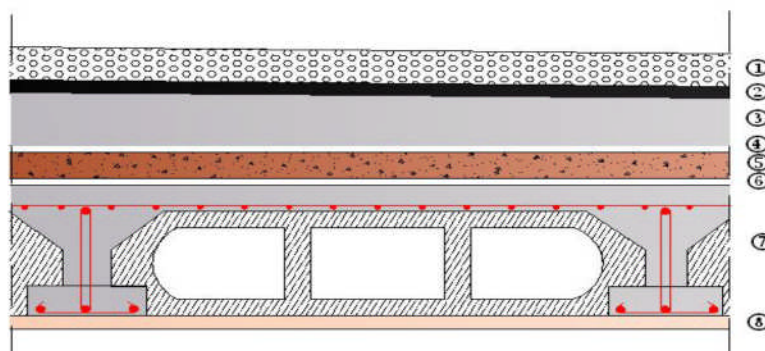
**II.5.1.1 Charges permanentes :**

**a. Toiture :**

*Tableau II.5-1: Valeur de la charge permanente Gt du la toiture.*

<i>Eléments constituant la toiture</i>	<i>La charge (KN/m<sup>2</sup>)</i>
Tuiles mécaniques à emboîtement (litage compris)	0,4
Chevrans et pannes	0,1
Murs pignons	0.9
	<b>Gt = 1.4</b>

**b. Plancher terrasse (inaccessible)**



*Figure II.7 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.*

*Tableau II.5-2: charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.*

<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Charge (KN/m<sup>2</sup>)</i>
1-Protection en gravillon	0.05	1
2-Etanchéité multicouche	0.05	0.1
3-Forme de pente 1%	0.10	2.2
4-Isolation thermique	0.04	0.16
5-Dalle en corps creux	0.20	2.8
6-Enduit plâtre	0.02	0.2
7-Couche de papier kraft	/	0.01
8-Couche de par vapeur	/	0.01
		<b>6.48</b>

c. Plancher étage courant :

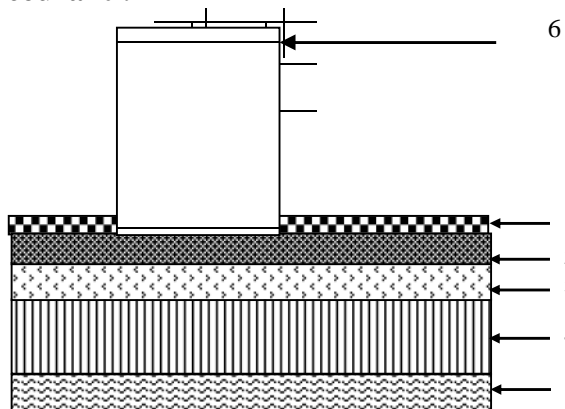


Figure II.5.1 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Tableau II.5-3 : : valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle en corps creux	(16+4)	2.80
5. Enduit de plâtre	2	0.20
6. Cloison	10	0.90
		<b>Gt = 5.50</b>

d. Maçonnerie :

➤ Mur extérieur :

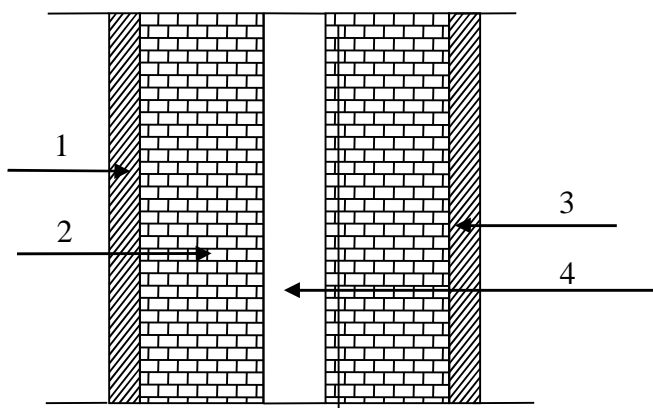


Figure II.5.2 : Coupe verticale du mur double cloison.

Tableau II.5-4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Mortier de ciment	2	0.36
2. Brique creuse	2x10	2x0.9 = 1.8
3. Enduit plâtre	2	0.20
4. Lambe d'aire	5	/

➤ Mur intérieur :

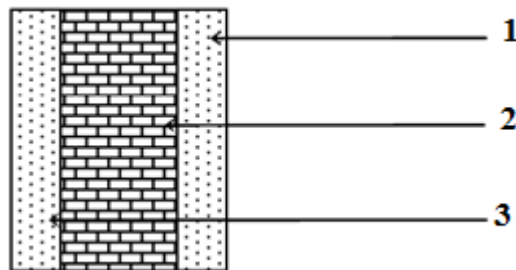


Figure II.5.3 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

Tableau II.5-5 : Charge revenant aux murs intérieurs.

Eléments	Epaisseur (m)	Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
1. Enduit et plâtre	0.02	0.2
2. Brique creuse	0.10	0.9
3. Enduit et plâtre	0.02	0.2
		GT=1.30

## e. Balcon (en corps creux)

Tableau II.5-6: la charge de balcon.

<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur</i>	<i>La charge (KN/m<sup>2</sup>)</i>
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle en corps creux	(16+4)	2.80
5. Enduit de plâtre	2	0.20
6. Cloison	10	0.90
		<b>Gt = 5.50</b>

## II.5.1.2 surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

Tableau II.5-7: Valeur des surcharges d'exploitation.

<i>Eléments</i>	<i>La surcharge (KN/m<sup>2</sup>)</i>
Toiture	1
Plancher terrasse	1
Plancher étage courant à usage d'habitation	2.5
Plancher à usage service	2.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5

**II.5.1.3 charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est P3

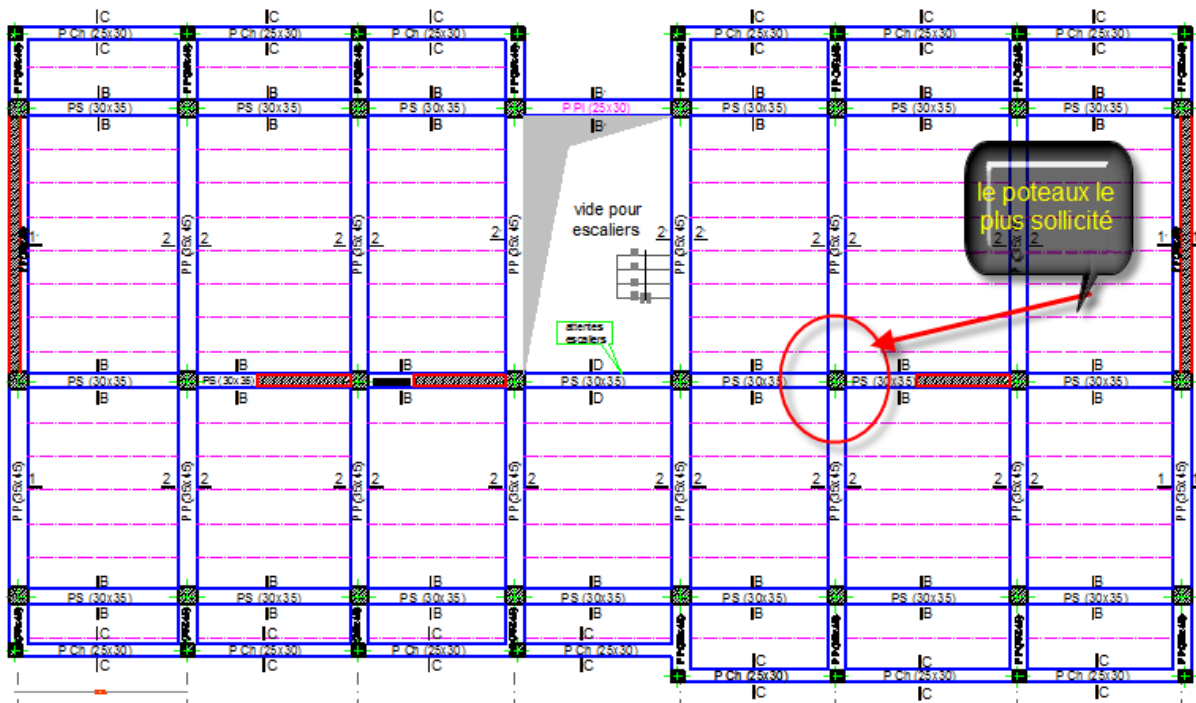


Figure II.5.4 : Le poteau le plus sollicité est P3

a. Surface d'influence :

➤ Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

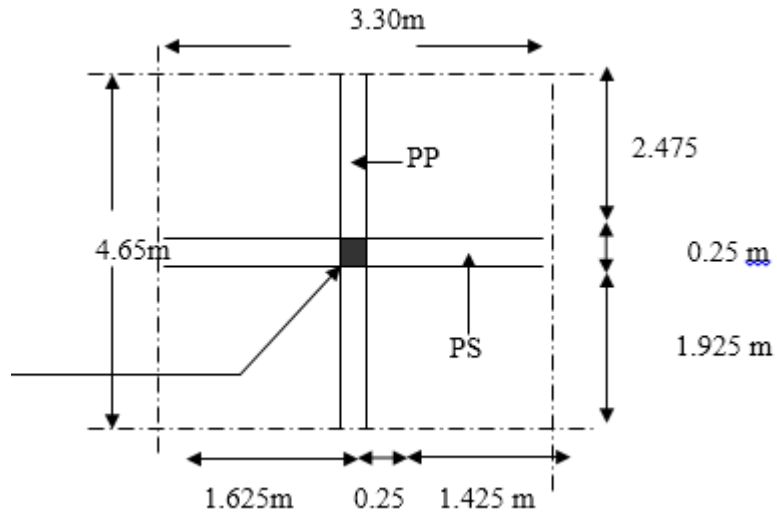


Figure II.5.5 : Surface d'influence du poteau

• Section nette :

$$S_n = (1.625 + 1.425) \times (2.475 + 1.925)$$

$$S_n = 13.42 \text{ m}^2.$$

• Section brute :

$$S_b = 4.65 \times 3.30$$

$$S_b = 15.34 \text{ m}^2.$$

➤ Surface de la toiture revenant au poteau le plus sollicité :

Cette toiture se compose de deux versants inclinés

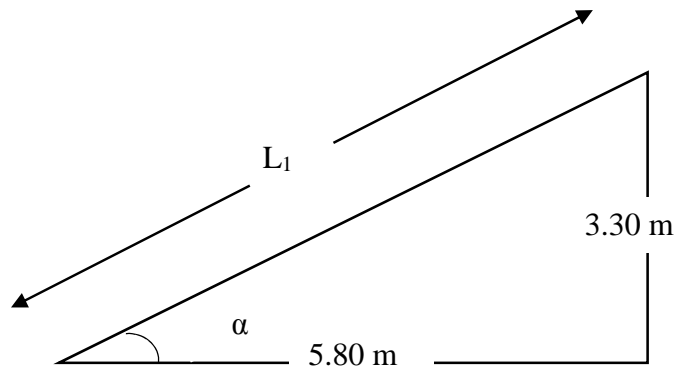
Le calcul des angles se fait comme suit :

• L=5.80 m

$$\text{tg} \alpha = \frac{3.04}{5.80} = 0.56$$

$$\alpha_1 = 29.24^\circ$$

$$L1 = \frac{5.80}{\cos \alpha} = 6.64 \text{ m}$$

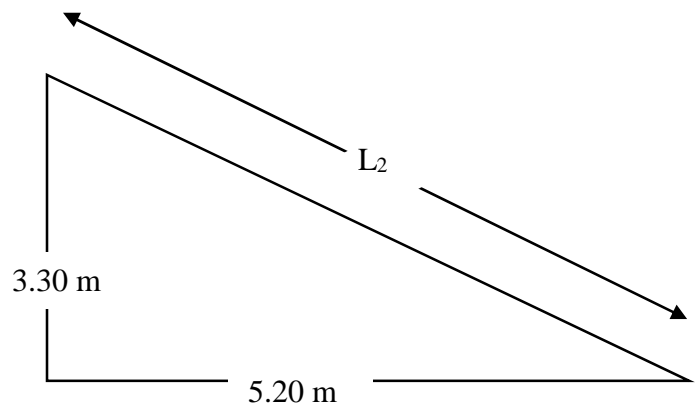


- **L=5.20 m**

$$\text{tg} \alpha = \frac{3.30}{5.20} = 0.68$$

$$\alpha_2 = 32.21^\circ$$

$$L2 = \frac{5.20}{\cos \alpha} = 5.95$$



- **Section nette :**

$$S_n = (1.625 + 1.425) \times (2.975 + 3.320)$$

$$S_n = 19.20 \text{ m}^2.$$

- **Section brute :**

$$S_b = 6.545 \times 3.30$$

$$S_b = 21.59 \text{ m}^2.$$

- **Poutres inclinée :**

$$L_{\text{max}} 664 - 25 = 639 \text{ cm.}$$

$$\text{La hauteur : } L_{\text{max}}/15 \leq ht \leq L_{\text{max}}/10$$

$$42.6 \leq ht \leq 63.9$$

$$ht = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{La largeur : } 0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$$

$$20 \leq b \leq 35$$

$$b = 35 \text{ cm.}$$

Donc la section de la poutre secondaire est  $(b \times ht) = (35 \times 45) \text{ cm}^2$ .

Vérification des exigences :

$$b = 45 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

condition vérifier.

$$ht = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

condition vérifier.

$$ht / b = 1.5 \leq 4$$

condition vérifier.

**b. Charge permanente revenant à chaque plancher :**

- toiture :  $G_t = 0.5 \text{ KN/m}^2$
- terrasse :  $G_t = 6.48 \text{ KN/m}^2$
- Plancher sous toiture :  $G_t = 3 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher étage courant :  $G_t = 5.55 \text{ KN/m}^2$ .

**c. Poids revenant à chaque plancher :**

Poids du plancher  $P = G \times S$ .

- **Toiture :**  
 $P = 0.5 \times 19.20 = 9.6 \text{ KN}$ .
- **Plancher sous toiture :**  
 $P = 3 \times 13.42 = 40.26 \text{ KN}$ .
- **Plancher étage courant :**  
 $P = 5.5 \times 13.42 = 73.81 \text{ KN}$ .

**d. Poids propre revenant à chaque poutre :**

$P = b \times h \times L \times \rho$  avec :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^2$

- **Poutres principales :**  
 $P_{PP} = (0.45 \times 0.35) \times 25 \times (4.65 - 0.25) = 17.32 \text{ KN}$ .
- **Poutres secondaires :**  
 $P_{PS} = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times (3.3 - 0.25) = 8.00 \text{ KN}$ .
- **Poutres inclinées :**  
 $P_{Pin} = (0.35 \times 0.45) \times 25 \times (6.64 - 0.25) = 26.04 \text{ KN}$ .

D'où le poids totale

-plancher :  $P = 17.32 + 8.00 = 25.32 \text{ KN}$

- toiture :  $P = 8.00 + 9.6 = 17.60 \text{ KN}$

**e. Poids propre des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

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

- Poids de poteaux de S / Sol et RDC :  
 $G = 0.30 \times 0.30 \times 4.08 \times 25 = 9.180 \text{ KN.}$
- Poids de poteau des étages courants :  
 $G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.880 \text{ KN.}$
- Poids de poteau de la toiture :  
 $G = 0.30 \times 0.30 \times 3.30 \times 25 = 7.425 \text{ KN}$

#### f. Surcharge d'exploitation :

- Toiture  $Q_0 = 1.00 \times 19.20 = 19.20 \text{ KN.}$
- Plancher sous toiture :  $Q_1 = 1.5 \times 13.42 = 20.13 \text{ KN}$
- Plancher étage courant :  $Q_2, Q_3 = \dots = Q_5 = 1.50 \times 13.42 = 20.13 \text{ KN.}$
- Plancher, 1<sup>er</sup> étage :  $Q_6 = 2.5 \times 13.42 = 33.55 \text{ KN}$
- Plancher sous-sol  $Q_8, Q_9 = 2.5 \times 13.42 = 33.55 \text{ KN}$

#### II.6 Loi de dégression de charge :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad ; \text{ Pour } n \geq 5.$$

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la charpente

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage  $i$ .

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

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

*Tableau II.6-1 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.*

niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	base
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71	0.69	0.67

**Les surcharges cumulées****Niveau 8** :  $Q_0$ **Niveau 7** :  $Q_0+Q_1$ **Niveau 6** :  $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$ **Niveau 5** :  $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$ **Niveau 4** :  $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ **Niveau 3** :  $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ **Niveau 2** :  $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ **Niveau 1(RDC)** :  $Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7)$ **Sous-sol 2** :  $Q_0+0.79 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8)$ **Sous-sol 1** :  $Q_0+0.67 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)$ **Calcul des surcharges****Niveau 8** :  $Q_0 = 19.20\text{KN}$ .**Niveau 7** :  $Q_1 = 19.20 + 20.13 = 39.33 \text{ KN}$ .**Niveau 6** :  $Q_2 = 19.20 + 0,95 (20.13 + 20.13) = 57.44\text{KN}$ .**Niveau 5** :  $Q_3 = 19.20 + 0,90 (20.13 \times 3) = 73.55 \text{ KN}$ .**Niveau 4** :  $Q_4 = 19.20 + 0,85 (20.13 \times 4) = 87.647\text{KN}$ .**Niveau 3** :  $Q_5 = 19.20 + 0,80 [(20.13 \times 5) = 99.72\text{KN}$ .**Niveau 2** :  $Q_6 = 19.20 + 0,75 [(20.13 \times 5) + 33.55] = 119.85 \text{ KN}$ .**Niveau 1(RDC)** :  $Q_7 = 19.20 + 0,71 [(20.13 \times 5) + 33.55 \times 2] = 138.30 \text{ KN}$ .**Sous-sol 2** :  $Q_8 = 19.20 + 0,69 [(20.13 \times 5) + 33.55 \times 3] = 158.09 \text{ KN}$ .**Sous-sol 1** :  $Q_9 = 19.20 + 0,67 [(20.13 \times 5) + 33.55 \times 4] = 176.54 \text{ KN}$ .

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vue la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de **RPA99 (version 2003)** suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{en zone IIa.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Tableau II.6-2 : Prés dimensionnement des poteaux.

Niveaux	Charges pérennante [KN]					Charges d'exploitations [KN]		Efforts Normaux	$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_c 28}$ (cm <sup>2</sup> )	Section Minimale Limité par Le RPA (cm <sup>2</sup> )	Section Adoptée (cm <sup>2</sup> )
	G Plancher	G Poutre	G Poteaux	G Total	G Cumulé	Q plancher	Q Cumulé				
toiture	24.17	34.04	7.42	65.630	65.630	19.200	19.20	84.83	113.10	25x25	35x35
6	40.26	28.67	6.88	75.810	141.44	20.130	39.33	180.77	241.02	25x25	35x35
5	73.81	28.67	6.88	109.360	250.800	20.130	59.46	310.26	413.68	25x25	35x35
4	73.81	28.67	6.88	109.360	360.160	20.130	79.59	439.75	586.33	25x25	35x35
3	73.81	28.67	6.88	109.360	469.520	20.130	99.72	569.24	758.99	25x25	40x40
2	73.81	28.67	6.88	109.360	578.880	20.130	119.85	698.46	931.64	25x25	40x40
1	73.81	28.67	6.88	109.360	688.240	33.550	153.4	841.64	1122.99	25x25	40x40
RDC	73.81	28.67	9.18	111.660	799.900	33.550	186.95	986.85	1315.80	25x25	45x45
Sous-sol 2	73.81	28.67	9.18	111.660	911.560	33.550	220.5	1132.06	1509.41	25x25	45x45
Sous-sol 1	73.81	28.67	9.18	111.660	1023.220	33.550	254.05	1277.27	1703.03	25x25	45x45

**Remarque :**

- On a adopté pour les poteaux des sections supérieures à celle trouvée dans les calculs pour la raison : Une bonne répartition des aciers.

**II.7 Vérification : (R.P.A 99) :**

**II.7.1 Vérifications relatives aux exigences du RPA :**

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < b_1/h_1 < 4$

*Tableau II.7-1: Vérification aux RPA.*

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 35 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
40x40	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 40 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	
45x45	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 45 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.40 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	

**II.7.2 Vérification de la résistance des poteaux au flambement**

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

Il faut vérifier l'élanement  $\lambda$  des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0,7 l_0$ )

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

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ )

$l_0$  : longueur libre du poteau.

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

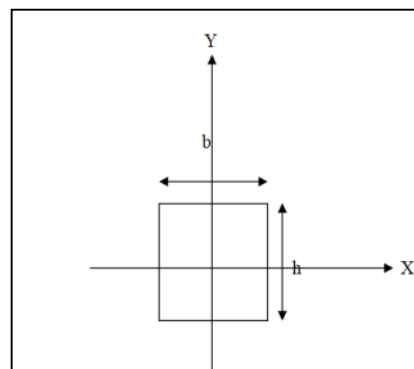


Figure II.7.1 : Coupe du poteau.

Tableau II.7-2 : Vérification du flambement des poteaux.

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	i (cm)	l <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> (cm)	λ	Condition λ ≤ 50
toiture	35	35	125052	1225	10.10	306	214,2	21.20	condition vérifiée
6	35	35	125052	1225	10.10	306	214,2	21.20	condition vérifiée
5	35	35	125052	1225	10.10	306	214,2	21.20	condition vérifiée
4	35	35	125052	1225	10.10	306	214,2	21.20	condition vérifiée
3	40	40	213333,33	1600	11,55	306	214,2	18,54	condition vérifiée
2	40	40	213333,33	1600	11,55	306	214,2	18,54	condition vérifiée
1	40	40	213333,33	1600	11,55	306	214,2	18,54	condition vérifiée
RDC	45	45	341718.75	2050	12.99	408	285.6	21.98	condition vérifiée
Sous-sol 2	45	45	341718.75	2050	12.99	408	285.6	21.98	condition vérifiée
Sous-sol 1	45	45	341718.75	2050	12.99	408	285.6	21.98	condition vérifiée

On conclue que la condition de l'élanement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

### II.7.3 Vérification de l'effort normal à la base :

On doit vérifier que  $v = \frac{N_s}{S \times f_{c28}} \leq 0,3$

$$v = \frac{1277270}{450 \times 450 \times 25} = 0,25 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

### II.8 Conclusion

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

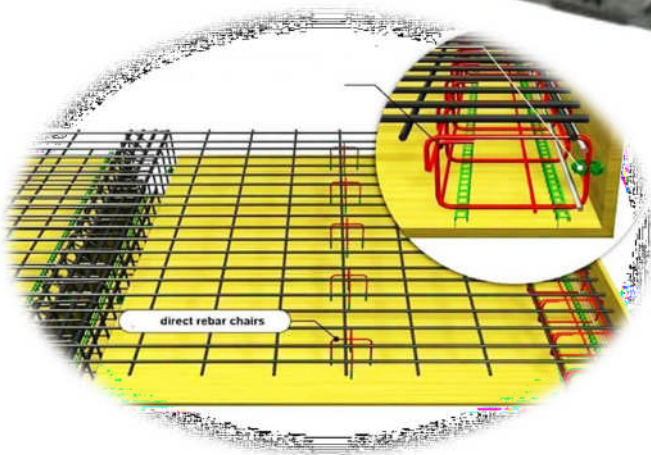
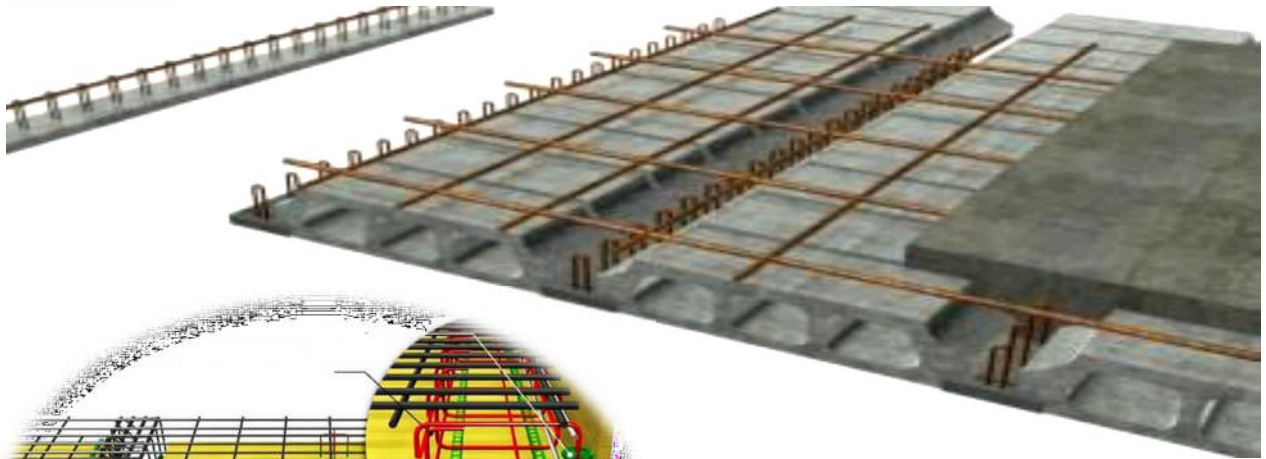
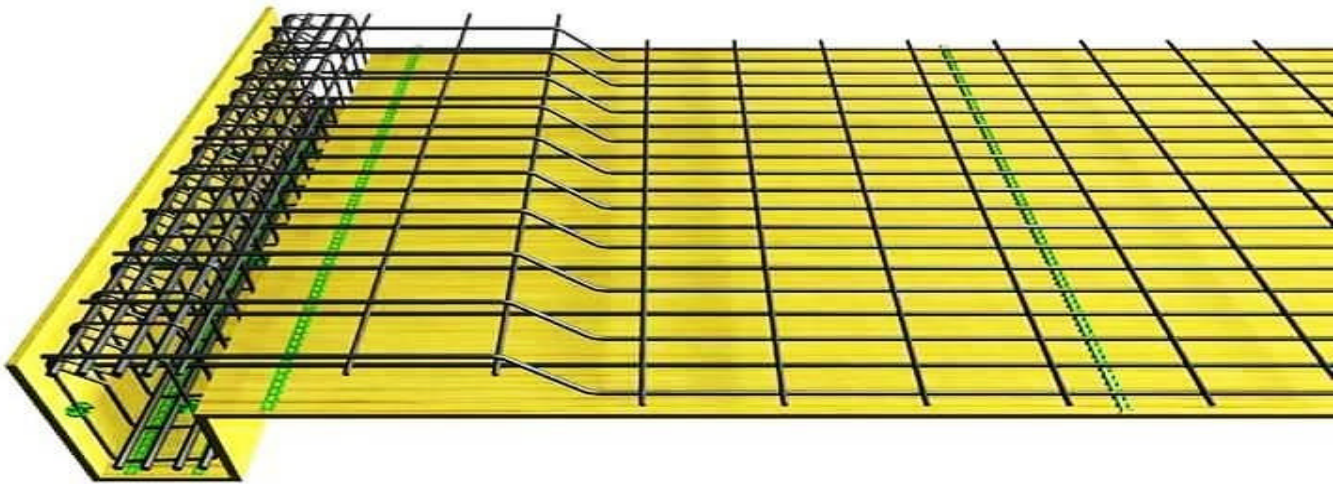
*Tableau II.8-1: Pré dimensionnement des différents éléments.*

Elément		Pré dimensionnements
Planchers		ht= 20 cm
Voiles		a= 20 cm
Poutres	Poutres principales	(35 × 45)cm <sup>2</sup>
	Poutres secondaires	(30 × 35)cm <sup>2</sup>
	Poutres incliné	(35 × 45)cm <sup>2</sup>
	Poutres chainages	(25 × 30)cm <sup>2</sup>
	Poutres paliers	(25 × 30)cm <sup>2</sup>
Poteaux	2 Sous-sol et RDC	(45 × 45)cm <sup>2</sup>
	1 <sup>er</sup> e, 2eme et 3eme étages	(40 × 40)cm <sup>2</sup>
	4 <sup>eme</sup> étages au dernier niveau	(35 × 35)cm <sup>2</sup>

Ce résultat nous servira dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

# Chapitre III :

## Calcul des éléments



## Calcul de la charpente :

### III.1.1 Introduction :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés à  $29,24^\circ$  et  $32,21^\circ$  et reposant de part et d'autre sur des murs de pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, cheverons et liteaux) puis vérifier leurs résistances sous différentes sollicitations.

### III.1.2 Détermination des charges et surcharges :

- **Charges permanentes :**

- Poids des tuiles et des liteaux ....  $0,40 \text{ KN/m}^2$
  - Poids des pannes et des cheverons .....  $0,10 \text{ KN/m}^2$
- $$G=0,5\text{KN/m}^2$$

- **Charges d'exploitation :**

- poids de la neige .....  $1 \text{ KN/m}^2$
- $$Q=1\text{KN/m}^2$$

- **Combinaisons de charge :**

**ELU :**  $1,35 \times G + 1,50 \times Q$  :

$$q_u = 1,35 \times 0,50 + 1,50 \times 1 \quad \rightarrow \quad q_u=2,175\text{KN/m}^2$$

**ELS :**  $G + Q$

$$q_s = 0,50 + 1 \quad \rightarrow \quad q_s=1,50\text{KN/m}^2$$

**Remarque :** dans  $1\text{m}^2$  de toiture, nous aurons une panne et deux chevrons ; leurs sections est respectivement  $(15 \times 25) \text{ cm}^2$  et  $(5 \times 4,5) \text{ cm}^2$

### III.1.3 Détermination des efforts revenant aux différents éléments a l'ELU :

#### III.1.3.1 Efforts revenant aux pannes

-Espacement des pannes :  $e_p=1\text{m}$

-Portée des pannes :  $3,50\text{m}$

Avec :  $q_p=q_u \times e_p = 2,175 \times 1$   
 $q_p=2,175\text{KN/ml}$

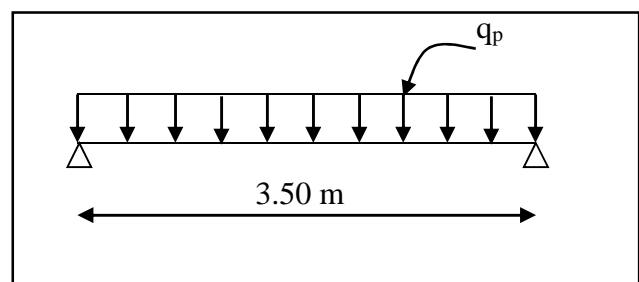


Figure III.1.1 Schéma de chargement de la panne.

**III.1.3.2 Effort revenant aux chevrons**

-Espacement des chevrons : 0.5 m

-Portée des chevrons : 1m

Avec :  $q_c = 0.5 \times 2.175$

$$q_c = 1.087 \text{ KN/ml}$$

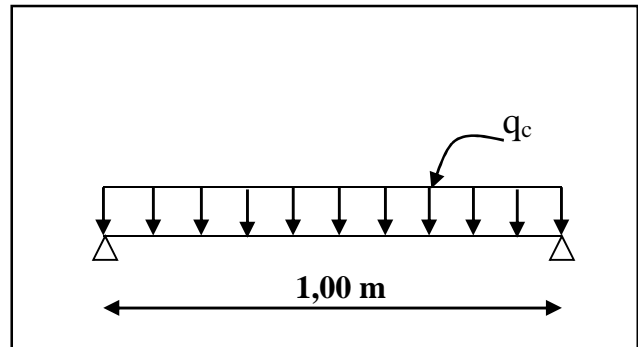


Figure III.1.2 : schéma de chargement de chevrons

**III.1.3.3 Efforts revenant aux liteaux :**

-Espacement des liteaux :  $e_l = 0,30\text{m}$

-Portée des liteaux :  $l_l = 0.50 \text{ m}$

$$q_l = 2.175 \times 0,30 = 0.652 \text{ KN/ml}$$

$$q_l = 0.652 \text{ KN/ml}$$

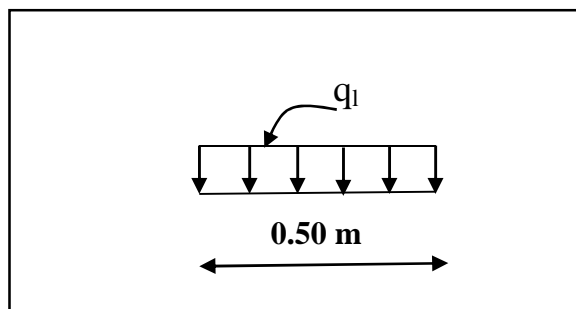


Figure III.1.3 schémas de chargement de liteaux

**III.1.4 Dimensionnement des éléments de la charpente :**

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie I et d’après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travail en flexion déviées est  $\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

**III.1.4.1 Dimensionnement de la panne :**

La panne est considère comme poutre simplement appuyées sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge  $q_p$  comme le montre le schéma suivant :

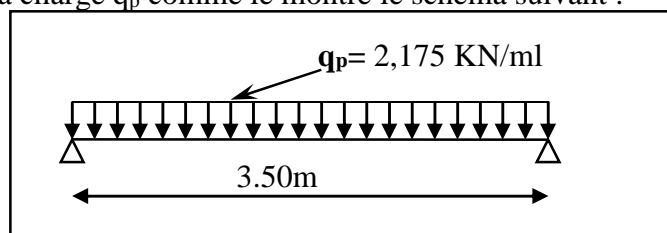


Figure III.1.4 Schéma de chargement de la panne

1<sup>er</sup> cas :  $\alpha = 29.24^\circ$

Vérification de la contrainte admissible du bois :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{xx}}v + \frac{M_{fy}}{I_{yy}}v \leq \bar{\sigma}_f$$

$\sigma_f$  : Contrainte dans le bois.

$M_{fx}$  : Moment fléchissant dans le sens (x-x).

$M_{fy}$  : Moment fléchissant dans le sens (y-y).

$W_x$  : Module de résistance.

$W_y$  : Module de résistance.

$\bar{\sigma}_f$  : Contrainte limites admissible dans le bois.

#### a. Décomposition de $q_p$

Détermination des deux composantes de  $q_p$  suivant xx et yy :

Suivant xx :  $q_{px} = q_p \times \sin \alpha = 2.175 \times \sin 29.24^\circ = 1.062 \text{ KN/ml}$

Suivant yy :  $q_{py} = q_p \times \cos \alpha = 2.175 \times \cos 29.24^\circ = 1.898 \text{ KN/ml}$

#### b. Moments fléchissant :

$$\text{Suivant xx : } M_{fx} = \frac{1}{8} q_{px} \cdot L_p^2$$

$$\text{Suivant yy : } M_{fy} = \frac{1}{8} q_{py} \cdot L_p^2$$

$$M_{fx} = \frac{1}{8} \times 1.062 \times 3.50^2 = 1,626 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = \frac{1}{8} \times 1.898 \times 3.50^2 = 2.906 \text{ KN.m}$$

#### c. Modules de résistance :

$$w_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^3}{12} \times \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \times 25^2}{6} = 1562.5 \text{ cm}^3$$

$$w_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^3}{12} \times \frac{2}{h} = \frac{hb^2}{6} = \frac{25 \times 15^2}{6} = 937.5 \text{ cm}^3$$

On aura :

$$\sigma_f = \frac{1,626 \times 10^4}{1562.5} + \frac{2,906 \times 10^4}{937.5} = 41.40 \text{ daN/cm}^2$$

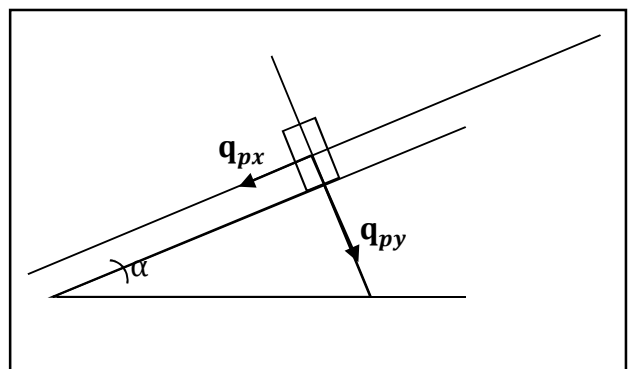


Figure III.1.5: Schéma statique de la panne

$$\sigma_f = 41.40 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :(Art 4.962/CB71)

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par :

$$\overline{f} = \frac{L_p}{300} \quad \text{Avec : } L_p : \text{Portée de la panne}$$

$$\overline{f} = \frac{350}{300} = 1.16 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_s \cdot L^2}{48 \cdot E_f \cdot \frac{h}{2}}$$

Avec :1

$E_f$  : Module de déformation de la flèche

$$E_f = 11000 \sqrt{\overline{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$$

Par un raisonnement identique à celui développé à l'ELU, on trouve à l'ELS  $\sigma_s = 28.544 \text{ daN/m}^2$ :

$$f = \frac{5 \times 28.544 \times 350^2}{48 \times 131080.13 \times 25/2} = 0,22 \text{ cm}$$

$$f < \overline{f} = 1.16 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

- 2<sup>eme</sup> cas :=32.21° :

**a. Décomposition de  $q_p$**

Détermination des deux composantes de  $q_p$  suivant xx et yy :

Suivant xx :  $q_{px} = q_p \times \sin \alpha = 2.175 \times \sin 32.21^\circ = 1.159 \text{ KN/ml}$

Suivant yy :  $q_{py} = q_p \times \cos \alpha = 2.175 \times \cos 32.21^\circ = 1.840 \text{ KN/ml}$

**b. Moments fléchissant :**

Suivant xx :  $M_{fx} = \frac{1}{8} q_{px} \cdot L_p^2$

Suivant yy :  $M_{fy} = \frac{1}{8} q_{py} \cdot L_p^2$

$$M_{fx} = \frac{1}{8} \times 1.159 \times 3.50^2 = 1.775 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = \frac{1}{8} \times 1.840 \times 3.50^2 = 2.817 \text{ KN.m}$$

**c. Modules de résistance :**

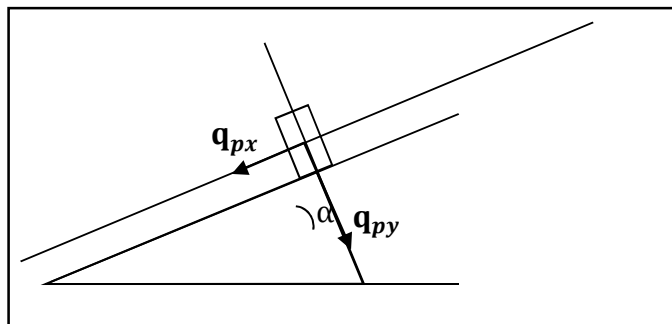


Figure III.1.6: Schéma statique de la panne

$$w_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^3}{12} \times \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \times 25^2}{6} = 1562.5 \text{ cm}^3$$

$$w_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^3}{12} \times \frac{2}{h} = \frac{hb^2}{6} = \frac{25 \times 15^2}{6} = 937.5 \text{ cm}^3$$

On aura :

$$\sigma_f = \frac{1.775 \times 10^4}{1562.5} + \frac{2.817 \times 10^4}{937.5} = 41.408 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 69.50 < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :(Art 4.962/CB71)

Par un raisonnement identique à celui développé à l'ELU, on trouve à l'ELS  $\sigma_s = 28.565 \text{ daN/m}^2$  :

$$f = \frac{5 \times 28.565 \times 350^2}{48 \times 131080.13 \times 25/2} = 0,22 \text{ cm}$$

$$f < \overline{f} = 1,20 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible  $\Rightarrow$  Notre section est bonne.

**III.1.4.2 Dimensionnement des cheverons :**

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge  $q_c$  le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis comme le montre le schéma suivant :

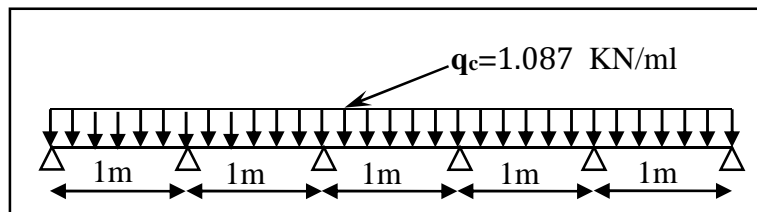


Figure III.1.7 : Schéma de chargement de chevron

Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{M_f \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

Détermination des moments fléchissant :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité de ceux-ci, les moments en travée ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

Aux appuis :  $M_{fa} = 0,80 M_0$

En travée :  $M_{ft} = 0,66 M_0$

Avec :

$$M_0 = \frac{1}{8} q_c \cdot L_0^2 = \frac{1}{8} \times 1.087 \times 1^2 = 0.136 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_{fa} = 0.80 \times 0.136 = 0.109 \text{ KN.m}$

$M_{ft} = 0.66 \times 0.136 = 0.089 \text{ KN.m}$

Calcul de module de résistance :

$$\frac{I_y}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{4.5 \times 5^2}{6} = 18.75 \text{ cm}^3$$

Donc on aura ;

Aux appuis :  $\sigma_{fa} = \frac{0.109 \times 10^4}{18.75} = 58.13 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f$  **Condition vérifiée**

En travée :  $\sigma_{ft} = \frac{0.089 \times 10^4}{18.75} = 47.46 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f$  **Condition vérifiée**

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche se fait à l'ELS .

La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, linteaux) est

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} = 0,5 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_c^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} \leq \bar{f}$$

Aux appuis :  $f = \frac{5 \times 58.13 \times 100^2}{48 \times 131080.13 \times \frac{5}{2}} = 0.18 \text{ cm} < \bar{f} = 0.6 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

En travée :  $f = \frac{5 \times 47.46 \times 120^2}{48 \times 131080.13 \times \frac{5}{2}} = 0.15 \text{ cm} < \bar{f} = 0.6 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

Donc la section choisie est admise.

**III.1.4.3 Dimensionnement des linteaux:**

Le dimensionnement et l'étude des linteaux se fait de la même manière que la panne.

On choisit une section de (3x3) cm<sup>2</sup>.

- 1<sup>er</sup> cas :  $\alpha = 29.24^\circ$

Vérification des contraintes :

Suivant xx' :  $q_{lx} = q_L \cdot \sin \alpha = 0.652 \sin 29.24^\circ = 0.318 \text{ KN/ml}$

Suivant yy' :  $q_{ly} = q_L \cdot \cos \alpha = 0.652 \cos 29.24^\circ = 0.569 \text{ KN/ml}$

$$M_{fx} = \frac{1}{8} \times 0.318 \times 0.50^2 = 0.0099 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = \frac{1}{8} \times 0.569 \times 0.50^2 = 0.018 \text{ KN.m}$$

Calcul des modules des résistances :

$$W_x = \frac{I_{xx'}}{V} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy'}}{V} = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^3$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{0.0099 \times 10^4}{4.5} + \frac{0.018 \times 10^4}{4.5} = 62 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots$$
 **condition vérifiée**

Vérification de la flèche :

Par un raisonnement identique à celui développé à l'ELU, on trouve à

l'ELS  $\sigma_s = 42.22 \text{ daN} / \text{m}^2$

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_s \cdot L_c^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} \leq \bar{f}$$

$$f_a = \frac{5 \times 42.22 \times 50^2}{48 \times 131080.13 \times 3/2} = 0.056 \text{ cm} < \bar{f} = 0.25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- 2<sup>eme</sup> cas :  $\alpha = 31.21^\circ$

En suit les mêmes étapes de calcul à  $\alpha = 29.24^\circ$

On aura :

$$\sigma_f = 62.22 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$f_a = 0.057 \bar{f} = 0.25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible  $\Rightarrow$  Notre section est bonne

**III.1.5 Assemblage de la charpente :**

Pour l'assemblage de notre charpente on a opté pour un assemblage avec cloue, qui est un assemblage pratique et facile à réaliser, ce type d'assemblage garantie une très bonne transmission des efforts.

Le choix du diamètre des clous est conditionne par : (*Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84*)

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

	Epaisseur	Diamètre
Bois frais et tendu Pendant la mise en œuvre	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{7}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
Bois sec et dur Pendant la mise en œuvre	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{11}$

Tableau III.1-1 Le diamètre « d »

Sachant que la pièce la plus mince (linteaux) a une épaisseur de 3 cm est le bois mise en œuvre est un bois sec et durs alors :

$$d \leq \frac{e}{11} = \frac{30}{11} = 2.72mm$$

$$d \leq 2.72mm$$

**Remarque :** L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par gouttières qui seront prévues sur les rives de bâtiment.

### III.1.6 Conclusion :

- **Pannes :** (12x25) cm<sup>2</sup> avec L<sub>p</sub>=3.50 m
- **Chevrons :** (5x4.5) cm<sup>2</sup> avec L<sub>c</sub>= 1.5 m
- **Linteaux :** (3x3) cm<sup>2</sup> avec L<sub>l</sub> = 0.5 m

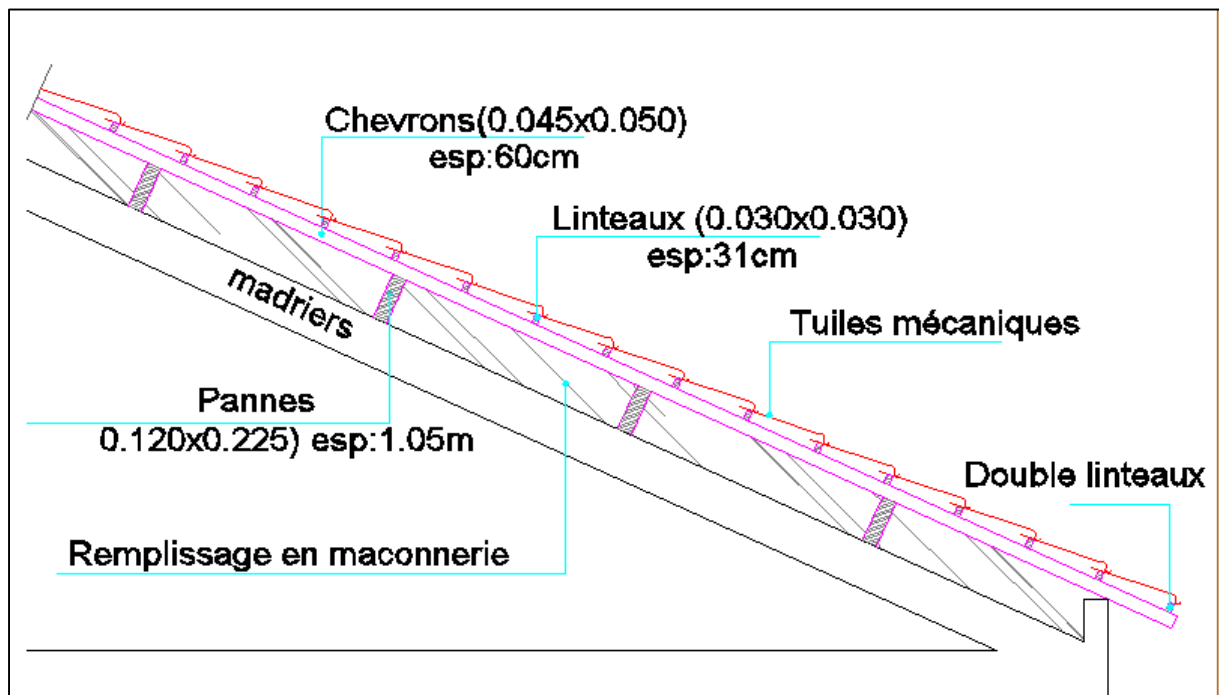


Figure III.1.8 charpente

### III.2 Calcul des planchers :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Dans notre cas, nous avons deux planchers différents et le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tous les planchers

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en Té, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression

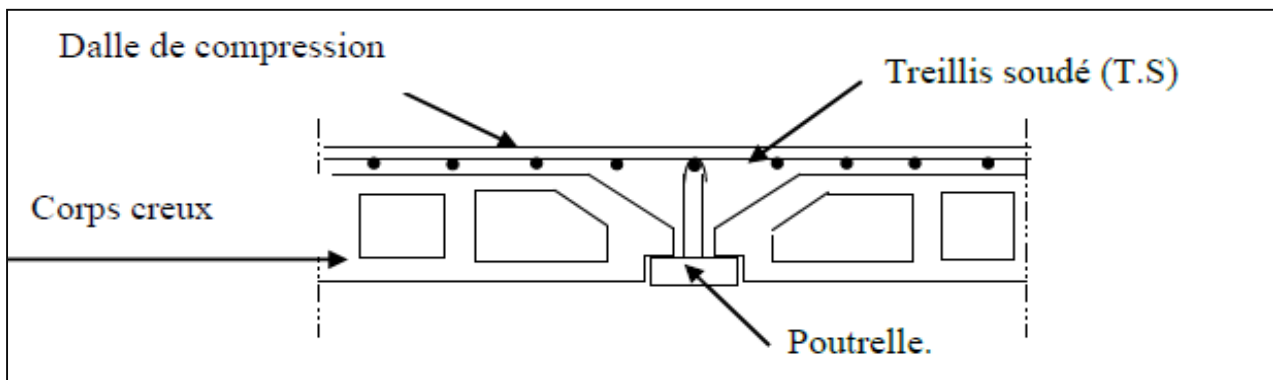


Figure III.2.1: Schéma descriptif d'un plancher courant.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.

#### III.2.1 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520**) dont le but est de :

- limiter les risques de fissurations par retrait .
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (BAEL 91/B.6.8,423) qui est :

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **les armatures  $\perp$  aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :**

$$A_{\perp} = \frac{4l'}{f_e}$$

Avec :  $l'$  = distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm

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

On adoptera  $A_{\perp} = 5T5/\text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$ .

- **les armatures // aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera  $A_{//} = 6T6/\text{ml} = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $St = 15 \text{ cm}$ .

#### Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

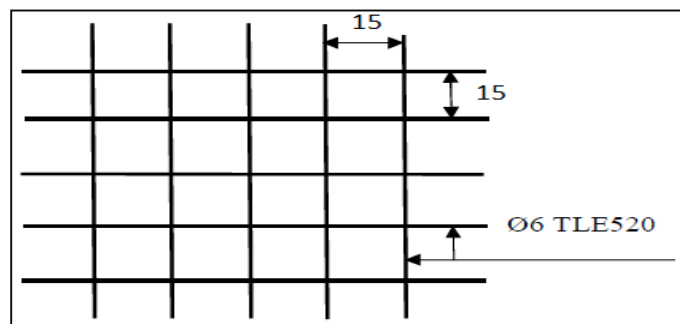


Figure III.2.2: Treillis soudées de  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$ .

#### III.2.2 Etude des poutrelles :

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

Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité :**

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

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

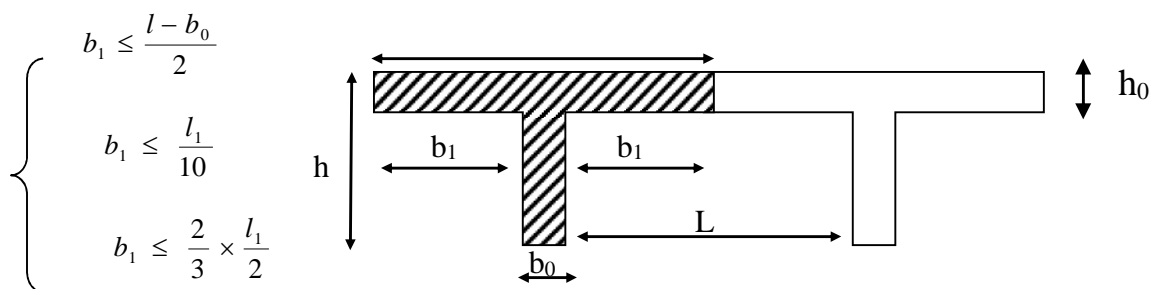


Figure III.2.3 : Caractéristique géométrique de la section en T.

Avec :

$L$  : distance entre axe des poutrelles ;

$l_1$  : portée de la plus grande travée telle que  $l_1 = 3,50$  m (la travée la plus sollicitée) ;

$b$  : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs

$b_0$  : largeur de la nervure ( $b_0 = 12$  cm) ;

$b_1$  : est le débord.

$h = 16+4 = 20$  cm (hauteur de la dalle) ;

$h_0 = 4$  cm (épaisseur de la dalle de compression) ;

$C = 2$  cm (enrobage) ;

$d = 18$  cm (hauteur utile).

D'où : Largeur efficace de la table de compression :

$$b_1 \leq 65 - 12 / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 350 / 10 = 35 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 350 / 3 = 116,66 \text{ cm}$$

On prend :  **$b_1 = 26,5$  cm**

D'où:  $b = 2b_1 + b_0 = 65\text{cm}$

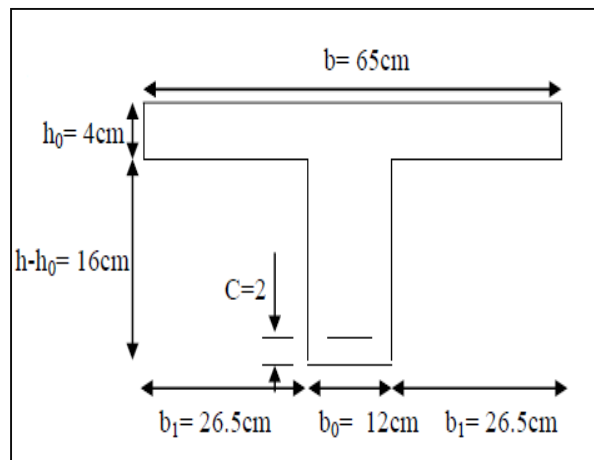


Figure III.2.4 : Dimensionnement de la poutrelle.

**a. Première étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

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

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

➤ Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ Ferrailage à l'état limite ultime (E.L.U)

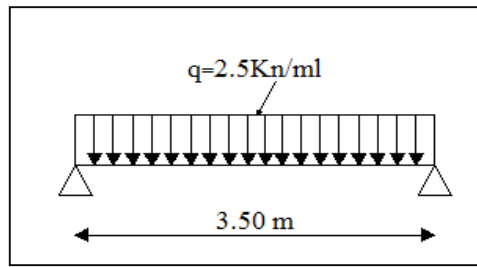


Figure III.2.5 : Schéma statique de la poutrelle.

- Calcul de moment :  $M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{3,5^2}{8} = 3,82 \text{ KN m.}$
- Calcul effort tranchant :  $T_u = q_u \frac{L}{2} = 2,5 \times \frac{3,5}{2} = 4,37 \text{ KN m.}$

➤ **Calcul des Armatures :**

$$b = 12 \text{ cm} ; d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,82}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,60 > \mu_l = 0,392 \quad \dots\dots\dots \text{ S.D.A}$$

**Conclusion :**

Comme la section de la poutrelle est faible (**12x4**) **cm<sup>2</sup>**, par conséquent, on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). on prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires, espacement entre étais : **80 à 120 cm.**

**b. Deuxième étape : Après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastés, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et les surcharges revenant au plancher elle travaille en flexion simple.

**Poids de plancher**

- **Plancher étage commercial :**

Poids propre de plancher :  $G = 5,50 \times 0,65 = 3,575 \text{ KN/ml.}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml.}$

## –Plancher étage service :

Poids propre de plancher :  $G=5.50 \times 0.65=3.575$  KN/ml.

Surcharge d'exploitation :  $Q=2.5 \times 0.65=1.625$ KN/ml.

## – Plancher étage d'habitation

Poids propre de plancher :  $G=5.50 \times 0.65=3.575$ KN/ml.

Surcharge d'exploitation :  $Q=1.5 \times 0.65=0.975$ KN/ml.

## Combinaison de charges :

## ❖ Plancher à usage service

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 1.625 = 7.263 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.575 + 1.625 = 5.2 \text{ KN/m}$$

## ❖ Plancher à usage d'habitation :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 0.975 = 6.288 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.575 + 0.975 = 4.55 \text{ KN/ml.}$$

## Remarque :

- Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage service.
- Nous avons 05 différents types de plancher à étudier.

## 1. Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments

1<sup>er</sup> cas : On a une poutre sur six (08) appuis :

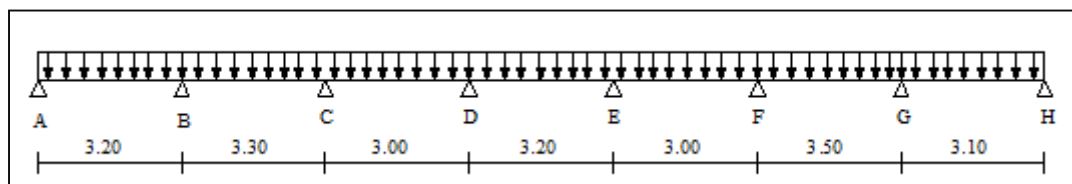


Figure III.2.6: Schéma statique de calcul du 1er cas de plancher.

❖ **Méthode forfaitaire :**

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

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

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :**

**1<sup>ère</sup> condition:**  $Q \leq \min\left(2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}\right)$

$G=5.50 \text{ KN/ml}$

$Q = 2.5 \text{ KN/ml} < \min(11 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml})=5\text{KN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**2<sup>ème</sup> condition:**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  $\rightarrow$  C.v

**3<sup>ème</sup> condition:**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**4<sup>ème</sup> condition:**

Le rapport des portées successives doit être compris entre :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

On a:

$L1 / L2 = 3.20 / 3.30 = 0.96$

$L2 / L3 = 3.30 / 3.00 = 1.10$

$L3 / L4 = 3.00 / 3.20 = 0.93$

$L4 / L5 = 3.20 / 3.00 = 1.06$

$L5 / L6 = 3.00 / 3.50 = 0.85$

$L6 / L7 = 3.50 / 3.10 = 1.12$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

$\Rightarrow$  **la méthode forfaitaire est applicable.**

**2<sup>er</sup> cas :** On a une poutre sur six (04) appuis :

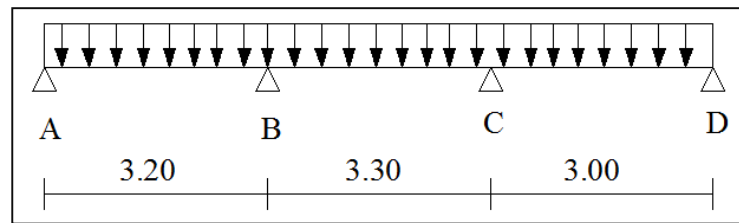


Figure III.2.7 : Schéma statique de calcul du 3ème cas de plancher.

❖ **Méthode forfaitaire :**

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99):**

**1<sup>ère</sup> condition :**  $Q \leq \min \left( 2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \right)$

$G = 5.50 \text{ KN/ml}$

$Q = 2.5 \text{ KN/ml} < \min(11 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**2<sup>ème</sup> condition :**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  $\rightarrow$  C.v

**3<sup>ème</sup> condition :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**4<sup>ème</sup> condition :**

Le rapport des portées successives doit être compris entre :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

On a:

$L1 / L2 = 3.20 / 3.30 = 0.96$

$L2 / L3 = 3.30 / 3.00 = 1.10$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

$\Rightarrow$  **La méthode forfaitaire est applicable.**

**3<sup>er</sup> cas :** On a une poutre sur six (04) appuis :

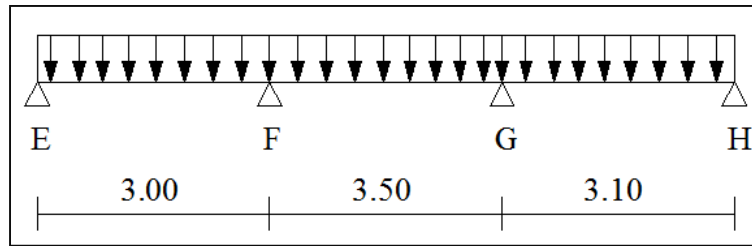


Figure III.2.8 : Schéma statique de calcul du 4ème cas de plancher.

❖ **Méthode forfaitaire :**

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :**

**1<sup>ère</sup> condition :**  $Q \leq \min \left( 2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \right)$

$G = 5.50 \text{ KN/ml}$

$Q = 2.5 \text{ KN/ml} < \min(11 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**2<sup>ème</sup> condition :**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  $\rightarrow$  C.v

**3<sup>ème</sup> condition :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**4<sup>ème</sup> condition :**

Le rapport des portées successives doit être compris entre :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

On a:

$L5 / L6 = 3.00 / 3.50 = 0.85$

$L6 / L7 = 3.50 / 3.10 = 1.12$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

$\Rightarrow$  **La méthode forfaitaire est applicable**

**2. Principe de la méthode :**

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

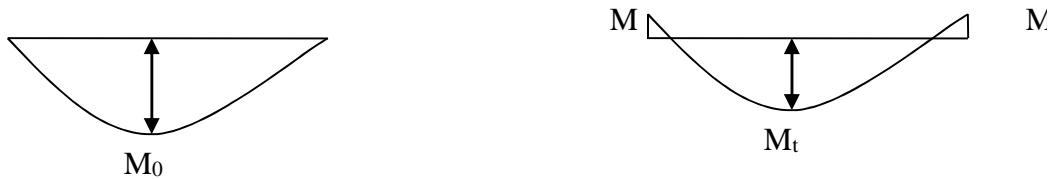


Figure III.2.9 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

**3. Exposé de la méthode :**

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓  $M_0$  : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison
- ✓  $M_0 = q l^2 / 8$  ; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓  $M_w$  et  $M_e$  : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓  $M_t$  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

1)  $M_t \geq \max [1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$

2)  $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$  Dans une travée intermédiaire

$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$  Dans une travée de rive.

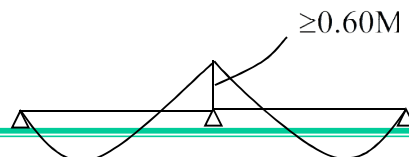
3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

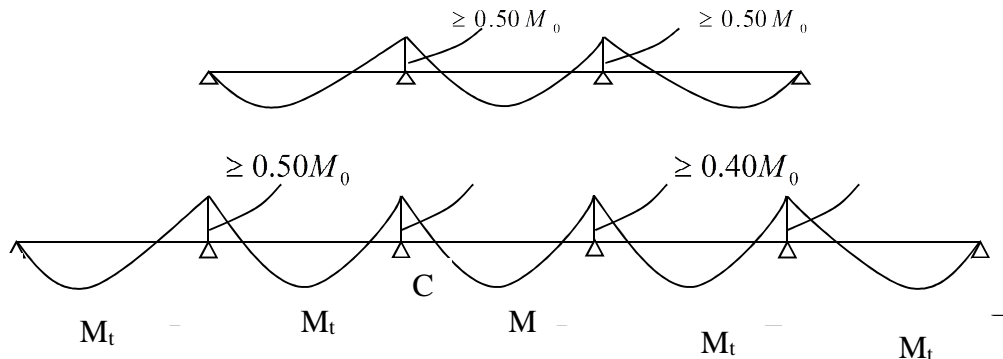
0.6  $M_0$  -----> Pour une poutre de deux travées.

0.5  $M_0$  -----> Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4  $M_0$  -----> Pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant





**4. Application :**

- **Combinaison de charge :**

ELU :  $q_u = 7.263 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = 5,20 \text{ KN/ml}$

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

$$-\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2.5}{5.50 + 2.5} = 0.3125 < \frac{2}{3}$$

Tableau III.2-1 : Tableau des coefficients.

		Travée intermédiaire	Travée de rive
$\alpha$	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.3125	1.0937	0.5469	0.6469

**1<sup>er</sup> cas**

- a. **ELU :**

Calcul à l'ELU10.1 ( $q_u = 7.263 \text{ KN/ml}$ )

- **Moment isostatique :**

Pour les travées (AB), (BC), (CD), (DE),(EF), (FG )et(GH) :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

➤ **Moments sur appuis :**

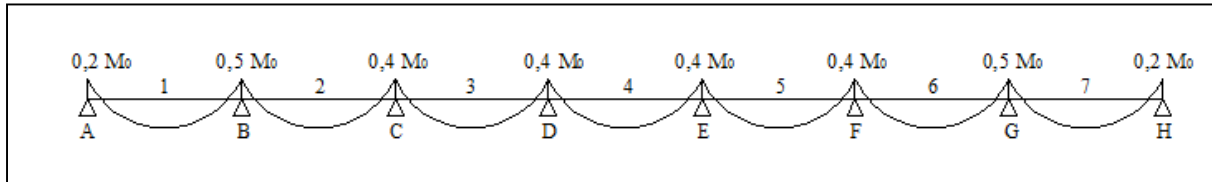


Figure III.2.10 : Moment sur appuis ELU.

➤ **Moments en travées :**

- $M_i \geq \max [1.05 M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0] - \frac{M_o + M_e}{2}$
- $M_i \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$  Dans une travée intermédiaire
- $M_i \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$  Dans une travée de rive.

➤ **Calcul des efforts tranchant :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

l : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$  : Effort tranchant de la travée isostatique,

$M_i$  et  $M_{i+1}$  sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique, on aura :

$$T_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \qquad T_e = \frac{-q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Tableau III.2-2 : Les efforts internes à ELU.

CAS	Appuis	$L_i$	Moment					Effort tranchant			
			$M_{oi}$	Coefficient	$M_{appui}$	$\alpha$	$M_{travée}$	$Ox_{gauche}$	$Ox_{droite}$	$Vx_{gauche}$	$Vx_{droite}$
1	A			0.3	2.79	0.31		0	11.62	0	12.30
	B	3.2	9.30	0.5	4.94	0.31	6.30	11.62	11.99	-10.95	11.69
	C	3.3	9.89	0.4	3.96	0.31	6.37	-11.99	10.90	-12.28	10.82
	D	3	8.17	0.4	3.72	0.31	5.10	-10.90	11.62	-10.97	11.62
	E	3.2	9.30	0.4	3.72	0.31	6.45	-11.62	10.90	-11.62	11.14
	F	3	8.17	0.4	4.45	0.31	4.85	-10.90	12.71	-10.65	13.03
	G	3.5	11.12	0.5	5.56	0.31	7.16	-12.71	11.26	-12.39	10.31
	H	3.1	8.73	0.3	2.62	0.31	5.65	-11.26	0	-12.21	0

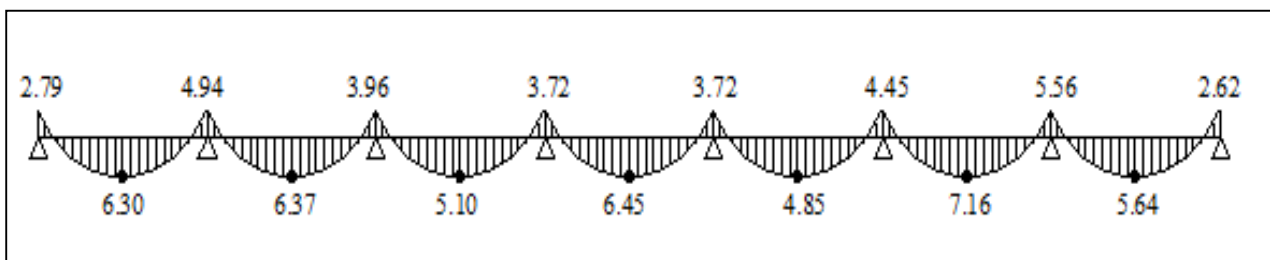


Figure III.2.11 : Diagramme des moments à ELU.

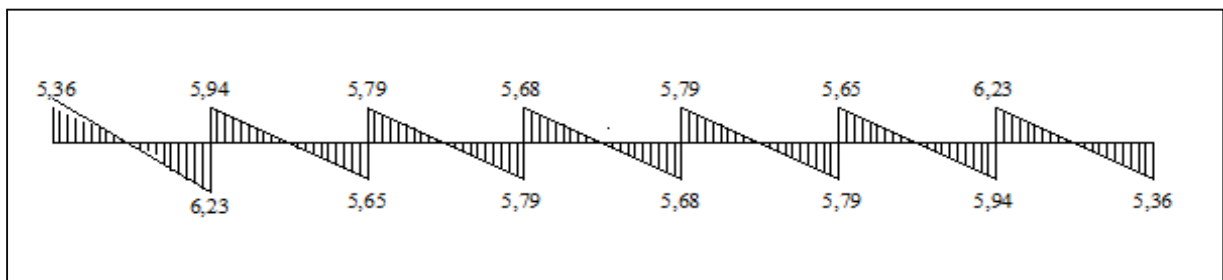


Figure III.2.12: Diagramme des efforts tranchants à ELU.

**b. ELS :**

Calcul à l'ELS ( $q_s = 5.2 \text{ KN/ml}$ )

➤ **Moment isostatique :**

Pour les travées (AB), (BC), (CD), (DE),(EF), (FG) et(GH) :

$$M_0 = \frac{q_s x l^2}{8}$$

➤ **Moments sur appuis :**

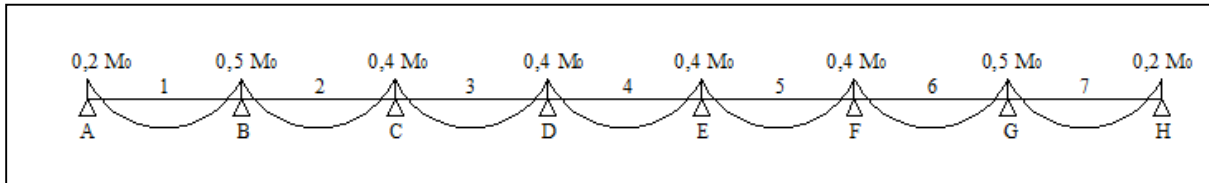


Figure III.2.13: Moment sur appuis ELS.

➤ **Moments en travées :**

- $M_i \geq \max [1.05 M_0; (1+0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_i \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$  Dans une travée intermédiaire
- $M_i \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$  Dans une travée de rive.

➤ **Calcul des efforts tranchant :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

$l$  : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$  : Effort tranchant de la travée isostatique,

$M_i$  et  $M_{i+1}$  sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique, on

aura :

$$T_w = \frac{q_s \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

$$T_e = -\frac{q_s \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Tableau III.2-3 : Les efforts internes à ELS.

CAS	Appuis	$L_i$	Moment					Effort tranchant			
			$M_{oi}$	Coefficient	$M_{appui}$	$\alpha$	$M_{travée}$	$O(x)$ gauche	$O(x)$ droite	$Vx$ gauche	$Vx$ droite
I	A			0.3	2.00	0.31		0	8.32	0	8.80
	B	3.2	6.66	0.5	3.54	0.31	5.15	-8.32	8.58	-7.84	8.37
	C	3.3	7.08	0.4	2.83	0.31	4.56	-8.58	7.80	-8.79	7.74
	D	3	5.85	0.4	2.66	0.31	3.65	-7.80	8.32	-7.86	8.32
	E	3.2	6.66	0.4	2.66	0.31	4.62	-8.32	7.80	-8.32	7.97
	F	3	5.85	0.4	3.19	0.31	3.47	-7.80	9.10	-7.63	9.33
	G	3.5	7.96	0.5	3.98	0.31	5.13	-9.10	8.06	-8.87	7.38
	H	3.1	6.25	0.3	1.87	0.31	5.15	-8.06	0	-8.74	0

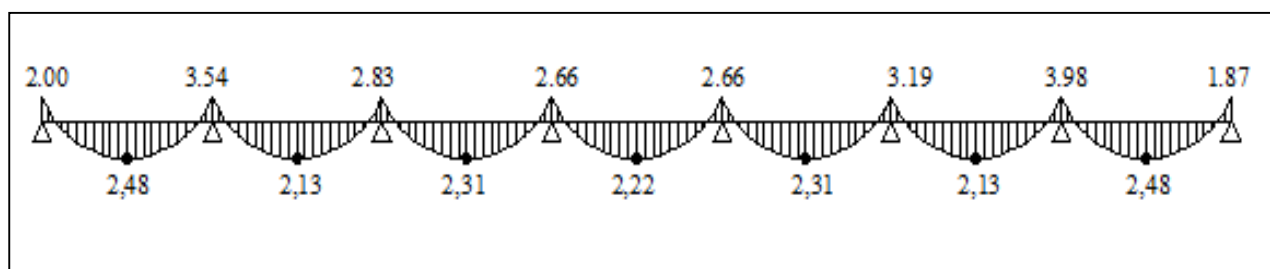


Figure III.2.14 : Diagramme des moments à ELS.

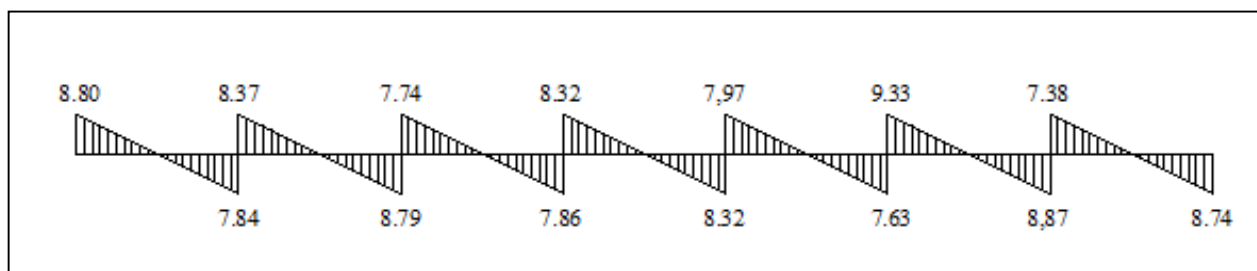


Figure III.2.15: Diagramme des efforts tranchant à ELS.

**2<sup>ème</sup> cas****a. ELU :****Calcul a l'ELU (qu= 7.263 KN/ml)**➤ **Moment isostatique :**

Pour les travées (AB), (BC), (CD) :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

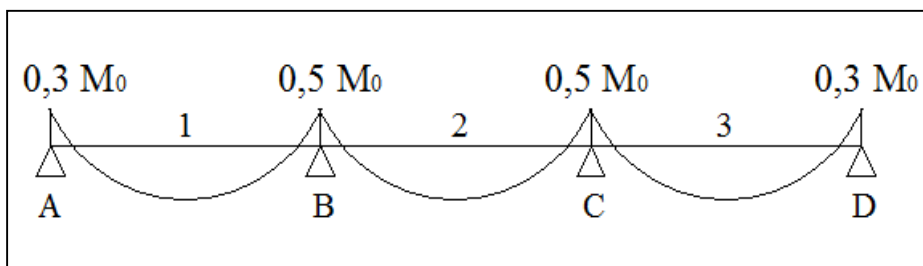
➤ **Moments sur appuis :**

Figure III.2.16 : Moment sur appuis ELU.

➤ **Moments en travées :**

- $M_t \geq \max [1.05 M_0; (1+0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$  Dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$  Dans une travée de rive.

➤ **Calcul des efforts tranchant :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

l : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$  : Effort tranchant de la travée isostatique,

$M_i$  et  $M_{i+1}$  sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique, on aura :

$$T_w = \frac{qS \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \qquad T_e = \frac{-q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Tableau III.2-4 : Les efforts internes à ELU

CAS	Appuis	$L_i$	Moment					Effort tranchant			
			$M_{oi}$	Coefficient	$M_{appui}$	$\alpha$	$M_{travée}$	$Ox_{gauche}$	$Ox_{droite}$	$Vx_{gauche}$	$Vx_{droite}$
II	A			0.3	2.79	0.31		0	11.62	0	14.04
	B	3.2	9.30	0.5	4.94	0.31	7.19	11.62	11.99	-14.04	14.98
	C	3.3	9.89	0.5	4.94	0.31	5.87	11.99	10.90	-14.98	13.66
	D	3	8.17	0.3	3.34	0.31	7.19	10.90	0.00	0.00	0.00

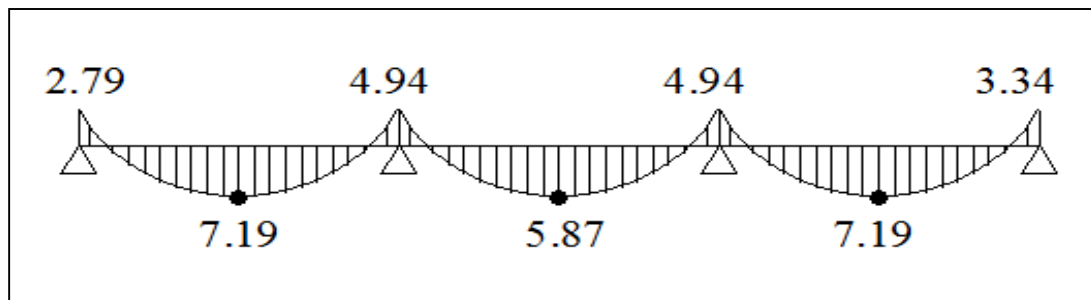


Figure III.2.17 : Diagramme des moments à ELU.

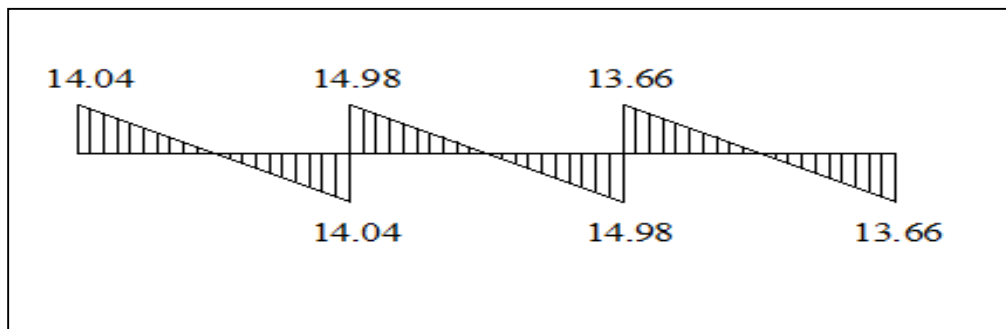


Figure III.2.18: Diagramme des efforts tranchant à ELU.

b. ELS :

Calcul a l'ELS ( $q_s = 5.2 \text{ KN/ml}$ )

➤ Moment isostatique :

Pour les travées (AB), (BC), (CD), (DE),(EF), (FG) et(GH) :  $M_0 = \frac{q_s x l^2}{8}$

➤ **Moments sur appuis :**

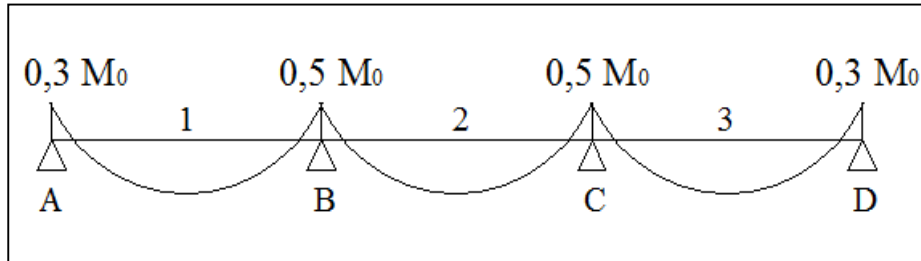


Figure III.2.19: Moment sur appuis ELS.

➤ **Moments en travées :**

- $M_t \geq \max [1.05 M_0; (1+0.3\alpha) M_0] - \frac{M_\omega + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$  Dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$  Dans une travée de rive.

➤ **Calcul des efforts tranchant :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

$l$  : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$  : Effort tranchant de la travée isostatique,

$M_i$  et  $M_{i+1}$  sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique, on aura :

$$T_w = \frac{qS \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \qquad T_e = \frac{-qS \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Tableau III.2-5 : Les efforts internes à ELS.

CAS	Appuis	$L_i$	Moment					Effort tranchant				
			$M_{oi}$	Coefficient	$M_{appui}$	$\alpha$	$M_{travée}$	$Ox_{gauche}$	$Ox_{droite}$	$Vx_{gauche}$	$Vx_{droite}$	
II	A			0.3	2.00	0.31			0	8.32	0	10.05
	B	3.2	6.66	0.5	3.54	0.31	5.15	-8.32	8.58	-6.59	10.73	
	C	3.3	7.08	0.5	3.54	0.31	4.20	-8.58	7.80	-6.44	9.78	
	D	3	5.85	0.3	2.39	0.31	5.15	-7.80	0.00	-5.82	0.00	

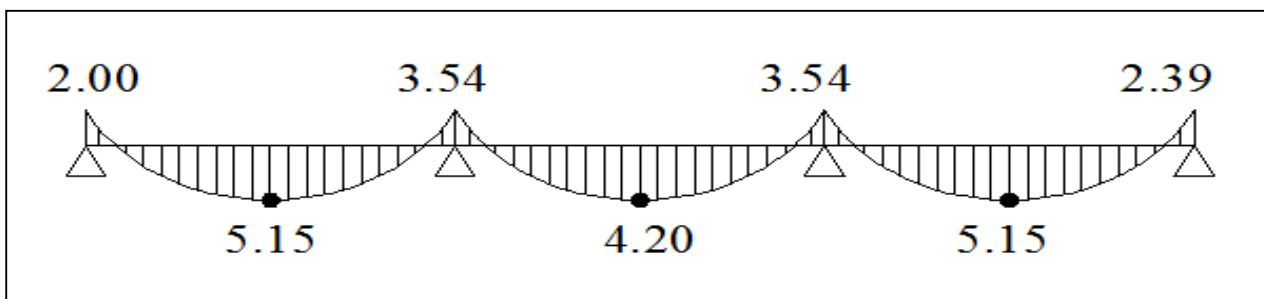


Figure III.2.20 : Diagramme des moments a ELS.

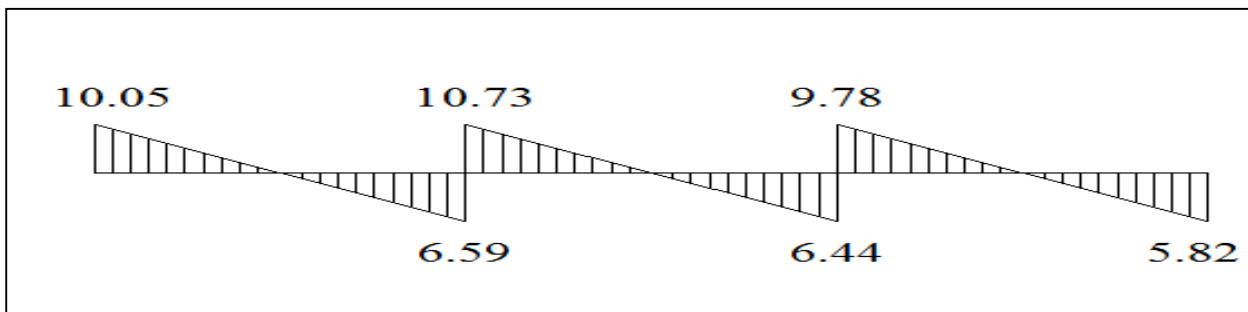


Figure III.2.21: Diagramme des efforts tranchant à ELS.

3<sup>ème</sup> cas

a. ELU :

Tableau III.2-6 : Les efforts internes à ELU.

CAS	Appuis	$L_i$	Moment				Effort tranchant					
			$M_{oi}$	Coefficient	$M_{appui}$	$\alpha$	$M_{travée}$	$Ox_{gauche}$	$Ox_{droite}$	$Vx_{gauche}$	$Vx_{droite}$	
III	E			0.3	2.45	0.31			0	10.90	0	13.57
	F	3	8.17	0.5	5.56	0.31	5.29	10.90	12.71	-13.57	15.89	
	G	3.5	11.12	0.5	5.56	0.31	6.60	12.71	11.26	-15.89	13.95	
	H	3.1	8.73	0.3	2.79	0.31	5.64	11.26	0.00	-13.95	0.00	

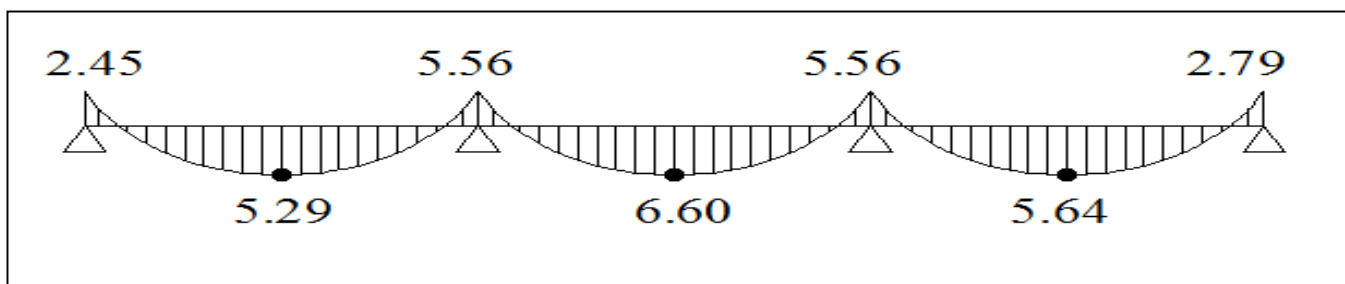


Figure III.2.22 : Diagramme des moments à ELU.

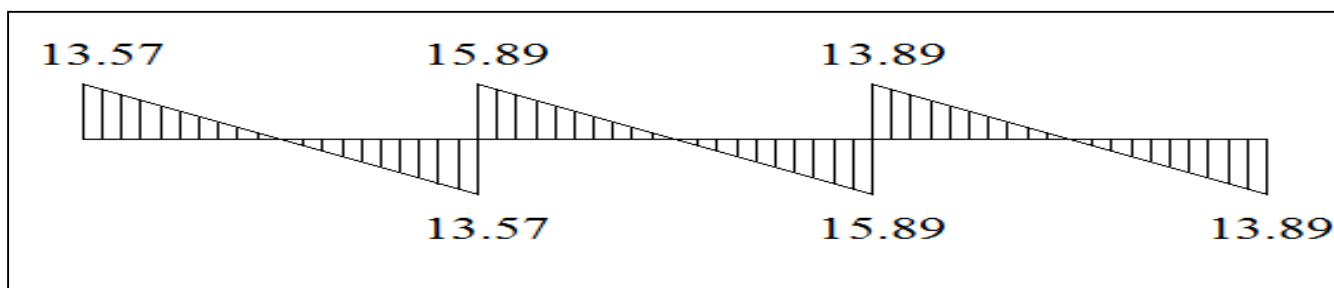


Figure III.2.23: Diagramme des efforts tranchant à ELU.

b. ELS :

Tableau III.2-7 : Les efforts internes à ELS

CAS	Appuis	$L_i$	Moment					Effort tranchant			
			$M_{oi}$	Coefficient	$M_{appui}$	$\alpha$	$M_{travée}$	$Ox_{gauche}$	$Ox_{droite}$	$Vx_{gauche}$	$Vx_{droite}$
III	E			0.3	1.76	0.31		0	7.80	0	9.71
	F	3	5.85	0.5	3.98	0.31	3.78	-7.80	9.10	-5.89	11.38
	G	3.5	7.96	0.5	3.98	0.31	4.73	-9.10	8.06	-6.83	9.99
	H	3.1	6.25	0.3	2.00	0.31	4.04	-8.06	0.00	-6.13	0.00

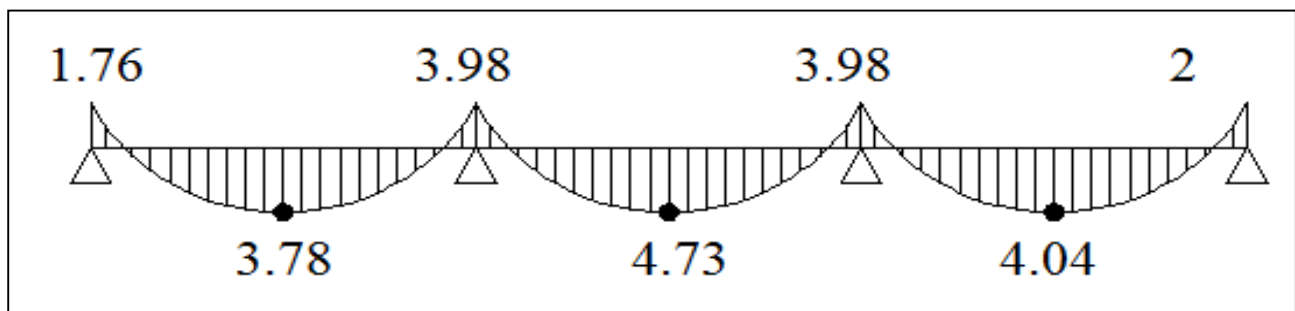


Figure III.2.24 : Diagramme des moments a ELS.

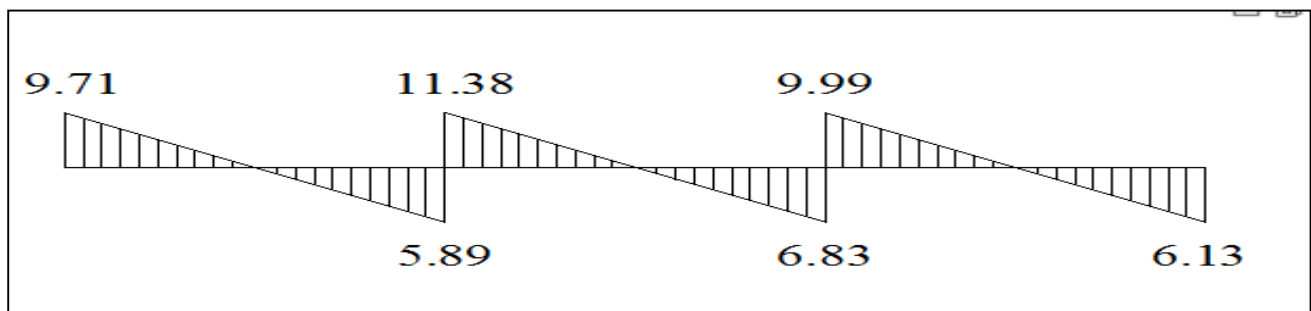


Figure III.2.25: Diagramme des efforts tranchant à ELS.

### III.2.3 Calcul des armatures

#### III.2.3.1 Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :  $b = 65 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $h = 20 \text{ cm}$ ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$ ;  $d = 18 \text{ cm}$ .

##### 1. En travée

$$M_{t \max} = 7.16 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

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

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

##### – La position de l'axe neutre

Si :  $M_{t \max} > M_0$  ..... L'axe neutre est dans la nervure.

Si :  $M_{t \max} < M_0$  .... l'axe neutre est dans la table de compression.

D'où :

$$M_{t \max} = 7.16 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire

$$(b \times h) = (65 \times 20).$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.16 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.392 \text{ ..... SSA}$$

$$\mu = 0.023 \text{ ..... } \beta = 0.988 \text{ (donnée par le tableau).}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.16 \times 10^6}{0.988 \times 180 \times 348} = 115.36 \text{ mm}^2 = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

## 2. Aux appuis

$$M_{a \max} = 5.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 5.56 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (65 \times 20).$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.56 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.100$$

$$\mu = 0.100 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0.100 \dots \dots \dots \beta = 0.947 \text{ (donnée par le tableau).}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.56 \times 10^6}{0.947 \times 180 \times 348} = 93.72 \text{ mm}^2 = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

### III.2.3.2 Armatures transversales BAEL91 modifié 99 (Art.7.2.2)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_l \right\} = \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{20}{35} = 0.571 \text{ cm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{12}{10} = 1.2 \text{ cm} \\ \emptyset_l = 1 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

$\emptyset_l$  : Diamètre longitudinale des barres ;

$$\emptyset_l = \min\{0.571; 1.2; 1\}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers 8 $\emptyset$  avec  $A_t = 2\emptyset_8 = 1,00 \text{ cm}^2$ .

### III.2.3.3 Espacement des armatures BAEL91 modifié 99 (Art A.5.1, 22)

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

⇒ On prend **St = 15 cm.**

La section des armateurs doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 modifié 99 (Art A.4.2, 1)}$$

$$\frac{0.56 \times 400}{12 \times 15} = 1.24 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.4 Vérification à l'ELU**

**III.2.4.1 Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art A.4.2,1)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

**1. En travée**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Aux appuis**

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

$$A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.4.2 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres BAEL91 modifié 99 (Art A6.1.3)**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{Somme des périmètres utiles.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \cdot \pi \cdot 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.98 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.47$$

$$\tau_{se} = 1.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.4.3 Ancrage des barres BAEL91modifie99 (Art 6.1 ,221)**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25$  MPa, la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 35\phi$$

$$l_s = 35 \times 1.0 = 35$$

La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35 = 14$  cm.

Finalemment : La longueur  $L_c = 15$  cm.

**III.2.4.4 Vérification au cisaillement BAEL91modifie99 (A.5.1, 322)**

pour une fissuration peut nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} = 3.33 MPa ; 5 MPa \right)$$

$$\tau_u = \frac{14.89 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.68 MPa$$

$$\tau_u = 0.68 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque de cisaillement.

**III.2.4.5 Influence de l'effort tranchant**

– Au niveau des appuis de rive BAEL91modifie99 (Art. 5.1, 312)

$$A_{adopté} > A_s = \frac{\gamma_s \times V_u^{max}}{f_e}$$

$$A_s = \frac{\gamma_s \times V_u^{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 14.98 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.43 cm^2$$

$$A_{adopté} = 1.57 cm^2 > A_s = 0.43 cm^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

– Au niveau des appuis intermédiaires BAEL91modifie99 (Art. 5.1, 321)

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0.9V_u d$ , on doit prolonger au-delà du bord d'appuis (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à :  $V_u + \frac{M_u}{0.9d}$  ».

D'où :

$$0.9V_u d = 0.9 \times 14.98 \times 0.18 = 2.43 kN.m.$$

$M_u = 7.16 \text{ kN.m}$ .

Donc :

$0.9V_u d = 2.43 \text{ kN.m} < M_u = 7.598 \text{ kN.m}$ ..... **Condition est vérifiée.**

Donc : les armatures calculées sont suffisantes.

– **Sur le béton**      **BAEL91modifié99 (Art A.5.1, 313)**

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 14.98 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 1.54 \text{ MPa} < 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### III.2.5 Vérification à l'ELS

#### III.2.5.1 Etat limite d'ouverture des fissures      **BAEL91modifié99 (Art.5.3,2)**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

#### III.2.5.2 Etat limite de compression de béton      **BAEL91modifié99 (Art A.4.5,2)**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

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

**1. En travée :**  $A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$  ;  $M_{st} = 5.135.15 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} k = 0.034 \\ \beta = 0.876 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.13 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 206.51 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.034 \times 206.51 = 7.02 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

2. Aux appuis :  $A_{st}=1.57 \text{ cm}^2$ ;  $M_{as}= 3.98\text{KN.m}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} k = 0.034 \\ \beta = 0.876 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{3.98 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 160.22\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.034 \times 160.22 = 5.44\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**III.2.5.3 Etat limite de déformation BAEL91modifié 99 (Art B.6.8,424)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier de vérifier les trois condition suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \right\rangle$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.00726 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{5.13}{15 \times 7.96} = 0.042 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

**III.2.6 Conclusion**

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

Tableau III.2-8 Ferrailage des poutrelles

	Ferrailage	$A_{\text{adopte}} \text{ (cm}^2\text{)}$	cadre	Espacement (cm)
Appui	2HA10	1.57	2HA8	15

<b>Travée</b>	3HA10	1.57	2HA8	15
---------------	-------	------	------	----

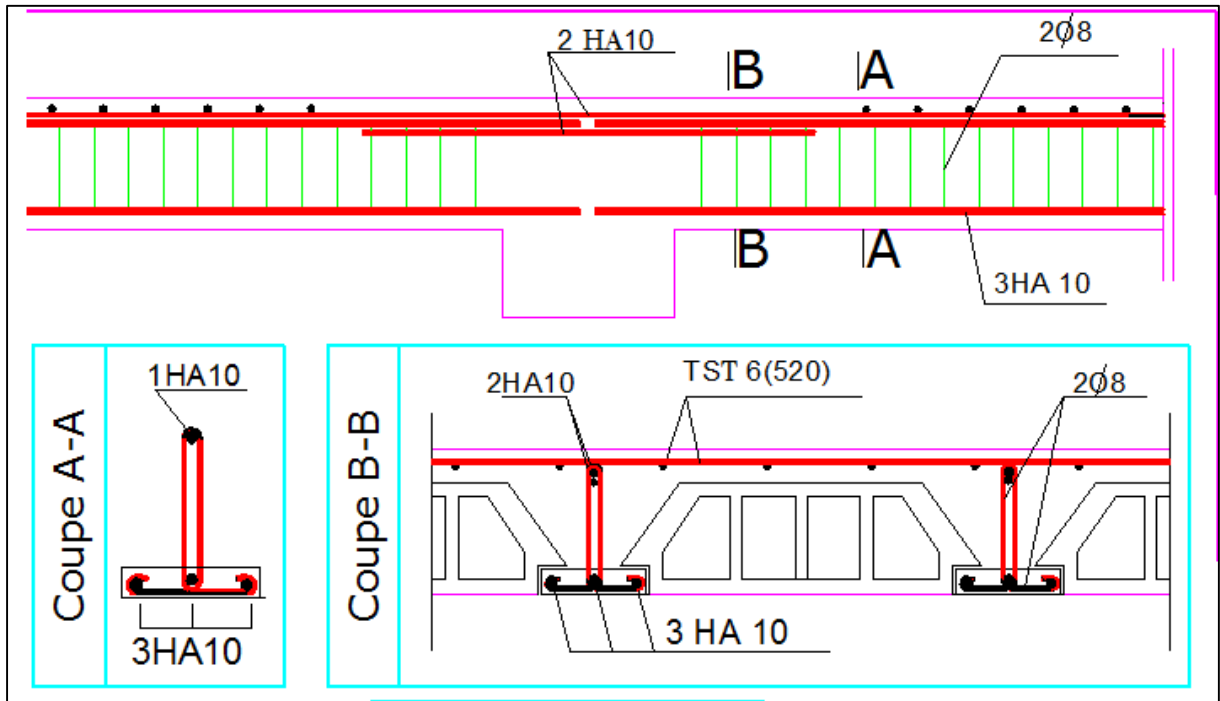


Figure III.2.26: Ferrailage du plancher à corps creux.

### III.3 Calcul de l'escalier :

#### Introduction

Un escalier est un élément vertical entre les différents étages de la structure, il est constitué d'une suite régulière de marche, de façon à assurer la circulation des personnes entre les niveaux en montant et en descendant. L'escalier peut comporter plusieurs volées, séparées par un ou plusieurs paliers de repos, il est assimilé dans le calcul à une poutre isostatique calculée à la flexion simple car il est soumis à son poids propre et aux surcharges.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place (escalier à deux volées avec un palier intermédiaire).

#### Terminologie

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

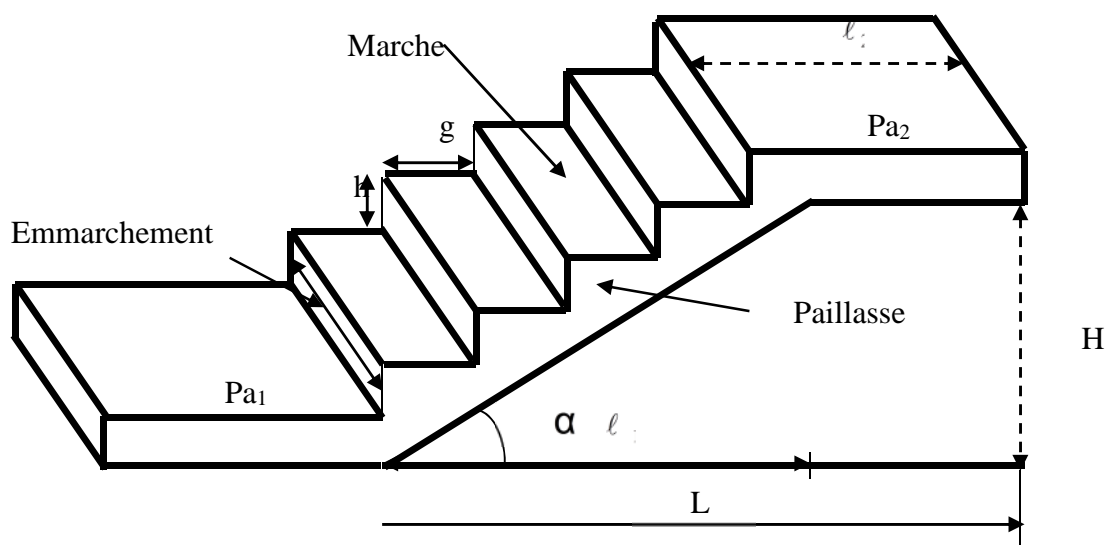


Figure III.3.1: Coupe verticale de l'escalier.

**La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

**La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

**La hauteur de la marche  $h$**  : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes  $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$ , jusqu'à  $22.5\text{ cm}$  pour les escaliers à usage technique ou privé.

**Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de  $28\text{ cm}$  au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $2h + g = 59\text{ à }64$ .

**Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

**Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

**L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

**La ligne de foulée** : est le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier ; généralement située à  $65\text{ cm}$  du collet si  $E \leq 1\text{ m}$ .

**La montée « H »** : représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.

## Types d'escaliers

### III.3.1 Calcul de l'escalier de l'étage courant

#### III.3.1.1 Pré dimensionnement

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 ( $e$ ) ;
- giron ( $g$ ).

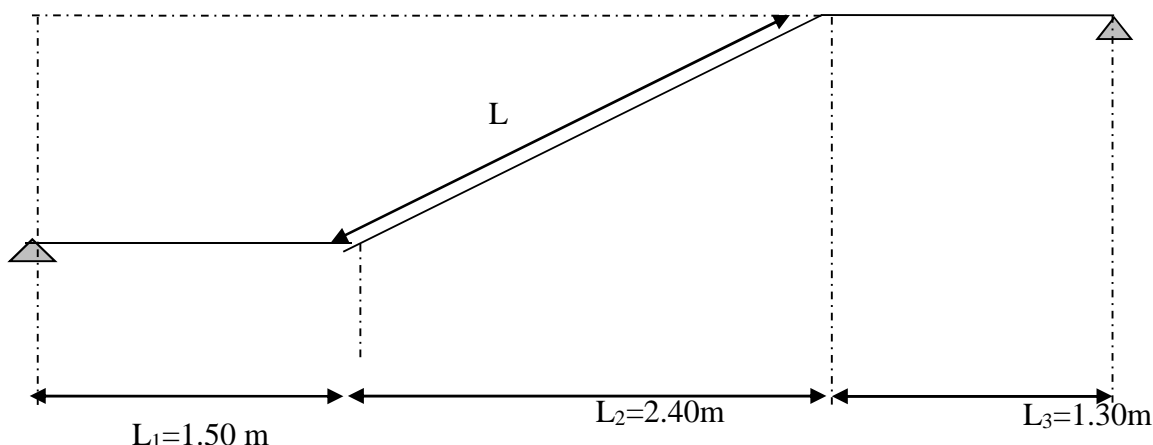


Figure III.3.2 : Schéma statique d'un escalier de l'étage courant

Avec une hauteur d'étage de 3.06, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant de public la hauteur des marches est

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

$$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend la hauteur des marches  $h=17\text{ cm}$ .

**A. Calcul du nombre de contre marches**

$$n = \frac{H}{h} ; \text{avec } H = \frac{306}{2} = 153\text{cm.}$$

$$n = 153/17 = 9 \text{ contre marches.}$$

**B. Calcul du nombre de marches**

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

**C. Calcul de la hauteur de la contre marche**

$$h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm.}$$

**D. Loi de BLONDEL**

C'est une relation empirique qui lie  $h$  et  $g$  et qui permet de concevoir un escalier ou

On se déplace de façon confortable.

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

Pour  $h=17\text{cm}$ , on aura :  $28\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$

Donc on prend  $g=30\text{cm}$

**E. Vérification de la relation de BLONDEL**

$14 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$  on a  $h = 17 \text{ cm}$

$59 < g+2h < 66 \text{ cm}$   $59 < 30 + (2 \times 17) = 64 < 66 \text{ cm}$

⇒ Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

**F. Epaisseur de la pailasse et du palier**

Le palier et la pailasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

$L$  : longueur réelle de la pailasse et du palier (entre appuis) :  $L_0 = L' + L_1 + L_3$

$$L_1 = 8 \times 30 = 240\text{cm}$$

$$\text{On a: } \text{tg} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240} = 0.64$$

D'où:  $\alpha = 32.61^\circ$

$$\cos\alpha = \frac{L_2}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_2}{\cos\alpha}$$

$$L' = \frac{240}{\cos 32,61} = 284,9 \text{ cm} \quad L' = 2,85 \text{ m}$$

$$L_0 = L' + L_1 + L_3 = 2,85 + 1,50 + 1,30 = 5,65 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } \frac{565}{30} < ep < \frac{565}{20} \Rightarrow 18,33 < ep < 28,25$$

$$\Rightarrow ep = 25 \text{ cm}$$

### III.3.1.2 Détermination des charges et surcharges

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

#### Charge permanentes

##### a. volée

Tableau III.3-1: charges permanentes de la volée

Désignation	Epaisseur (m)	P (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Carrelage	0,02	22	0,44
Lit de sable	0,02	18	0,36
Marche	0,17/2	25	2,12
Garde corps	/	/	0,2
Paillasse	0,25/cos 32,61°	25	7,41
			G <sub>total</sub> = 11,33 KN/m <sup>2</sup>

## b. palier

Tableau III.3-2: charges permanentes du palier.

Désignation	Epaisseur (m)	P (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Carrelage	0,02	22	0,44
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en béton	0,25	25	6.25
			<b>G<sub>total</sub> = 7.85KN/m<sup>2</sup></b>

## Surcharges d'exploitation

Selon le DTR C2-2 pour une construction a usage d'habitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

## Calcul a l'état limite ultime (ELU)

## Combinaison des charges

- ELU:  $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$ .

Palier :  $q_{u1} = (1,35 \times 7.85 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 14.34 \text{ KN/ml}$ .

Volée :  $q_{u2} = (1,35 \times 11.33 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 19.04 \text{ KN/ml}$ .

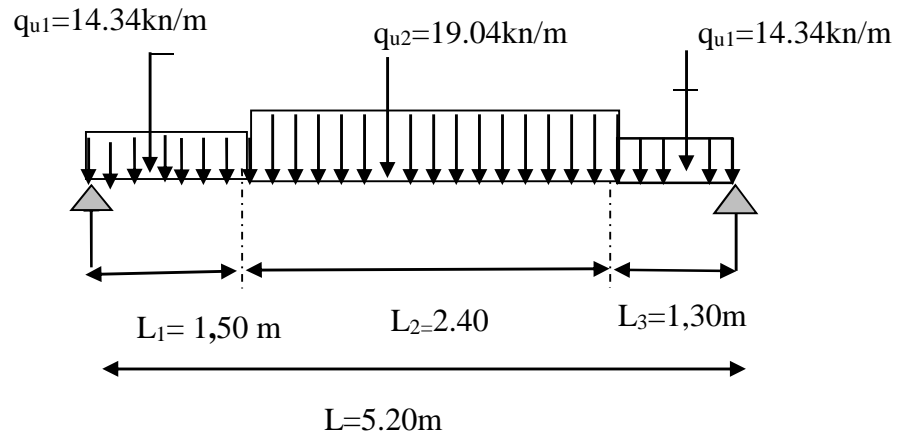
- ELS:  $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$ .

Palier :  $q_{s1} = (7.85 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 10.35 \text{ KN/ml}$ .

Volée :  $q_{s2} = (11.33 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 13.83 \text{ KN/ml}$ .

## III.3.1.3 Calcul des moments et effort tranchant

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée LP= 2,43 m.



**A. Les réactions d'appuis**

$$\sum F = 0 \Rightarrow RA + RB - qu_1 \times (L_1 + L_3) - qu_2 \times L_2 = 0$$

$$RA + RB = 14.34 \times (1.50 + 1.30) + 19.04 \times 2.40$$

$$RA + RB = 85.85 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow RB \cdot L - qu_1 \cdot L_3 \left( L - \frac{L_3}{2} \right) - qu_2 \cdot L_2 \left( L_1 + \frac{L_2}{2} \right) - qu_1 \cdot \frac{L_1^2}{2} = 0$$

D'où :

$$RA = \frac{1}{5.20} \left[ 14.34 \times 1.30 \left( 5.20 - \frac{1.30}{2} \right) + 19.04 \times 2.40 \times \left( 1.50 + \frac{2.40}{2} \right) + 14.34 \times \frac{1.50^2}{2} \right]$$

$$\Rightarrow RB = 43.14 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow RA = 42.71 \text{ KN}$$

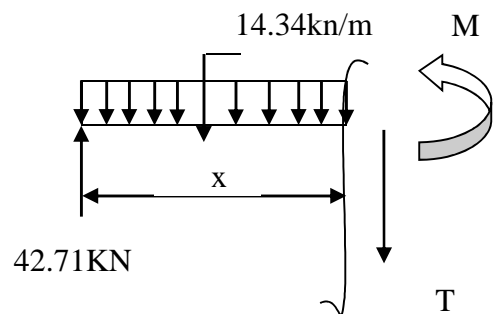
**B. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant**

**1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - qu_1 \cdot x$$

$$T(x) = 42.72 - 14.34x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 42.71 \text{ KN} \\ T(x=1.50) \Rightarrow T_Y = 21.20 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 42.71x - \frac{14.34}{2} x^2$$

$$M(x) = 42.71 x - 7.17 x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.50 \text{ m} \Rightarrow M_Z = 47.93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1.50 \leq x \leq 3.90 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_{u1} (1.50) - q_{u2}(x-1.50)$$

$$T = 49.76 - 19.04x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=1.50 \text{ m}) \Rightarrow T_Y = 21.20 \text{ KN} \\ T(x=3.90 \text{ m}) \Rightarrow T_Y = -24.49 \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 1.50 \left(x - \frac{1.50}{2}\right) - q_{u2} \times \frac{(x-1.50)^2}{2}$$

$$M(x) = 42.71 x - 14.34 \times 1.50 \left(x - 0.75\right) - 19.04 \times \frac{(x-1.50)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.50 \text{ m}) \Rightarrow M_Z = 47.93 \text{ KN.m} \\ M(x=3.90 \text{ m}) \Rightarrow M_Z = 43.97 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Moment maximum**

$$T_y = 0 \Rightarrow M_Z^{max}$$

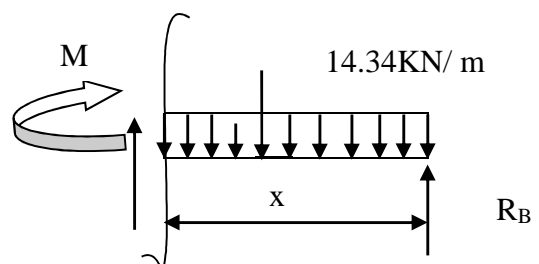
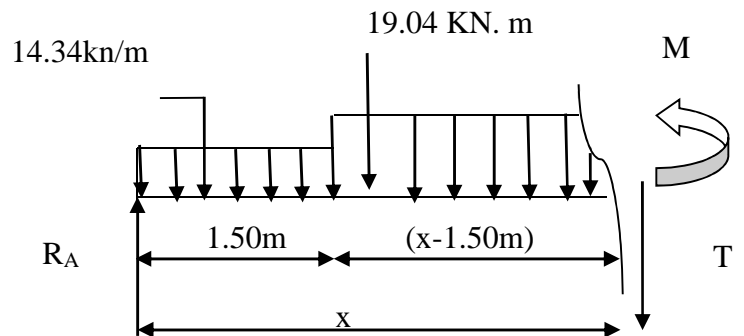
$$T_y = -19.04x + 49.76 = 0 \Rightarrow x = 2.61 \text{ m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 2.61 \text{ m}$ .

Donc :  $M_Z^{max} = 59.73 \text{ KN.m}$

**3<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

$$T(x) = -R_B + q_{u1}x$$



$$T(x) = -43.14 + 14.34x$$

$$\begin{cases} T(x=0\text{m}) \Rightarrow T_Y = -43.14\text{KN} \\ T(x=1.30\text{m}) = -24.49\text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{ul} \frac{x^2}{2} = 43.14x - \frac{14.34}{2} x^2$$

$$M(x) = 43.14x - 7.17x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0\text{m}) \Rightarrow M_Z = 0\text{KN.m} \\ M(x=1.30\text{m}) \Rightarrow M_Z = 43.96\text{KN.m} \end{cases}$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment  $M_Z^{max}$  au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis :**  $Mu(a) = -0.3M_Z^{max} = -17.91\text{KN.m}$
- **En travées :**  $Mu(t) = 0.85M_Z^{max} = 50.77\text{KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

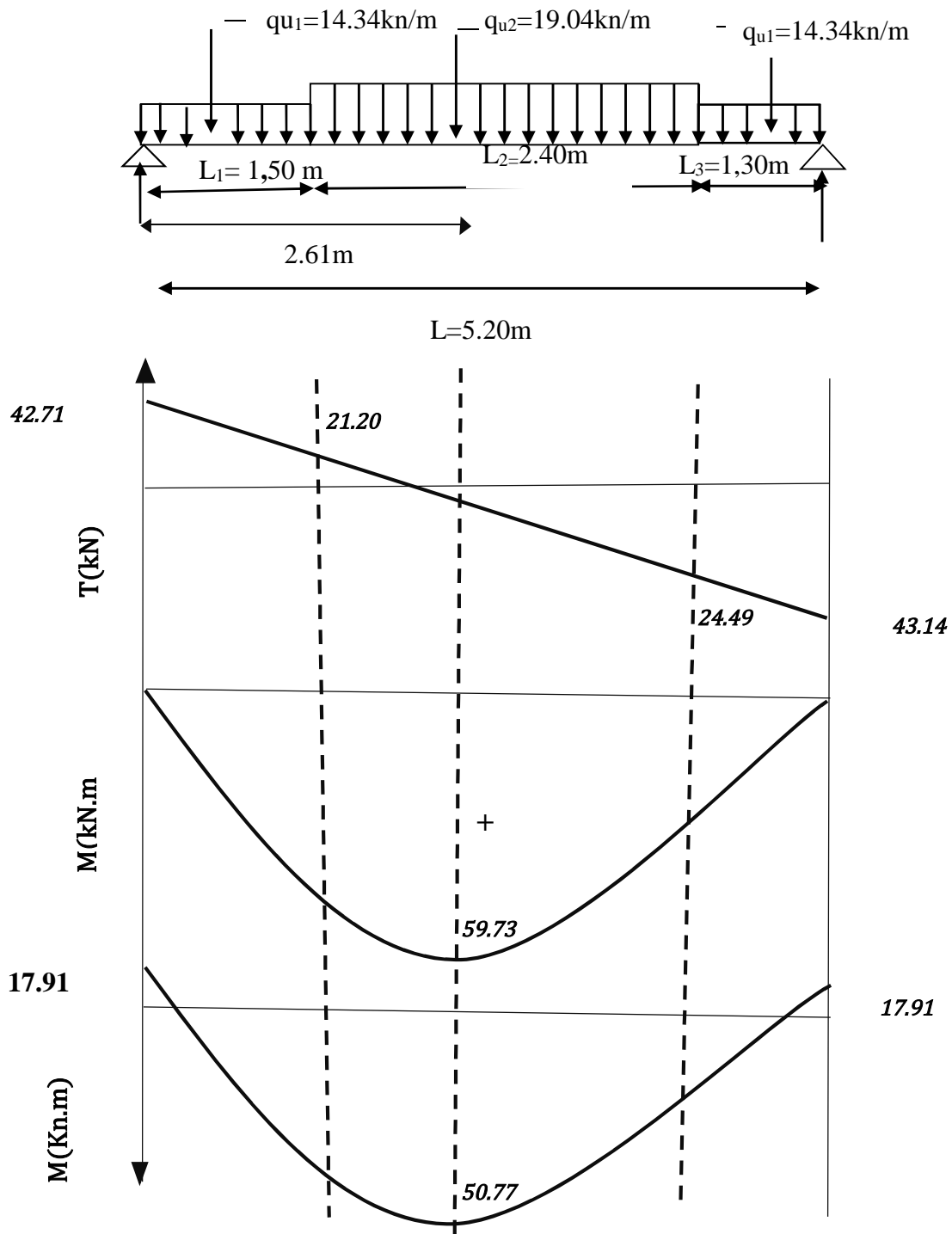


Figure III.3.3 Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU

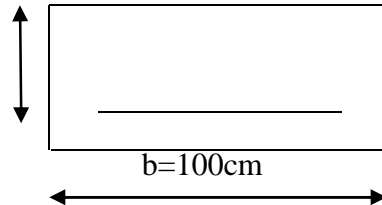
**III.3.1.4 Ferrailage des paillasse (calcul d'armatures à l'ELU)**

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur soumise à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 25 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 23 \text{ cm}.$$

23cm

En travée :  $M_t^U = 50.77 \text{ KN.m}$

**Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_t^u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{50.77 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14.2} = 0.068$$

$$\mu_b = 0.068 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.068 \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.965$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{50.77 \times 10^3}{0.965 \times 23 \times 348} = 6.57 \text{ cm}^2 \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

Soit : **5HA14=7.69cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**Armatures répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.922 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10=3.14cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Aux appuis :  $M_a^U = 17.91 \text{ KN.m}$

**Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_t^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.91 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu_b = 0.024 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.024 \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.988$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17.91 \times 10^3}{0.988 \times 23 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12=4.52cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Armatures répartition**

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10=3.14cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**III.3.1.5 Vérifications à l'état limite ultime (ELU)**

**A. Condition de non fragilité BAEL 91 modifier 99 (Art A.4.2, 1)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

On aura :  $A_{min} = 0,23 \times 23 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = 2,77cm^2$

**En travée :**  $A_t = 7,69cm^2 > A_{min} = 2,77cm^2$  .....condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $A_t = 3,92cm^2 > A_{min} = 2,77cm^2$  .....condition vérifiée.

**B. Espacement des armatures BAEL 91 modifié 99 (Art A.8.2, 42)**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**Armatures principales :**

$S_t \leq \text{Min} (3h; 33cm) = \text{Min} (75; 33cm) = 33cm.$

**En travée :**  $S_t = 20 < 33cm$  .....condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $S_t = 25 < 33cm$  .....condition vérifiée.

**Armatures répartition :**

$S_t \leq \text{Min} (4h; 33cm) = \text{Min} (100; 45cm) = 45cm.$

**En travée :**  $S_t = 25 < 45cm$  .....condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $S_t = 25 < 45cm$  .....condition vérifiée.

**C. contrainte de cisaillement BAEL 91 modifié 99 (A.5.1, 211)**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

pour une fissuration peut nuisibles :

$\bar{\tau}_u = \text{min} \left( \frac{0,2}{\gamma b} f_{c28} = 3,33MPa ; 5MPa \right) = 3,33MPa$

Avec :  $T_{max} = 43,14KN$

$\tau_u = \frac{43,14 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0,187MPa$

$\tau_u = 0.187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### D. Influence de l'effort tranchant

##### •Influence sur le béton *BAEL 91 modifié 99 (A.5.1, 211)*

On doit vérifier : 
$$\sigma_{bc} = \frac{2T_{max}}{b \times 0,9.d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 43.14 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 230} = 0.417 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

##### •Influence sur les aciers *BAEL 91 modifié 99(A5.1.312)*

On doit vérifier que :  $A_{st} \text{ adopté} > A_{st} \text{ ancrer}$

$$A = \left( T_{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) = \left( 43.14 \times 10^3 \times \frac{1,15}{400 \times 10^2} \right) = 1.240 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3.14 \text{ cm}^2 > A = 1.227 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

#### E.Vérification de la condition d'adhérence *BAEL91modifié99 (Art A.6.13)*

On doit vérifier que :  $\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s=1.5 \text{ pour les aciers HA})$$

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

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 1,0 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{43.14 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 157} = 1,327 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,327 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**G.Ancrage des barres BAEL91modifié99 (Art A.6.1, 221)**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \quad \text{on prend } l_s = 50 \text{ cm}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal et assure lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet  $L_c$  est au moins égale à  $0.4L_s$  pour les aciers HA donc :  $L_c = 20 \text{ cm}$

**III.3.1.6 calcul à l'état limite de service (ELS)****Combinaison des charges**

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

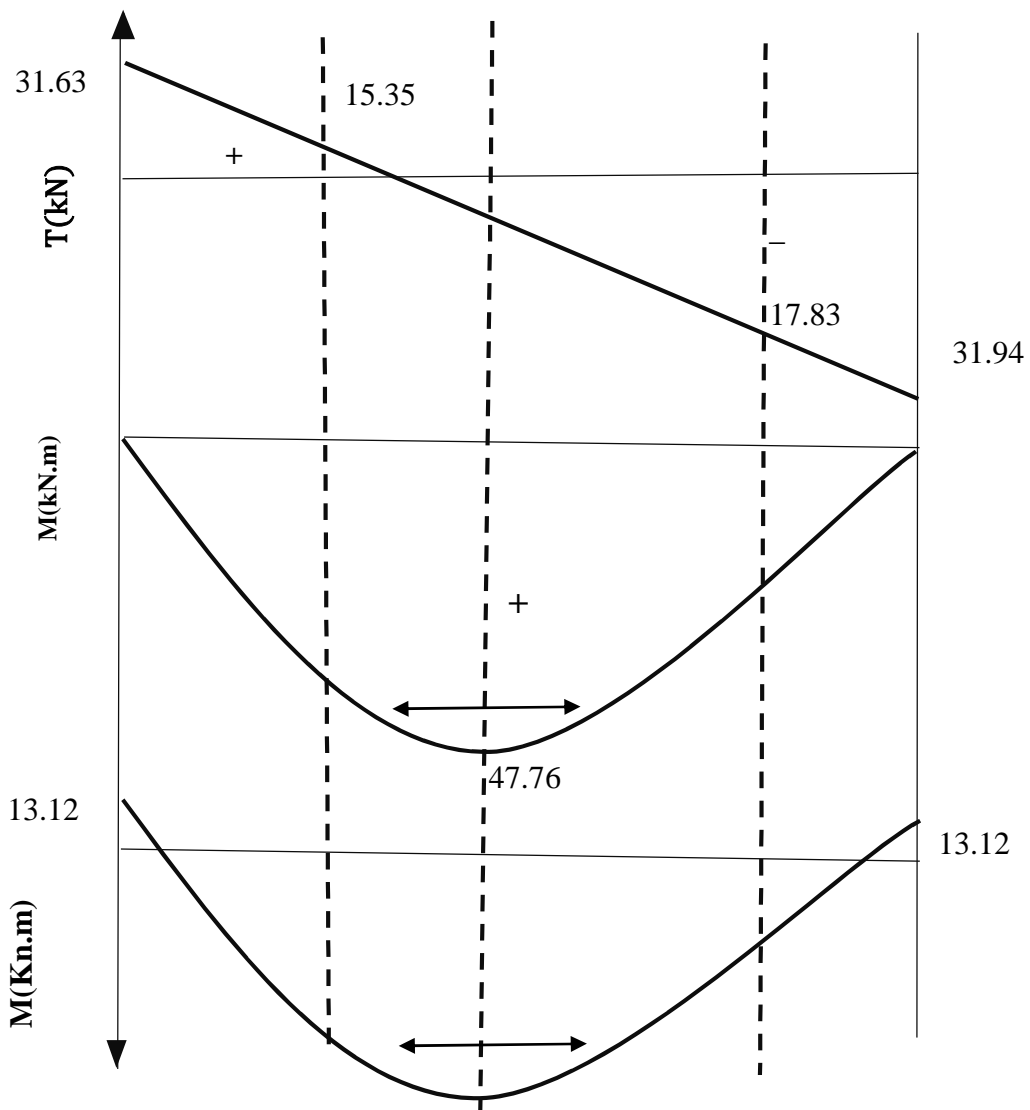
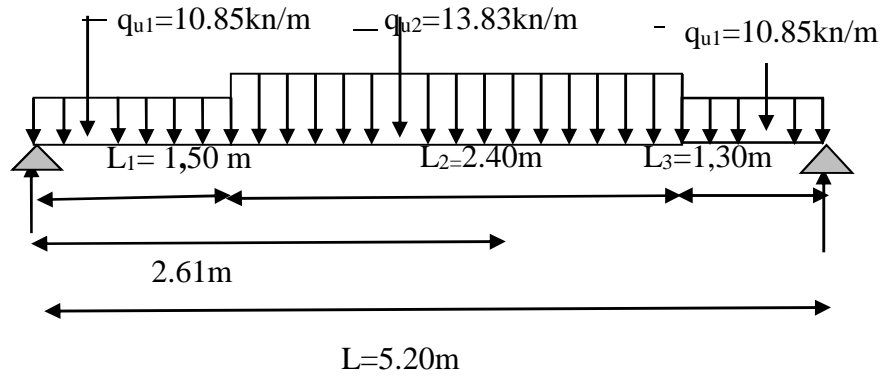
$$\text{Palier : } q_{s1} = (7.85 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 13.83 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Volée : } q_{s2} = (11.33 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 10.35 \text{ KN / ml.}$$

En suit les mêmes étapes de calcul à l'ELU pour déterminer les efforts internes à l'ELS

On aura

**Diagrammes des efforts internes à l'ELS :**



37.19

Figure III.3.4: Diagramme efforts internes à l'ELS

**III.3.1.7 Vérification a l'ELS****A. Etat limite d'ouverture des fissures BAEL91modifié99 (Art.5.3,2)**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire

**B. Etat limite de compression de béton BAEL91modifié99 (Art. A.4.5,2)**

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$  : Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$  : Dans le béton

- **Aux appuis :**

**Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_{Ap} = 4.52 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 13,12 \text{ KN.m} ; d = 23 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 23} = 0.198$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 54.44 \\ \beta_1 = 0.928 \end{array} \right\} \Rightarrow$  Par interpolation à partir des tableaux à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{13.12 \times 10^3}{0.928 \times 23 \times 4.52} = 135,99 \text{ MPa} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 135,99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Condition est vérifiée.

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{54.44} = 0,018$$

$$\sigma_{bc} = 0,018 \times 156.13 = 2.81 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Condition est vérifiée.

- **En travée :**

**Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_t = 7.69 \text{ cm}^2 ; M_t = 37.19 \text{ KN.m} ; d = 23 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 23} = 0,334$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 40.01 \\ \beta_1 = 0,909 \end{array} \right\} \Rightarrow$  À partir des tableaux à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{37.19 \times 10^3}{0,909 \times 23 \times 7.69} = 231.31 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 231.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$  ..... **Condition est vérifiée.**

#### Vérification de la contrainte dans le béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{40.01} = 0,024$$

$$\sigma_{bc} = 0,024 \times 231.31 = 5.5 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... **Condition est 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.

#### C. Etat limite de déformation BAEL91modifié99 (Art B.6.8,424)

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \right\rangle$$

$\frac{h}{L} = \frac{25}{520} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.062$  ..... **Condition non vérifiée.**

Une condition non vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche.

#### Calcul de la flèche BAEL91modifié99 (Art B6.5.2)

On doit vérifier que :  $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

$$q_s = \max(q_{s1} ; q_{s2}) = 13.83 \text{ KN/ml}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$l = 2,40 \text{ m}$  : portée entre nus d'appuis,

$$E_v : \text{Module de déformation différé } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t(V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 23 = 33903.05 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 25 + 15 \times 7.69 = 2615.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{33903.05}{2615.35} = 12,96 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 25 - 12,96 = 12,04 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

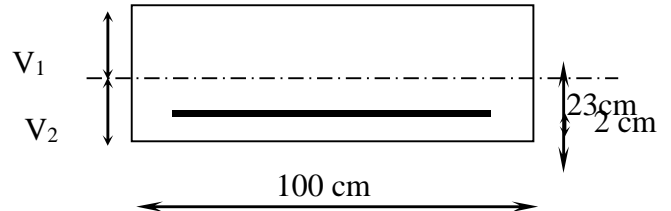
$$I = \frac{100}{3} \times ((12,96)^3 + (12,04)^3) + 15 \times 7.69 \times (12,04 - 2)^2$$

$$I = 142364.7979 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{13.83 \times 10^3 \times (5.20)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 142364.7979 \times 10^{-8}} = 0,008 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5.20}{500} = 0.0104 \text{ m}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$  Condition vérifiée



**III.3.1.8 Conclusion :**

les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes donc l'escalier sera ferrillé comme suit :

Position		Ferrailage /ml	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
Appui	Armatures principales	5HA12	6.65	20
	Armatures de répartitions	4HA10	3.14	25
Travée	Armatures principales	5HA14	7.69	20
	Armatures de répartitions	4HA10	3.14	25

Tableau III.3-3 Ferrailage de l'escalier d'étage courant

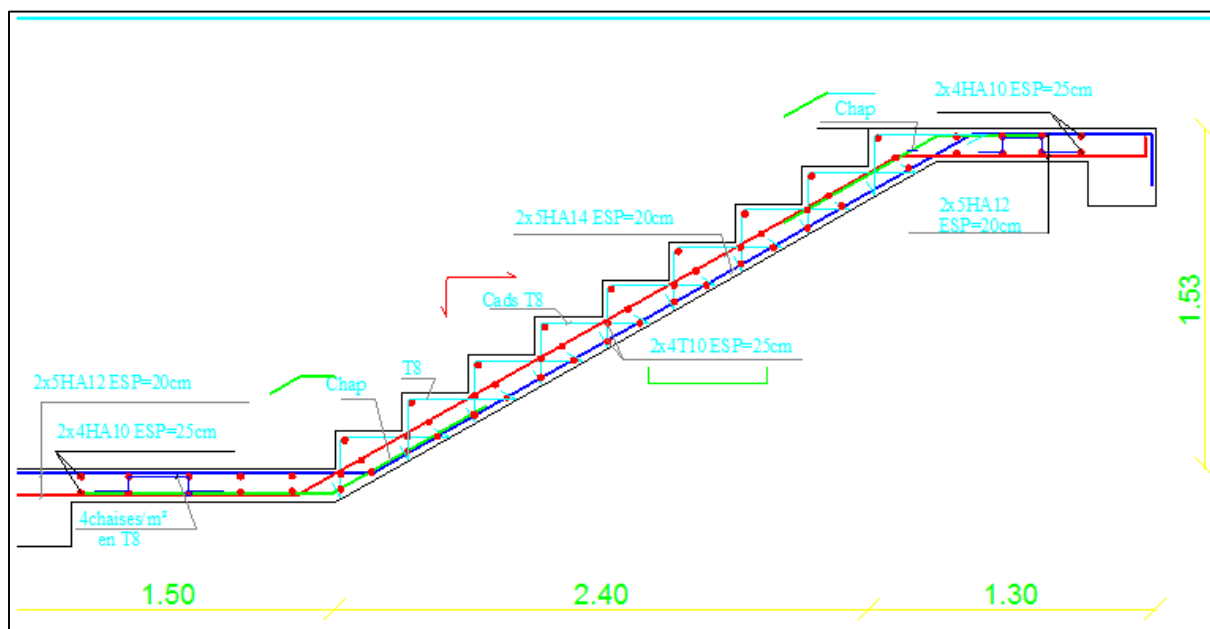


Figure III.3.5 Ferrailage de l'escalier d'étage courant

### III.3.2 Calcul l'escalier du SOUS-SOL et RDC

#### III.3.2.1 Pré dimensionnement

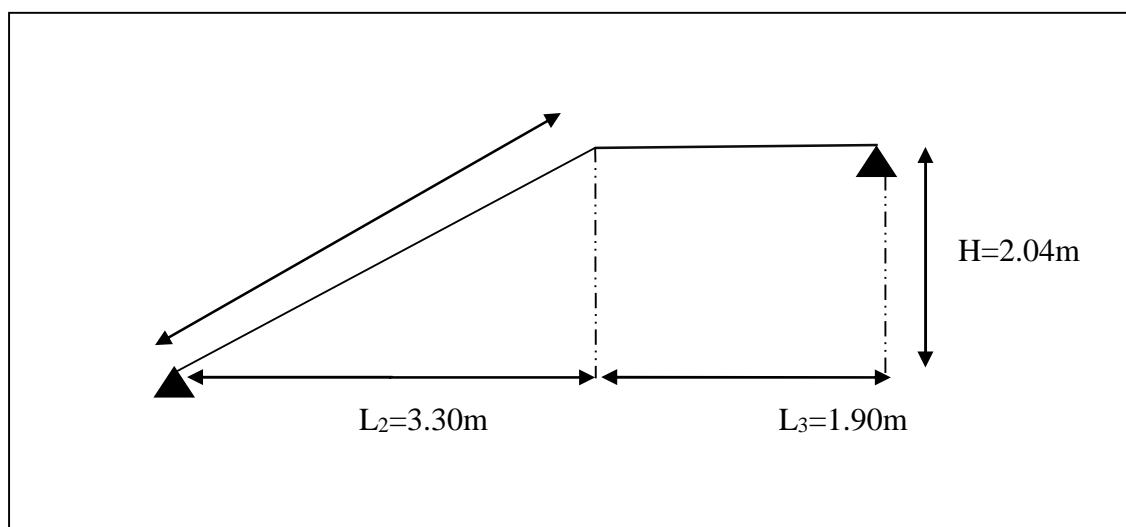


Figure III.3.6 : Schéma statique de l'escalier de SOUS-SOL et RDC

#### a) Calcul de n, h et g :

En tenant compte de dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

- **La hauteur de la marche h :**

On a :  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$  ; on prend  $h=17\text{cm}$ .

- **Calcul du nombre de contre marches**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{204}{17} = 12 \text{ contre marches}$$

- **Calcul du nombre de marches**

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches.}$$

- **Loi de BLONDEL**

On doit vérifier que

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

Pour  $h=17\text{cm}$ , on aura :  $28\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$

Donc on prend  $g=30\text{cm}$

#### b) Vérification de la relation de BLONDEL

$14 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$  on a  $h = 17 \text{ cm}$

$59 < g+2h < 66 \text{ cm}$   $59 < 30 + (2 \times 17) = 64 < 66 \text{ cm}$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées

#### c) Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation:  $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

Avec :  $L$  : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) :  $L_0 = L' + L_3$

$$L_1 = 11 \times 30 = 330 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{204}{330} = 0.62$$

$$\text{D'où: } \alpha = 31.79^\circ$$

$$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{330}{\cos 31.79} = 388.2 \text{ cm} \quad \text{donc : } L' = 3.88 \text{ m}$$

$$L_0 = L' + L_3 = 3.88 + 1.90 = 5.78 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } \frac{578}{30} < e_p < \frac{578}{20} \Rightarrow 19.26 < e_p < 28.9$$

$$\Rightarrow e_p = 25 \text{ cm}$$

On prend la même épaisseur la volée et le palier

#### III.3.2.2 Détermination des charges et surcharges :

- **Charges permanentes :**

Volée :  $G_{\text{total}} = 11.33 \text{ KN/m}^2$

Palier :  $G_{\text{total}} = 7.85 \text{ KN/m}^2$

- **Les surcharges d'exploitation :**

Selon le DTR (C2-2) pour une construction à usage d'habitation  $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

#### Combinaisons des charges :

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

Palier :  $q_{u1} = 14.34 \text{ kN/ml}$

Volée :  $q_{u2} = 19.04 \text{ kN/ml}$

- **ELS :**  $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$

Palier :  $q_{s1}=10.35\text{kN/ml}$

Volée :  $q_{s2}=13.83\text{kN/ml}$

III.3.2.3 Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELU :

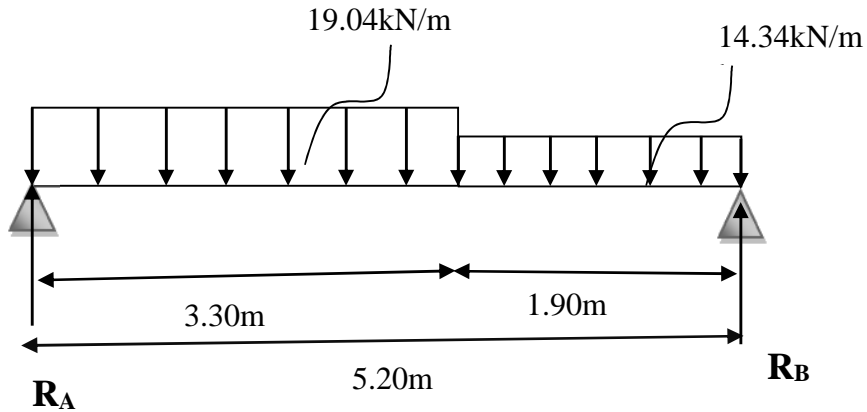


Figure III.3.7: Schéma statique de l'escalier à l'ELU

III.3.2.4 Les réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B - q_{u1} \times 1.90 - q_{u2} \times 3.30 = 0 \implies R_A + R_B = 90.078\text{kN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow q_{u2} \times \frac{3.30^2}{2} + q_{u1} \times 1.90 \times (3.30 + \frac{1.90}{2}) - R_B \times 5.20 = 0$$

$$R_B = 42.20\text{kN}$$

$$R_A = 47.88\text{kN}$$

Tableau III.3-4: Tableau des efforts internes à l'ELU

Tronçons (m)	Efforts tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty(kN)	Mz (kN.m)
$0 \leq x \leq 3,30$	$-19,04(x)+47,88$	$-19,04 \frac{x^2}{2} + 47,88(x)$	0	47,88	0
			3,3	-14,95	54,33
$0 \leq x \leq 1,90$	$14,34x-42,20$	$42,20(x) \frac{(x)^2}{2}$	1,90	-14,95	54,29
			0	-42,20	0

Remarque :

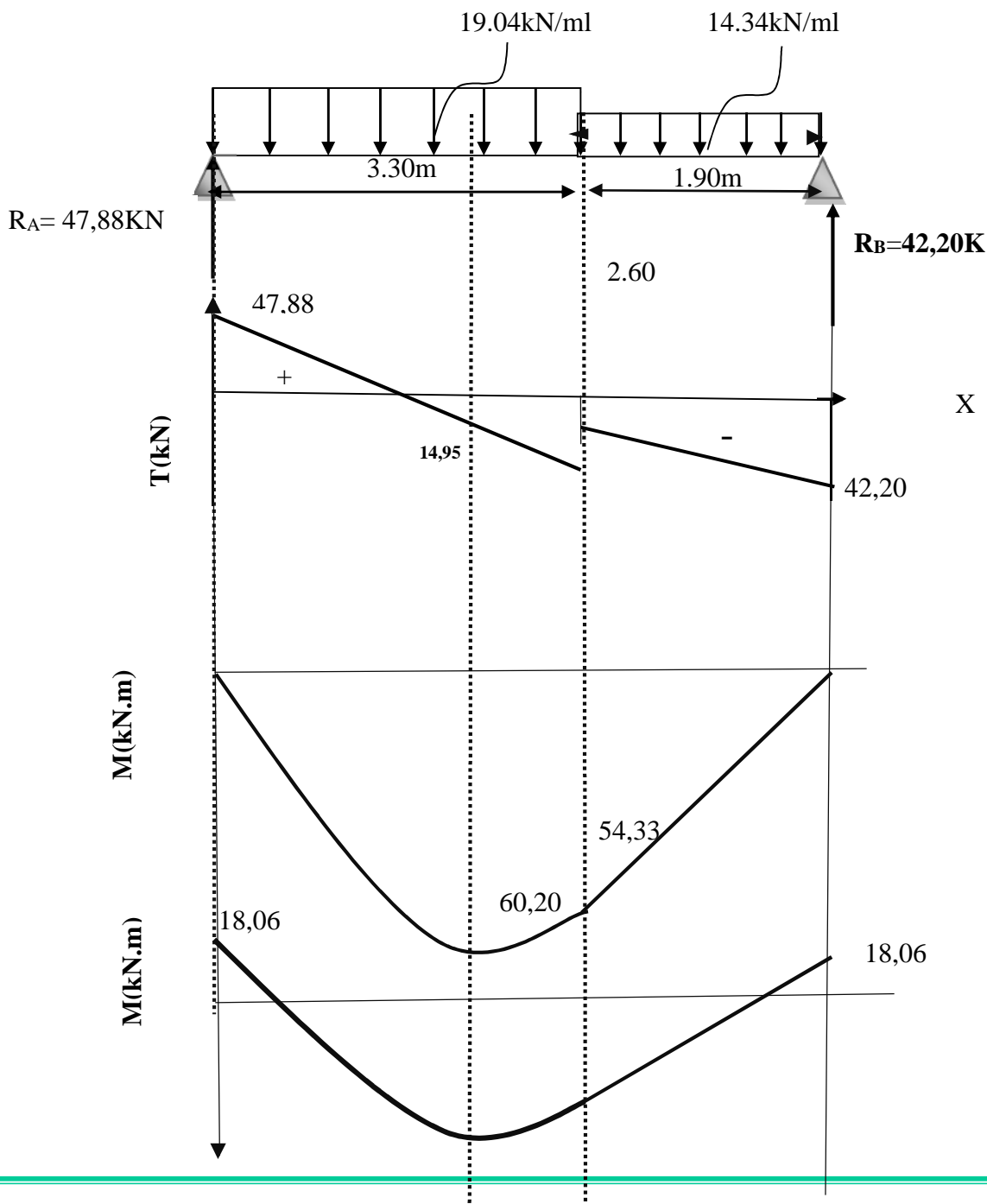
A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{umax}$  au niveau des appuis et en travée.

$$-19,04(x)+47,88=0 \rightarrow X=2.51m$$

Le moment  $Mz(x)$  est maximum pour le valeur  $X=2.51m$ . Donc  $M_{zmax}=60,20kN.m$

Alors :  $M_{ua} = -0.3 \times 60,20 = -18,06kN.m$

$$M_{ut} = 0.85 \times 60,20 = 51,17kN.m$$



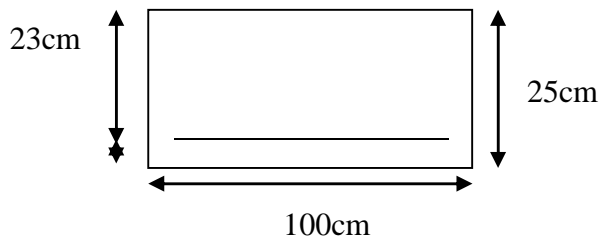
51,17

Figure III.3.8 Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU

**III.3.2.5 Ferrailage :**

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

b=100cm , h=25cm , c=2cm , d=23cm

➤ Aux appuis :  $M_{ua} = -18,06 \text{ kN.m}$ .

• Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18,06 \times 10^5}{100 \times 23^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,024$$

 $\mu_a = 0,024 \rightarrow \mu_a \leq 0,392 \rightarrow$  donc la section est simplement armée (SSA)

$$\beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18,06 \times 10^5}{0,988 \times 23 \times 348 \times 10^2} = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,28 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12=5.65cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **S<sub>t</sub>=20cm****Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14cm<sup>2</sup> avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25cm**

➤ **En travée : M<sub>T</sub> = 51,17kN.m**

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_T}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51,17 \times 10^5}{100 \times 23^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.070$$

$\mu_t = 0.070 \rightarrow \mu_t \leq 0.392 \rightarrow$  donc la section est simplement armée (SSA)

$$\beta = 0.964$$

$$A_t = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{51,17 \times 10^5}{0.964 \times 23 \times 348 \times 10^2} = 6.63 \text{cm}^2$$

Soit : **5HA14** = 7.69cm<sup>2</sup> avec un espacement **S<sub>t</sub> = 20 cm**

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14cm<sup>2</sup> avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25cm**

### III.3.2.6 Vérification a l'ELU :

a) **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 23 \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\text{min}} = 2.78 \text{cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_A = 5.65 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.78 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$A_t = 7.69 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.78 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) **Espacement des barres :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales :**  $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$ .

$$S_{t \text{ max}} = 20 \text{cm} < 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition :**  $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$S_{tmax}=25cm < 45cm \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

**c) Contraintes tangentielles :**

On doit vérifier que  $\tau < \bar{\tau}_u$

$$\tau = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{47,88 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.208MPa$$

Avec  $T_{max}$  : Effort tranchant maximal.

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5MPa \right\} = \min \{3.33MPa; 5MPa\} = 3.33MPa$$

$\tau = 0.231MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots \dots \dots$  **condition vérifiée**

$\tau < \bar{\tau}_u$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

• **Influence sur le béton :**

$$\frac{2v_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{Art A.5.1.3.1.3/BAEL99})$$

$$v_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-3} \times 1000 \times 0.9 \times 230}{1.5} = 1380KN$$

$V_u^{max} = 47,88 < 1380KN \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

• **Influence sur les armatures :**

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left( v_u^{max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left( 47,88 \times 10^3 + \frac{-18,06 \times 10^6}{0.9 \times 230} \right) = 1,13cm^2$$

$A_a = 5.65cm^2 > 1.13cm^2 \dots \dots \dots$  **condition vérifiée**

**e) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

Pour qu'il n'y'ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad (\text{Art A.6.1.3/BAEL99})$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec } \Psi_s=1.5(\text{pour les aciers HA})$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

❖ **Appui :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84$$

$$\tau_{se} = \frac{53.15 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 188.4} = 1.36 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.36 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7$$

**f) Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad (\text{Art A.6.1.2.1/BAEL99})$$

$$\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

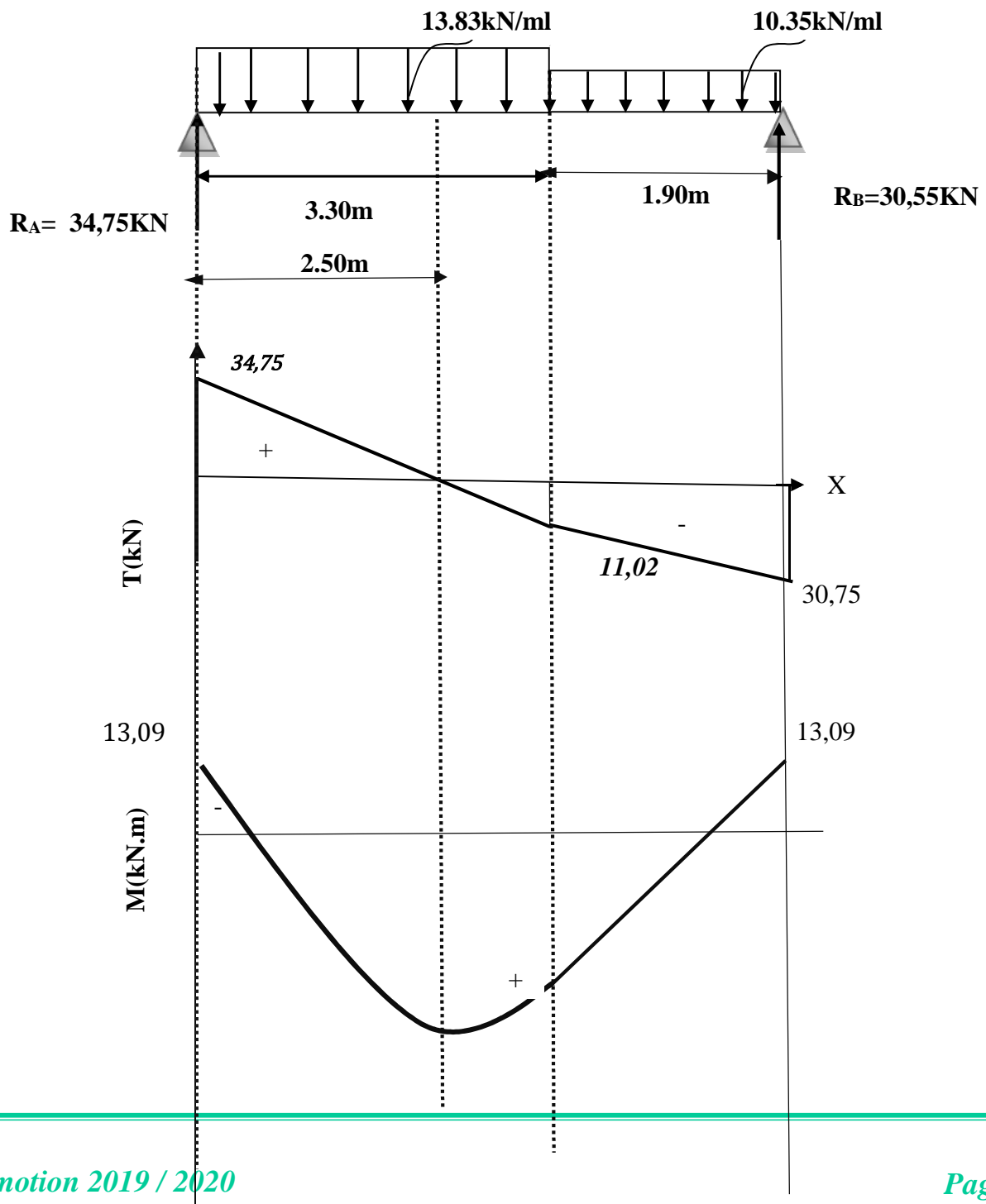
$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \varphi \text{ cm}$$

Le **BAEL** limite  $L_s = 40 \varphi$  lorsque en utilise  $f_e = 400 \text{MPa}$  donc  $L_s = \varphi \times 40$ .

**III.3.2.7 Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS :**

En suit les mêmes étapes de calcul à l'ELU pour déterminer les efforts internes à l'ELS

On aura



38,80

Figure III.3.9: Diagrammes des efforts internes à l'ELS

## III.3.2.8 Vérification à l'ELS

❖ Les contraintes dans le béton et l'acier :

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

La fissuration est peu nuisible car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectuer

➤ Appui A :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 23} = 0.245$$

$$\rho = 0.245 \begin{cases} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{13,09 \times 10^6}{0.921 \times 230 \times 565} = 109,37\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{167.10}{48.29} = 2,26\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 23} = 0.333$$

$$\rho = 0.333 \begin{cases} \beta_1 = 0.910 \\ K_1 = 40.56 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{38,80 \times 10^6}{0.910 \times 230 \times 769} = 241,07\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{241,07}{40.56} = 5,94\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Etat limite de déformation : (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

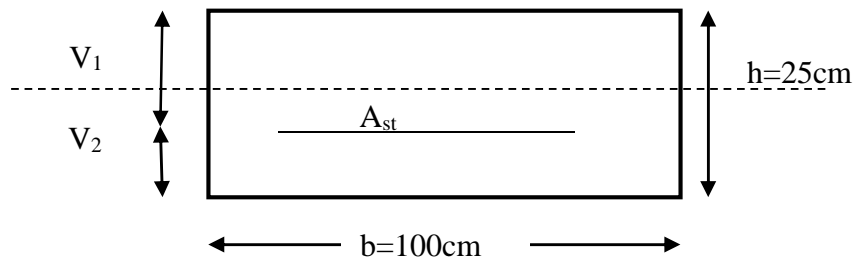
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{520} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

**Calcul de la flèche :**

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



*Figure III.3.10: La section de la paillasse*

➤ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n \times A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 25 + 15 \times 7.69 = 2615.35\text{cm}^2$$

➤ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 23$$

$$S_{xx} = 33903.05\text{cm}^3$$

➤ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{33903.05}{2615.35} = 12.96 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12.96 = 12.04 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au CDG :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15A_{st} \times (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (12.96^3 + 12.04^3) + 15 \times 7.69 \times (12.04 - 2)^2$$

$$I_0 = 142364.7979 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{7.69}{100 \times 23}$$

$$\rho = 0.0033$$

$$\lambda_u = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0033 \times \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 2.54$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 182.91 + 2.1}$$

$$\mu = 0.186$$

➤ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \mu} = \frac{1.1 \times 142364.7979}{1 + (2.54 \times 0.186)}$$

$$I_{fv} = 107027.3001 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{38,80 \times 5,20^2}{10 \times 10818,86 \times 10^3 \times 107027,3001 \times 10^{-8}}$$

$$f = 0,009$$

$$f < \bar{f} = \frac{5,20}{500} = 0,0104 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### III.3.2.9 Conclusion :

les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes donc l'escalier sera ferrailé comme suit :

Tableau III.3-5 Ferrailage de l'escalier du SOUS-SOL et RDC

Position		Ferrailage /ml	$A_{\text{adopte}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Espacement (cm)
<i>Appui</i>	Armatures principales	5HA12	6.65	20
	Armatures de répartitions	4HA10	3.14	25
<i>Travée</i>	Armatures principales	5HA14	7.69	20
	Armatures de répartitions	4HA10	3.14	25

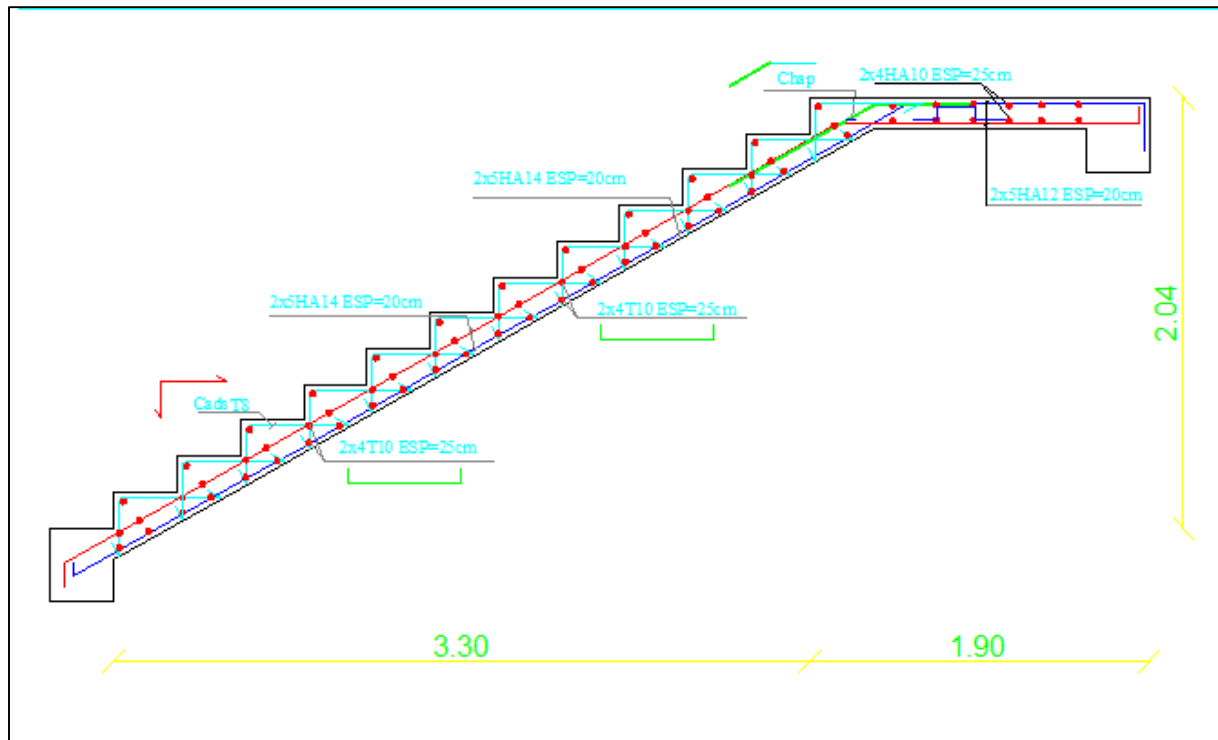


Figure III.3.11 Ferrailage de l'escalier du SOUS-SOL et RDC

### III.4 Calcul de l'acrotère

#### III.4.1 Introduction

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère assimilée à une console verticale encadrée au niveau du plancher.

L'acrotère est un élément en béton armé, de protection qui se trouve du supérieur du bâtiment, non structural assimilée à une console encadrée à sa base au plancher terrasse. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal provoqué par son poids propre (G)
- Un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge (Q), exercée par la main courante, ou bien une force sismique.

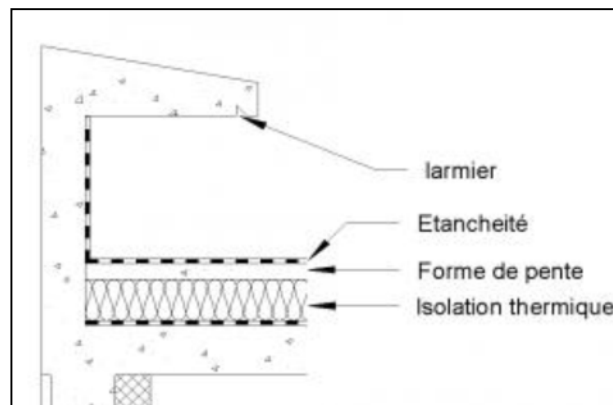


Figure III.4.1 Acrotère.

Le calcul de l'acrotère se fera sur une bonde de 1m à la flexion composée engendrée par l'effort normal due au poids propre, et le moment fléchissant maximal à la base due aux forces horizontale. Donc la section la plus défavorable est la section de l'encastrement.

### III.4.2 Dimensionnement

Hauteur :  $h=70\text{cm}$ .

Epaisseur :  $h_0=10\text{cm}$ .

Enrobage :  $c=c'=2\text{cm}$ .

Surface totale :  $S= 0.08275 \text{ cm}^2$ .

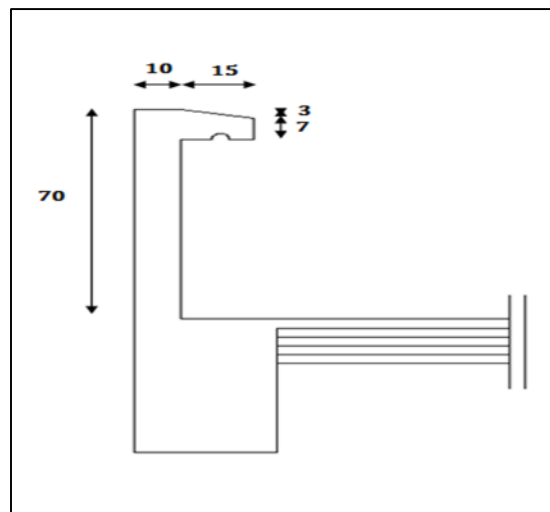


Figure III.4.2 Coupe transversale d'un acrotère.

### III.4.3 Chargement

Poids propre :  $G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.08275 = 2.069 \text{ KN/ml}$ .

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

### III.4.4 Détermination des sollicitations

Effort normal dû au poids propre :  $N=G \times 1 = 2.069 \text{ KN}$

Effort tranchant :  $T=Q \times 1 = 1 \text{ KN}$

Moment de renversement :  $M=P.h.1=1 \times 0.7 \times 1 = 0.7 \text{ KN.m}$

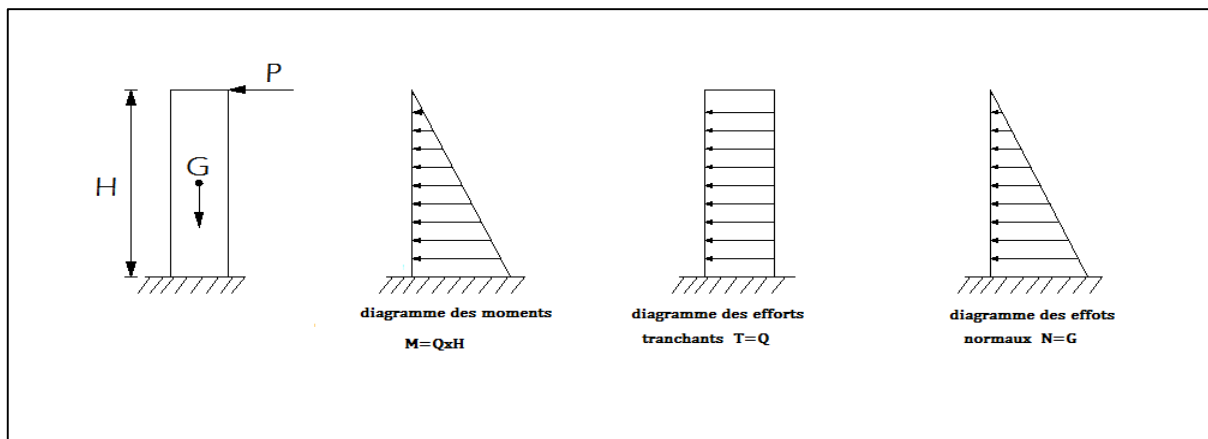


Figure III.4. III.4.3 : Diagramme des efforts internes de l'acrotère.

**III.4.5 Combinaison de charges**

A l'ELU  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

- Effort normal dû a G :  $N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.069 = 2.793 \text{KN/ml}$  ;
- Effort tranchant :  $T_u = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$  ;
- Moment de renversement dû à Q :  $1.5M_Q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{KN.m}$ .

A l'ELS  $q_s = G + Q$ .

- Effort normal dû a G :  $N_u = G = 2.069 = 2.069 \text{KN/ml}$  ;
- Effort tranchant :  $T_u = T = 1 \text{ KN}$  ;
- Moment de renversement dû à Q :  $M_Q = 0.7 = 0.7 \text{KN.m}$ .

**III.4.6 Calcul à l'état limite ultime (ELU)**

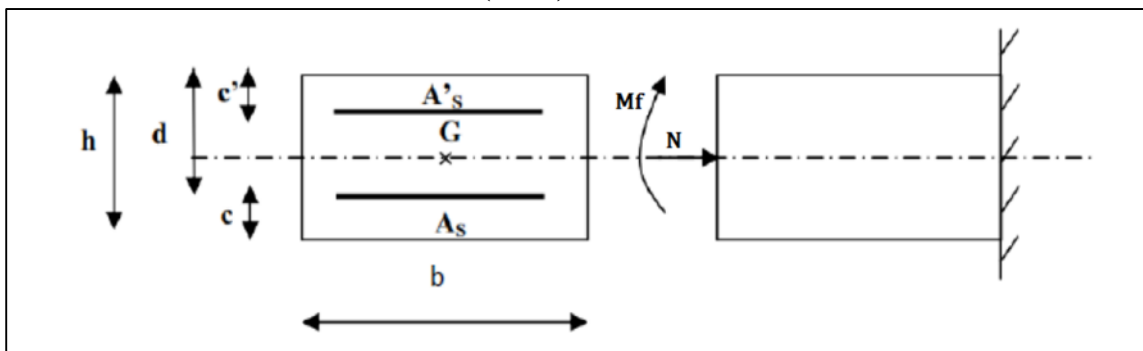


Figure III.4.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$b = 100 \text{cm}$ ,  $h = 10 \text{cm}$ ,  $d = 8 \text{cm}$ ,  $c = 2 \text{cm}$ ,  $f_e = 400 \text{MPa}$ ,  $\sigma_{st} = 348 \text{MPa}$ ,  $f_{bc} = 14.2 \text{MPa}$ .

Soit :  $\left\{ \begin{array}{l} c : \text{centre de pression.} \\ e : \text{excentricité.} \end{array} \right.$

**A. Calcul de centre de pression**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.793} = 0.376 \text{m} = 37.6 \text{cm}.$$

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

$$e = 37.6\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm.}$$

Donc le centre de pression  $c_p$  se trouve à l'extérieur de la section, et puisque  $N_u$  est un effort de compression, nous pouvons déduire que la **section est partiellement comprimée**.

Le principe de calcul est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armature fictives «  $A_f$  » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles «  $A$  ».

### B. Calcul en flexion simple

#### Moment fictif ( $M_f$ )

$$M_f = N_u \times g.$$

$g$  : distance entre le centre de pression  $C_p$  et le CDG des armatures inférieures.

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.376 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right) = 0.406\text{m.}$$

$$M_f = 2.793 \times 0.406 = 1.134\text{KN.m}$$

#### Moment réduit

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.134 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ )

À partir des abaques et pour une valeur de  $\mu = 0.012$  :  $\beta = 0.994$

#### Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.134 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348} = 0.41\text{cm}^2$$

### C. Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.41 - \frac{2.793 \times 10}{348} = 0.33\text{cm}^2$$

$$A_s = 0.33\text{cm}^2$$

$$A_{sc} = 0\text{cm}^2$$

### III.4.7 Vérifications à l'ELU

#### A. Condition de non fragilité BAEL 91 modifier 99 (Art A.4.2 ,1)

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{2.069} = 0.338\text{m} = 33.8\text{cm}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[ \frac{33.8 - 0.445 \times 8}{33.8 - 0.185 \times 8} \right] = 0.904\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0.904\text{cm}^2 > A_s = 0.41\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

### Armatures principale :

La section d'armatures donnée par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$$A_s = A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2.$$

Soit : Adopté = 5 HA 10 = 3.93 cm<sup>2</sup>/ml. Avec un espacement St = 20 cm.

### Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.9825\text{cm}^2$$

Soit : Adopté = 4 HA 10 = 3.14 cm<sup>2</sup>/ml. Avec un espacement St = 20 cm.

### B. Vérification au cisaillement

BAEL 91 modifié 99 (Art A.5.1 ,211)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{25}{1}; 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa} \quad \text{et} \quad \tau_u = \frac{v_u}{bxd} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 8} = 0.019\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.019\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### C. Vérification de l'adhérence des barres BAEL 91 modifié (Art A.6.1 ,3)

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad (\Psi_s = 1.5 \text{ H.A})$$

$$\text{et } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9d \sum U_i} \quad (\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7\text{cm} = 157\text{mm})$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa.} \quad \text{et} \quad \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 157} = 0.132\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.132\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### D. Ancrages des barres

BAEL91 modifié 99 (Art 5.1.221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 35\phi = 35 \times 1 = 35\text{cm}$$

. Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$l_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \phi \frac{f_e}{4(0.6f_{t28}\Psi^2)} = 1 \frac{400}{4(0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 35.2 \text{ cm}$$

$$l_s = 35.2 \text{ cm.}$$

Donc la longueur de scellement droite est prise égale à :  $l_s = 30 \text{ cm}$ .

**E. Espacements des barres**                      **BAEL 91 modifié (Art. A.8.2, 42)**

Pour des charges concentrées :

**Armatures principales**

$$St = 20 \text{ cm} = \min(2h; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Armatures de répartition**

$$St = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**F. Vérification de l'acrotère au séisme**      **RPA 99, modifier 2003 (Art 4-42)**

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

$$F_p = 4AC_pW_p$$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage approprié

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

L'action des forces horizontales  $F_p$ , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante  $Q$ .

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 2.069 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.069 = 0.99$$

$$F_p = 0.99 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### III.4.8 Vérification des contraintes à l'ELS

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

**A. Contraintes dans l'acier**       $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266.667; \max(200; 201.633)\} = 201.633 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 8} = 0.494 \quad \text{D'ou } \beta_1 = 0.894 \quad \text{et } k_1 = 32.17$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10^6}{0.894 \times 80 \times 3.93 \times 10^2} = 24.90 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 24.90 \text{ Pa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**B. Contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{24.90}{32.17} = 0.774 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.774 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.4.9 Conclusion**

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

*Tableau III.4-1 Ferrailage de l'acrotère.*

	<i>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Ferrailage</i>	<i>A adopte (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>st (cm)</i>
<i>Armatures principales</i>	0.904	5 HA 10	3.93	20
<i>Armatures de répartition</i>	0.904	4 HA 10	3.14	22

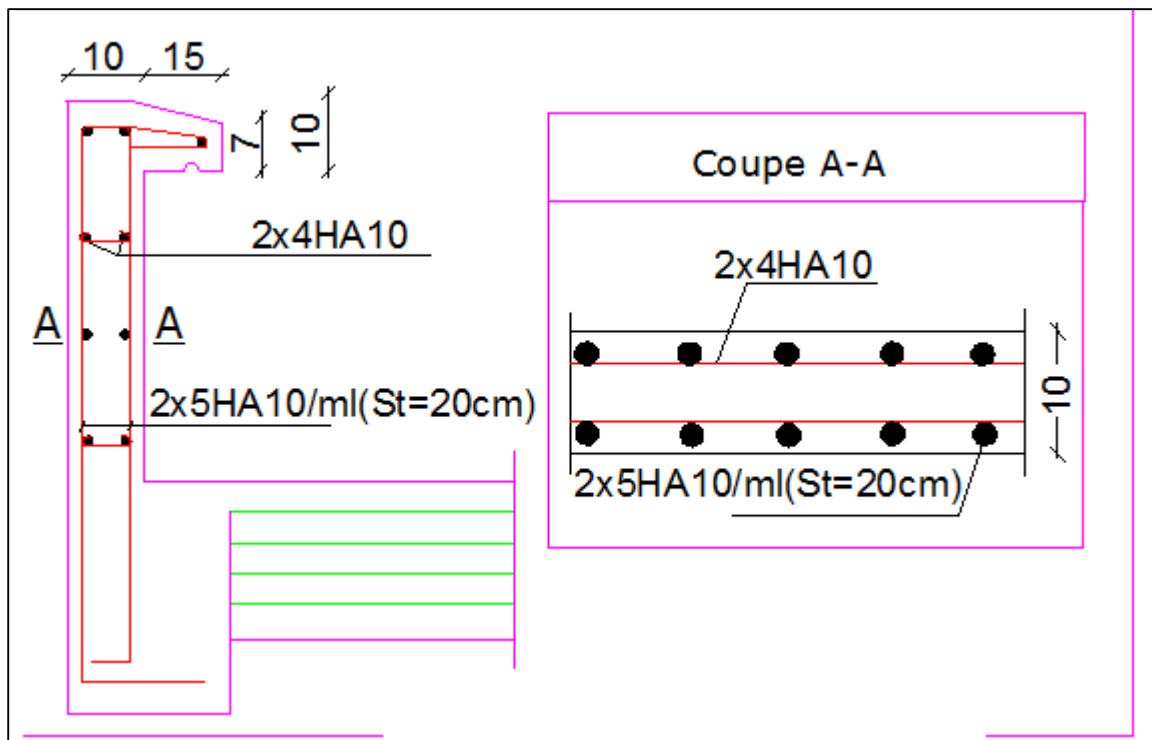


Figure III.4.5 : Ferrailage de l'acrotère.

### III.5 Calcul de la poutre palière

#### III.5.1 Définition:

La poutre palière est une poutre d'une section rectangulaire (bxh) , considérée comme semi encastrée dans les poteaux .Elle est destinée à supporter son poids propre le poids de mur et la réaction du palier ,sa portée est de 2.95(longueur libre entre nus d'appuis ).On choisit la poutre palière d'étage courant et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

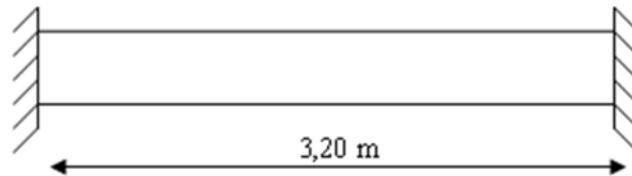


Figure III.5.1: Schéma de la poutre palière.

#### III.5.2 Pré dimensionnement : voir chapitre2

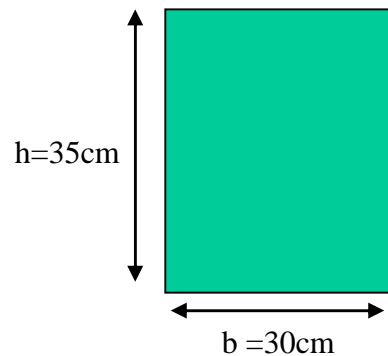


Figure III.5.2: Section de la poutre palière.

#### III.5.3 Evaluation des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{KN/ml}$
  - poids du mur  $G_M = 2.36 \times (3.06 - 0.35) = 6.395 \text{KN/ml}$
  - Réaction du palier à l'ELU :  $R_B = 43.14 \text{KN}$
  - Réaction du palier à l'ELS :  $R_B = 31.94 \text{KN}$
- $G = G_p + G_M = 9.02 \text{KN/ml}$

**III.5.4 Calcul à L'ELU**

**a. Combinaisons de charges :**

$$q_u = 1.35G + R_u = 1.35 \times 9.02 + 43.14 = 55.31 \text{ KN/ml}$$

**b. Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{55.31 \times 3.2}{2} = 88.49 \text{ KN}$$

**c. Calcul des efforts internes :**

$$T_y = -55.31x + 88.49$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T_y = 88.50 \text{ KN} \\ x = 3.2 & \rightarrow T_y = -88.50 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{55.31 \times 3.2^2}{8} = 70.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^A = -0.3M_{max} = -0.3 \times 70.79 = -21.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 0.85M_{max} = 0.85 \times 70.79 = 60.17 \text{ KN.m}$$

**d. Diagrammes des efforts internes :**

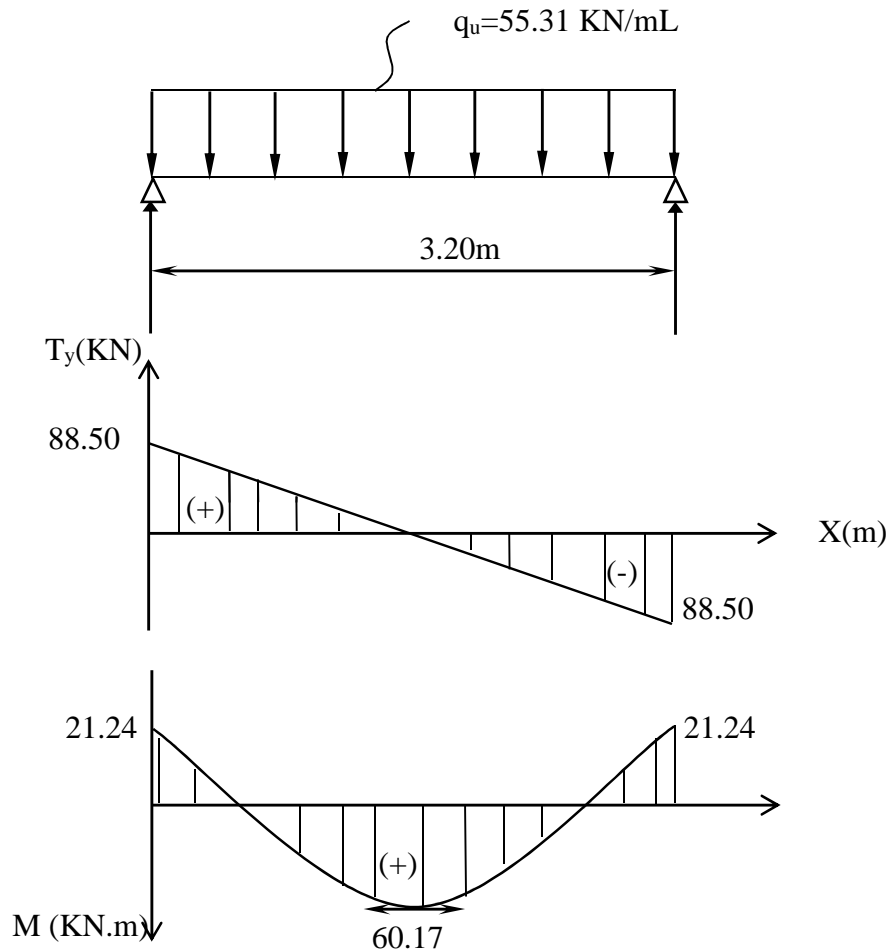


Figure III.5.3 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

**e. Calcul des armatures :**

$d = 33 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $C = C' = 2 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$

En travée :  $M_{max}^t = 60.17 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{60.17 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.130 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_t = 0.130 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0.130 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.930$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{60.17 \times 10^6}{0.930 \times 330 \times 348} = 5.63 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature :

Soit **3HA16+2HA12 = 8.29 cm<sup>2</sup>**

**Aux appuis :**

$$M_{max}^A = -21.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{21.24 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_A = 0.046 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0.046 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.976$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.24 \times 10^6}{0.976 \times 330 \times 348} = 1.89 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature :

Soit **3HA16 = 6.03 cm<sup>2</sup>**.

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (art7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$A_a = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2 > 0,005 b \cdot h = 5 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

$A_t = 3HA16 + 2HA12 = 8,29 \text{ cm}^2 > 0,005 b \cdot h = 5 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

▪ **Vérification à l'ELU:**

a. **Condition de non fragilité (BAEL91, Art-A-4.2,1):**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$A_{adopte} = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**En travée :**

$A_{adopte} = 8.29 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

La section d'armatures choisie est supérieure à  $A_{min}$ , donc la condition est vérifiée

**b. Contrainte tangentielle (BAEL91, Art A.5.1):**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 88.50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{88.50 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0.20 \frac{2.1}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$  **condition est vérifiée**

**Conclusion :**

Pas de risque de cisaillement; donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

Où :  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9d \sum U_i} \quad \text{Où :}$$

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3.14 \times 16 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{88.50 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.72} = 1.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

#### d. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \tau_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } L_s = \frac{400 \times 1.6}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

$l_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0.4 L_s$

$$\text{Pour les HA 16 : } L_c = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{ cm.}$$

Finalement : La longueur  $L_c = 25 \text{ cm}$ .

#### e. Influence de l'effort tranchant

##### • Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1, 312)

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 88.50 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 6.03 \text{ cm}^2 > 2.54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

##### • Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1, 313)

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \frac{2 \times 88.50 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 330} = 1.48 \text{ MPa} < \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

#### f. Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2)

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (10 ; 30 ; 16) = 10 \text{ mm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en  $\varphi 8$  ( $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ ).

#### g. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)

$$S_{t \text{ max}} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (29.7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}$$

On opte :  $S_{t \max} = 15 \text{ cm}$

### h. Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22)

« Si on désigne par  $A_t$  la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité  $f_e$  la quantité  $\frac{A_t f_e}{b_o S_t}$  doit être au moins égale à 0.4 MPa (ou N/mm<sup>2</sup>) » D'où :

$$\frac{A_t f_e}{b_o S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_{t \min} \leq \frac{0.4 b_o S_t}{f_e} = \frac{0.4 \cdot 30 \cdot 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

### h. Exigences du RPA 99 (Art. 7.5.2)

#### 1. Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_a = 3 \text{ HA16} = 6.03 \text{ cm}^2 > 0.005 b x h = 5.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 3 \text{ HA16} + 2 \text{ HA12} = 8.29 \text{ cm}^2 > 0.005 b x h = 5.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### 2. Armatures transversales (Art. 7.5.2.2)

- **Armatures transversales minimales**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2. \text{ La condition est vérifiée.}$$

- **Zone nodale (appuis)**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (8.75 ; 19.2) = 8.75 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$$

- **Zone courante (travée)**

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

- **Calcul à l'ELS**

- a. **Combinaison de charge:**

$$q_s = G + R_s = 9.02 + 31.94 = 40.96 \text{ KN/ml.}$$

- b. **Détermination des efforts internes**

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{40.96 \times 3.20}{2} = 65.53 \text{ kN.}$$

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{40.96 \times 3.20^2}{8} = 52.42 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

**En travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 52.42 = 44.56 \text{ kN.m.}$$

Aux appuis :

$$M_a = -0.3M_o = -0.3 \times 51.61 = -15.73 \text{ kN.m}$$

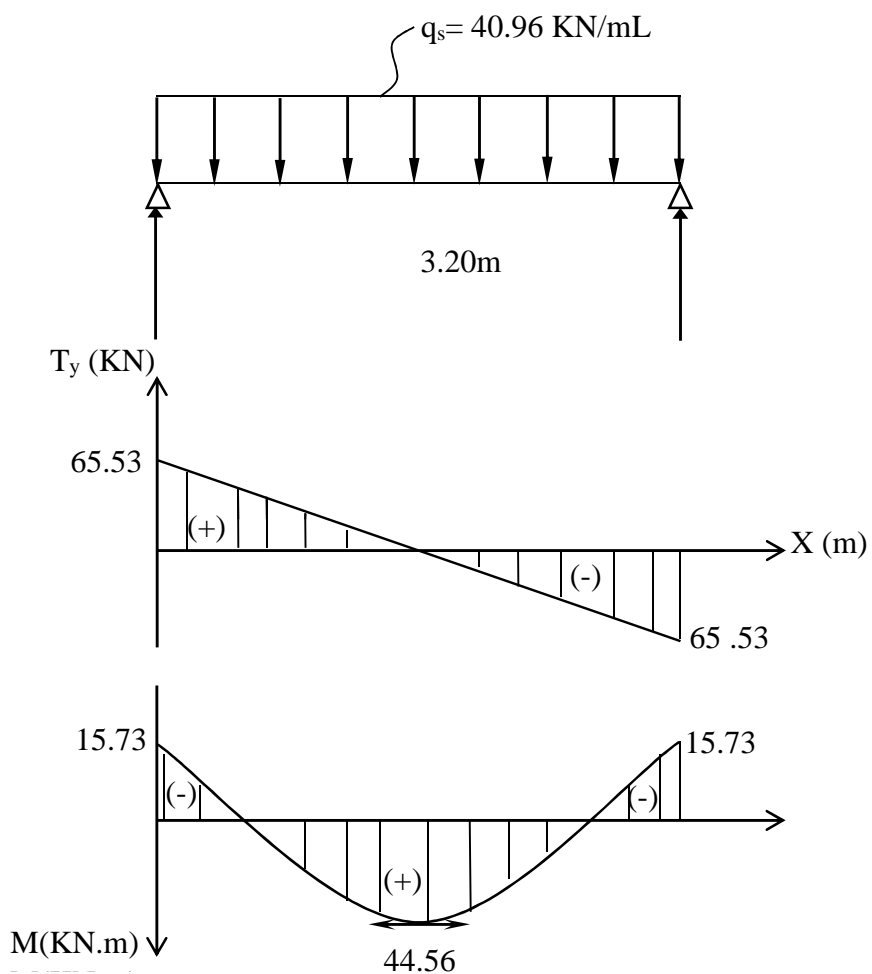


Figure III.5.4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

### III.5.5 Vérification à l'ELS.

#### 1- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Dans le béton}$$

- **Aux appuis :**

#### Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{SA}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_{Ap} = 6.03 \text{ cm}^2 ; M_{SA} = 15.73 \text{ KN.m} ; d = 33 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{bd} = \frac{100 \times 6.03}{30 \times 33} = 0.609$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 28.46 \\ \beta_1 = 0.885 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15.73 \times 10^3}{0.885 \times 30 \times 6.03} = 98.25 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 98.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La Condition est vérifiée.}$$

#### Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28.46} = 0.035$$

$$\sigma_{bc} = 0.035 \times 98.25 = 3.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ la Condition est vérifiée.}$$

- **En travée :**

#### Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_t = 8.29 \text{ cm}^2 ; M_t = 44.56 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 8.29}{30 \times 33} = 0.837$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 23.30 \\ \beta_1 = 0.870 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{44.56 \times 10^3}{0.870 \times 33 \times 8.29} = 187.22 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 187.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La Condition est vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{23.30} = 0.043$$

$$\sigma_{bc} = 0.043 \times 187.22 = 8.05 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.05 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

**2. Etat limite d’ouverture des fissures**

L’escalier 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. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91).

**3. Etat limite de déformation**

Il n’est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) [14] :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{L} > \frac{Mt}{10M_o} ; \quad \frac{A_s}{b o d} < \frac{4.2}{f_e}$$

D’où :

- $\frac{h}{L} = \frac{35}{320} = 0.109 > \frac{1}{16} = 0.0625.$  **La condition est vérifiée.**
- $\frac{h}{L} = 0.109 > \frac{Mt}{10M_o} = \frac{44.56}{10 \times 15.73} = 0.085$  **La condition est vérifiée.**
- $\frac{A}{b o d} = \frac{6.03}{30 \times 33} = 0.006 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$  **La condition est vérifiée.**

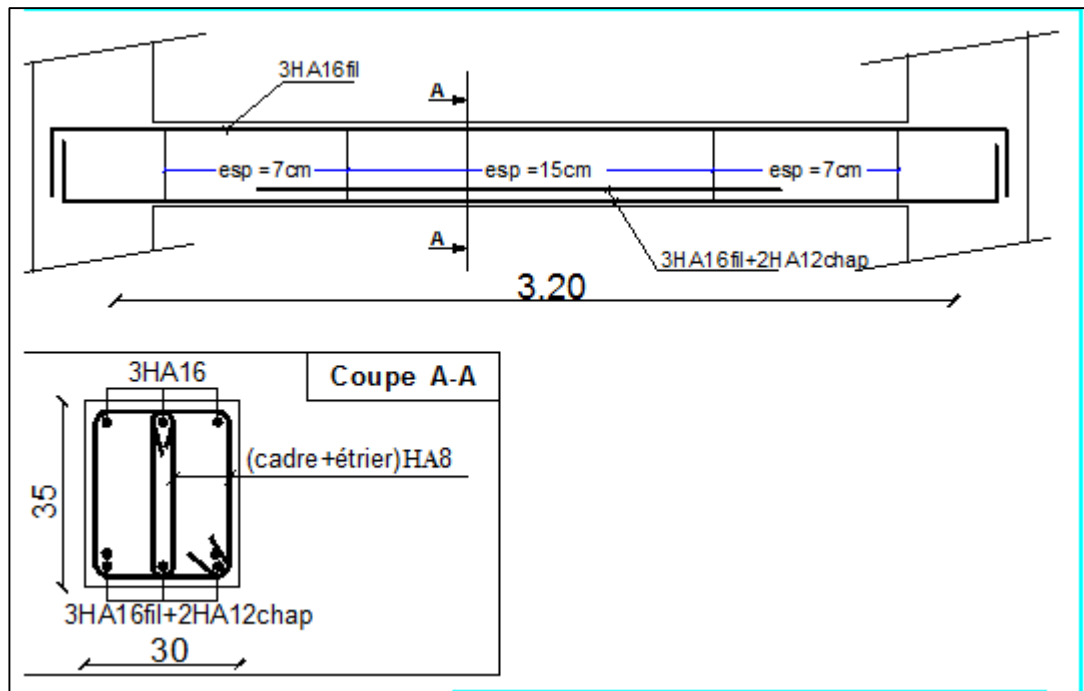
Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n’est pas nécessaire (La flèche est vérifiée)

**III.5.6 Conclusion :**

Après toutes les vérifications on adopte le ferrailage suivant :

*Tableau III.5-1 Ferrailage de la poutre palière :*

	Ferrailage	A adopte (cm <sup>2</sup> )	cadre	st (cm)
Appui	3HA12	8.29	Φ8	7
Travée	3HA16+2HA12(chap)	3.39	Φ8	15



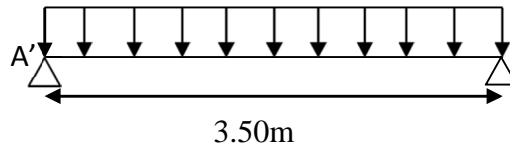
FiIII.5.5 Ferrailage de la poutre palière :

### III.6 Etude de la poutre de chaînage :

#### III.6.1 Définition

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé; elle repose sur deux appuis des poutres principales elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures ; ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

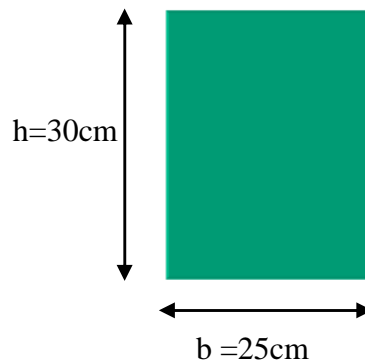
Et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).



*Figure III.6.1: Schéma statique d'une poutre.*

#### III.6.2 Pré dimensionnement :

Voir chapitre 2



*Figure III.6.2: Section de la poutre chaînage*

#### III.6.3 Evaluation des charges et surcharges :

##### Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre :  $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$

Poids du mur (double cloison) :  $(3.06 - 0.30) \times 2.36 = 6.513 \text{ KN/ml}$

Poids du plancher :  $(5.50 \times 0.65 / 2) = 1.787 \text{ KN/ml}$

**On aura :**  $G_T = 10.175 \text{ KN/ml}$ .

##### La surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times (0.65/2) = 0.812 \text{ KN/ml.}$$

### III.6.4 Combinaisons de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 10.175 + 1.5 \times 0.812 = 14.95 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 10.175 + 0.812 = 10.98 \text{ KN/ml.}$$

#### Etude de la poutre à l'ELU :

##### Calcul des efforts :

##### Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \cdot q_u l^2 / 8$$

$$M_t = 0.85 \times 14.95 \times \left( \frac{3.50^2}{8} \right) = 19.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = (-0.30) \cdot q_u l^2 / 8$$

$$M_a = -0.30 \times 14.95 \times \left( \frac{3.50^2}{8} \right) = -6.87 \text{ KN.m}$$

##### Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 14.95 \times \frac{3.50}{2} = 26.16 \text{ KN}$$

### III.6.5 Effort tranchant :

$$T(x) = -14.95x + 26.16$$

$$\text{Pour } (x=0) \rightarrow T(0) = 26.16 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } (x=3.50) \rightarrow T(3.50) = -26.16 \text{ KN}$$

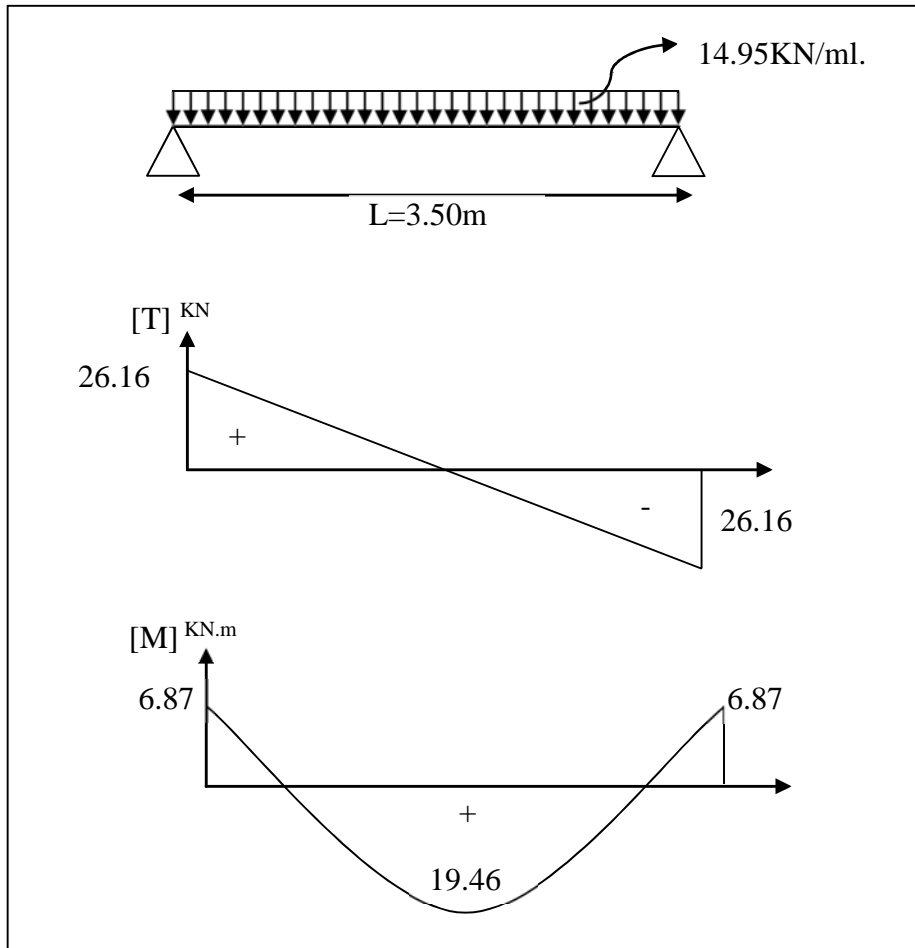


Figure III.6.3: Diagramme des efforts internes à l'E.L.U.

**III.6.6 Calcul des armatures :**

**III.6.6.1 Calcul des armatures longitudinales :**

$b=25\text{ cm} , c=2\text{ cm} , d=28\text{m}$

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.46 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.070$$

$\mu = 0.069 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \mu = 0.070 \Rightarrow \beta = 0.964$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19.46 \times 10^3}{0.964 \times 28 \times 348} = 2.07\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA12**  $\Rightarrow A_{t\text{adopter}} = 3.39\text{cm}^2$

**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.87 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.024$$

$\mu = 0.024 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \mu = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.87 \times 10^3}{0.988 \times 28 \times 348} = 0.71\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA12**  $\Rightarrow A_{a\text{adopter}} = 3.39\text{ cm}^2$

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité : BAEL 91/(Art A.4.2.1):**

On doit vérifier que:  $A_s \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

AN:  $A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1 / 400 = 0.845\text{cm}^2$

On constate que:

$A_t = 3.39\text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845\text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

$A_a = 3.39\text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845\text{ cm}^2$  ..... condition vérifiée

**Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5.2.2):**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u$

AN:  $\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{26.16 \times 10}{25 \times 28} = 0.373\text{MPa} \end{array} \right.$

$$\tau_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement; donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):

#### Dans le béton (BAEL /Art A.5.1.313) :

$$\text{On doit vérifier que : } V_u \leq 0,4 \cdot b \cdot 0,9 \cdot d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{AN: } V_u = 26.16 \text{ kN} < 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 28 \times 2.5 / 1.5 = 420 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

#### Sur les aciers :( BAEL91 /Art A.5.1, 321:

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$\text{AN: } \frac{1,15}{400} \left( 26.16 + \frac{6.87}{0,9 \times 0.28} \right) = 0.153 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.153 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant  $T_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

### Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{26.16 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 0.92 \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}} \quad \text{Avec } l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale à  $0,4 l_s$  pour les aciers HA

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 20 \text{ cm}$

### III.6.6.2 Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left( \frac{30}{30} = 1 ; \frac{25}{10} = 2,5 ; 1,2 \right) = 10 \text{ mm}$$

$$\phi \leq 10 \text{ mm} \rightarrow \phi = 8 \text{ mm.}$$

On opte comme armatures transversales un cadre de  $\Phi 8$  et un étrier de  $\Phi 8 \text{ mm}$

#### Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (25,2; 40) = 25,2 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{3,39 \times 400}{25 \times 20} = 2,712 \text{ MPa}$$

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

$$0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### Exigence du RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)

D'après le R.P.A 2003, l'espacement est donné selon deux zones :

##### En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} \Rightarrow S_t \leq \min (7,5 ; 14,4 ; 30) = 7,5 \Leftrightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

##### En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

#### Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :

On doit vérifier que :  $A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$

$$AN: A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,003 \times 20 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 1,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$(\text{Soit } 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Calcul à l'ELS :

Les moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{10.98 \times 3.5^2}{8} = 16.81 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{\max} = 0.85 \times 16.81 = 14.29 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0.3M_{\max} = -0.3 \times 16.81 = -5.04 \text{ kN.m}$$

III.6.7 Les efforts tranchants :

$$T_A = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{16.81 \times 3.50}{2} = 29.42 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q \cdot L}{2} = -29.42 \text{ kN}$$

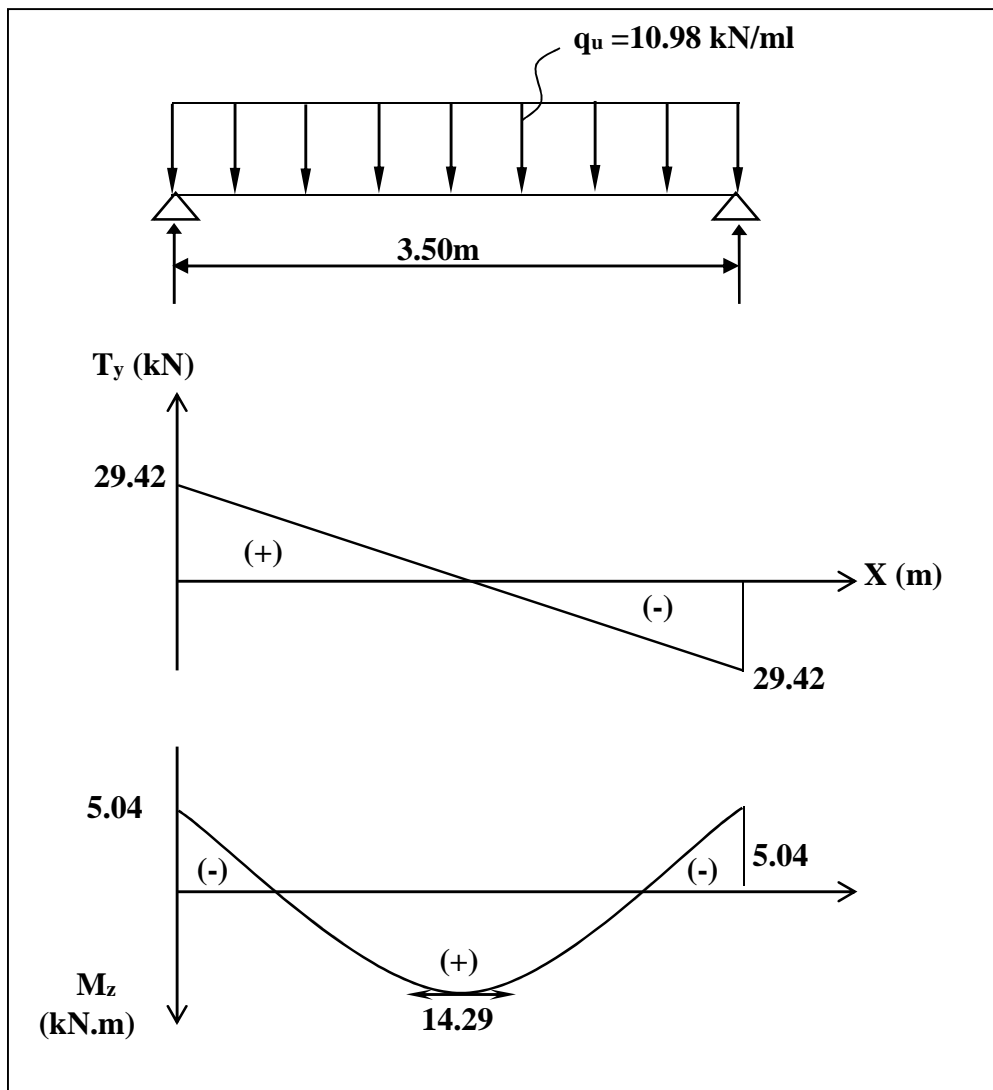


Figure III.6.4: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

## III.6.8 Vérification à l'ELS.

## Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Dans le béton}$$

Aux appuis :

## Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sA}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{Ap} = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_{sA} = 5.04 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.483$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 32.62 \\ \beta_1 = 0.895 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.04 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 59.32 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 59.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

## Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32.62} = 0.030$$

$$\sigma_{bc} = 0.030 \times 59.32 = 1.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la Condition est vérifiée.}$$

En travée :

## Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_t = 14.29 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = 0.483$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 32.62 \\ \beta_1 = 0.895 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{14.29 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 168.20 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 168.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = 0.030$$

$$\sigma_{bc} = 0.030 \times 168.20 = 5.046 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.046 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

**2. Etat limite d'ouverture des fissures**

L'escalier 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. (**Article A.4.5, 32 du BAEL 91**).

**3. Etat limite de déformation**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) [14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_o d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

**D'où :**

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{350} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.086 > \frac{Mt}{10M_o} = \frac{14.29}{10 \times 16.81} = 0.085 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_o d} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

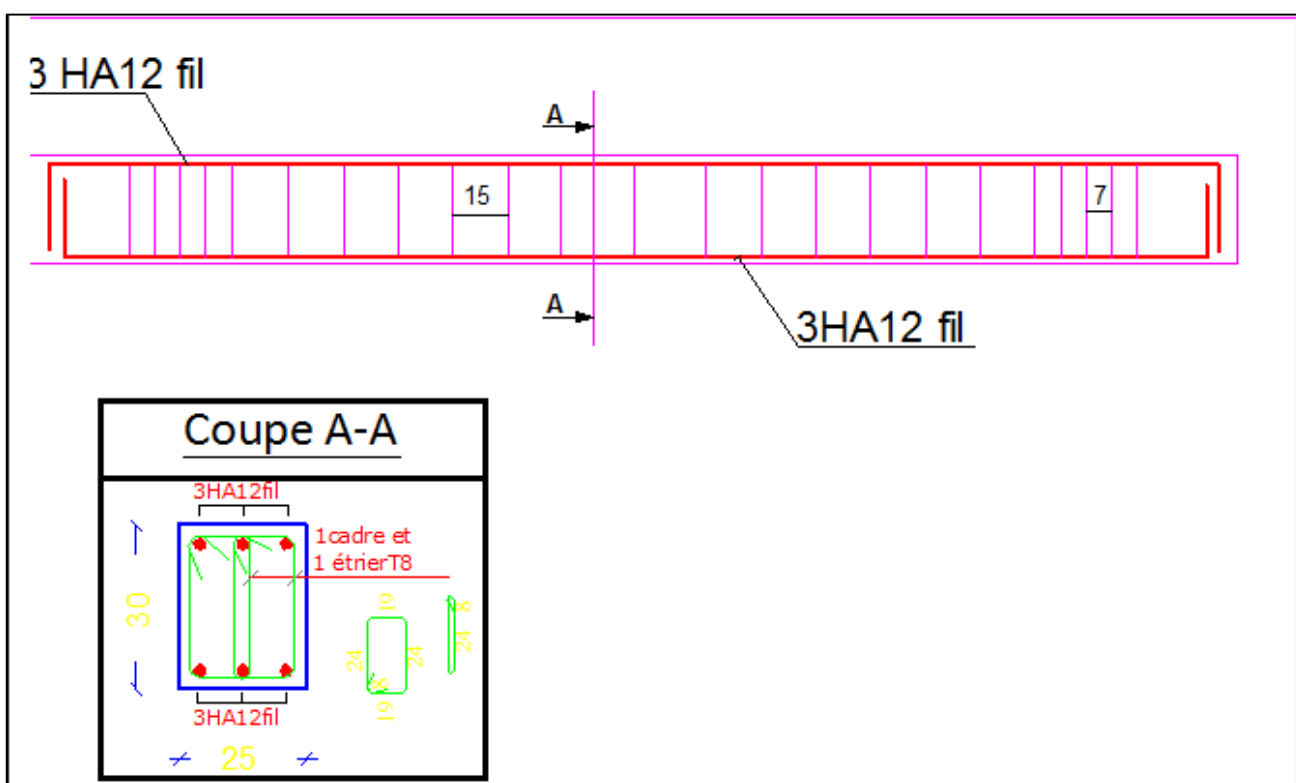
Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée)

**III.6.9 Conclusion :**

Après toutes les vérifications on adopte le ferrailage suivant :

*Tableau III.6-1 Ferrailage de la poutre chaînage.*

	Ferrailage	$A_{adopte} (cm^2)$	cadre	Espacement (cm)
Appui	3HA12	8.29	$\Phi 8$	7
Travée	3HA12	3.39	$\Phi 8$	15



*Figure III.6.5 Ferrailage de la poutre chaînage.*

### III.7 Poutre inclinée :

#### III.7.1 Introduction :

La poutre inclinée est une poutre d'une section rectangulaire (bxh). Elle est destinée à supporter son poids propre et le poids de la toiture.

Sa portée est de 6.64m

#### III.7.2 Pré dimensionnement :

Voir chapitre2

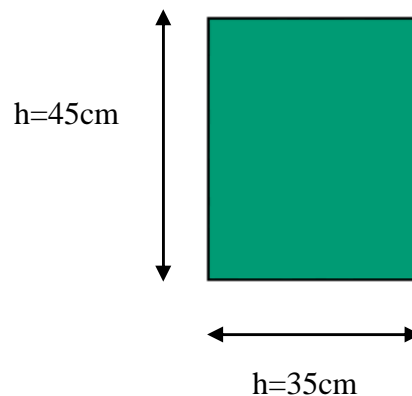


Figure III.7.1: Section de la poutre inclinée

#### III.7.3 Evaluation des charges et surcharges :

##### Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre :  $0.35 \times 0.45 \times 25 = 3.937 \text{ KN/ml}$

Poids de la toiture :  $0.5 \times \left(\frac{3+3.5}{2}\right) = 1.625 \text{ KN/ml}$

on aura:  $G_T = 5.56 \text{ KN/ml}$ .

##### La surcharge d'exploitation :

$Q = 1 \times \left(\frac{3+3.5}{2}\right) = 3.25 \text{ KN/ml}$ .

##### Combinaisons de charges :

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.56 + 1.5 \times 3.25 = 12.38 \text{ KN/ml}$ .

ELS:  $q_s = G + Q = 5.56 + 3.25 = 8.81 \text{ KN/ml}$ .

En travée :  $M_t = 0.85 \cdot q_u l^2 / 8$

$$M_t = 0.85 \times 12.38 \times \left(\frac{6.64^2}{8}\right) = 57.99 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :  $M_a = (-0.30).q_u l^2/8$

$$M_a = -0.30 \times 12.38 \times \left(\frac{6.64^2}{8}\right) = -20.47 \text{ KN.m}$$

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 12.38 \times \frac{6.64}{2} = 41.10 \text{ KN}$$

### III.7.4 Effort tranchant :

$$T(x) = -12.38x + 41.10$$

Pour  $(x=0) \rightarrow T = 41.10 \text{ KN}$

Pour  $(x=6.64\text{m}) \rightarrow T = -41.03 \text{ KN}$

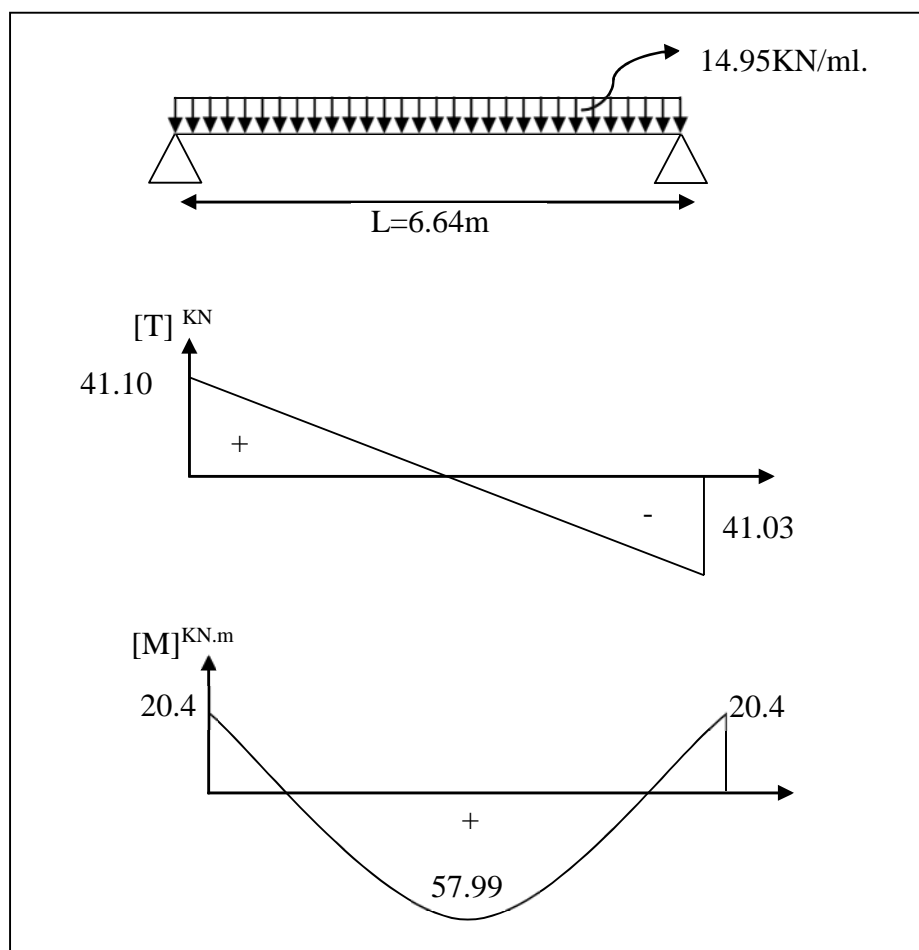


Figure III.7.2: Diagramme des efforts internes à l'E.L.U.

**III.7.5 Calcul des armatures :**

**Calcul des armatures longitudinales :**

$b=35 \text{ cm} \quad , \quad c=2 \text{ cm} \quad , \quad d=43 \text{ cm}$

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{57.99 \times 10^3}{35 \times 43^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu = 0.062 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \mu = 0.062 \Rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{57.99 \times 10^3}{0.968 \times 43 \times 348} = 4 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA14**  $\Rightarrow A_{t \text{ adopter}} = 4.62 \text{ cm}^2$

**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20.47 \times 10^3}{35 \times 43^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \mu = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{20.47 \times 10^3}{0.989 \times 43 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA12**  $\Rightarrow A_{a \text{ adopter}} = 3.39 \text{ cm}^2$

**III.7.6 Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité : BAEL 91/(Art A.4.2.1):**

On doit vérifier que:  $A_s \geq A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$

AN:  $A_{\min} = 0.23 \times 35 \times 43 \times 2.1 / 400 = 1.82 \text{ cm}^2$

On constate que:

$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.82 \text{ cm}^2$  ..... **condition vérifiée**

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.82 \text{ cm}^2$  ..... **condition vérifiée**

**Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5.2.2):**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{AN: } \tau_u = \begin{cases} \frac{41.10 \times 10}{35 \times 43} = 0.273 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u = 0.273 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$  ..... **condition est vérifiée**

Pas de risque de cisaillement; donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):

#### Dans le béton (BAEL /Art A.5.1.313) :

On doit vérifier que:  $V_u \leq 0,4 \cdot b \cdot 0,9 \cdot d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

AN:  $V_u = 41.10 \text{ kN} < 0.4 \times 35 \times 0.9 \times 43 \times 2.5 / 1.5 = 903 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

#### Sur les aciers :( BAEL91 /Art A.5.1, 321)

On doit vérifier que :  $A \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u + \frac{M_a}{0,9d})$

AN:  $\frac{1,15}{400} (41.10 + \frac{20.47}{0,9 \times 0.43}) = 0.270 \text{ cm}^2$

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.270 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

On constate que l'effort tranchant  $T_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

#### Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

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

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i}$  Avec :  $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$

$\tau_{se} = \frac{41.10 \times 10^3}{0.9 \times 430 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 0.94 \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

#### Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}}$  avec  $l_s$  = longueur de scellement droit

$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm}$

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale a  $0,4 l_s$  pour les aciers HA

$$L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

Soit  $L_s=20$  cm

**f. Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left( \frac{45}{30} = 1.5 ; \frac{35}{10} = 3.5 ; 1.2 \right) = 10 \text{ mm}$$

$$\square \square 10 \text{ mm} \quad \square \quad \square \square 8 \text{ mm} \cdot (2.01 \text{ cm}^2)$$

On opte comme armatures transversales un cadre de  $\square$  8 et un étrier de  $\square$  8 mm

**Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (38.7 ; 40) = 38.7 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 25$  cm

**Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2)**

D'après le R.P.A 2003, l'espacement est donné selon deux zones :

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} \Rightarrow S_t \leq \min (11.25 ; 14.4 ; 30) = 11.25 \Leftrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

**Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

On doit vérifier que :  $A_t \geq A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$

$$AN: A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 25 = 1.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} \square 1.5 \text{ cm}^2 \square \text{soit } 4HA8 \square 2.01 \text{ cm}^2$$

$$(\text{Soit } 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**III.7.7 Calcul à l'ELS :**

**Les moments fléchissant**

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{8.81 \times 6.64^2}{8} = 48.55 \text{ kN.m}$$

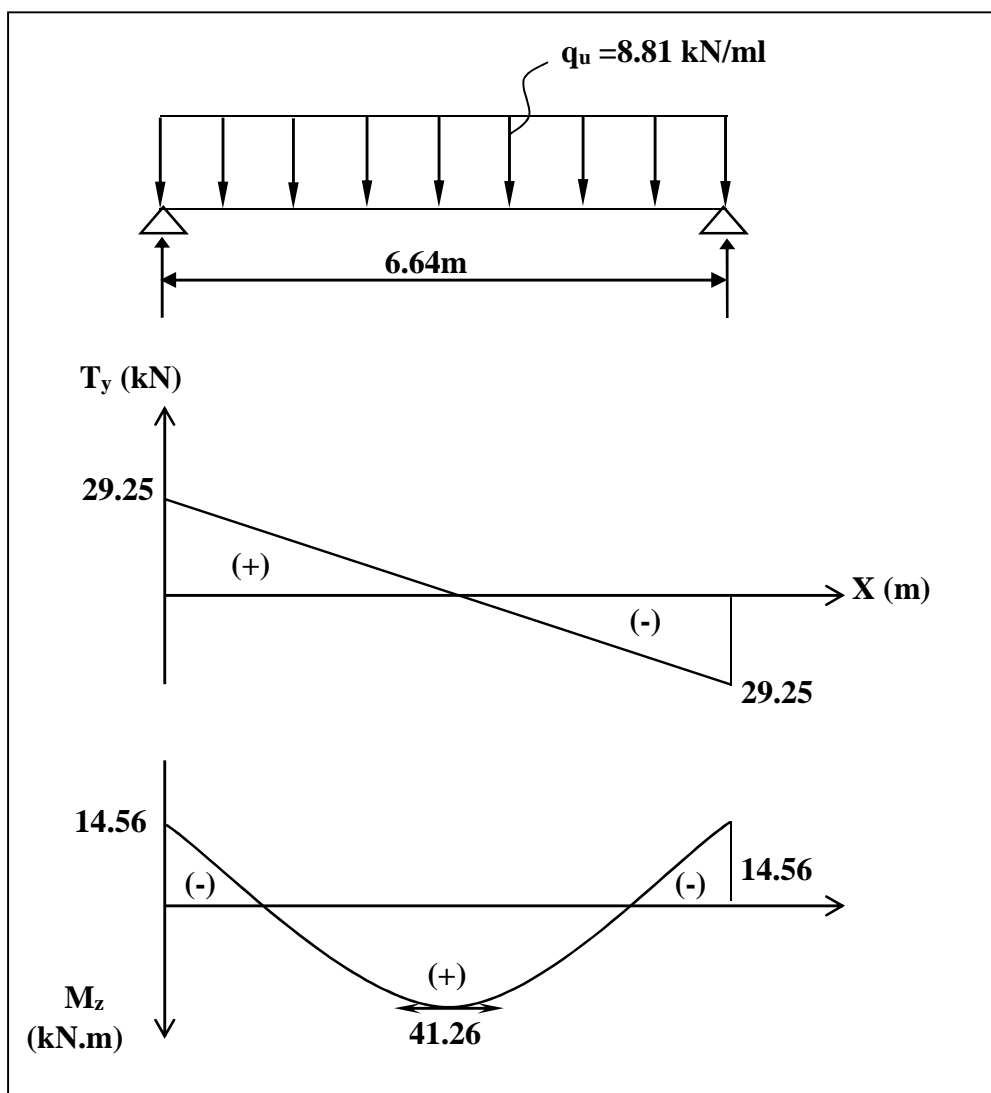
$$M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 48.55 = 41.28 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 48.55 = -14.56 \text{ kN.m}$$

Les efforts tranchant :

$$T_A = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{8.81 \times 6.64}{2} = 29.25 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q \cdot L}{2} = -29.25 \text{ kN}$$



LS.

Figure III.7.3: Diagramme des efforts internes à l'ELS

**Vérification à l'ELS.****1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers**

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  Dans le béton

**Aux appuis :**

**Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sA}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{Ap} = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_{sA} = 14.56 \text{ KN.m} ; d = 43 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{35 \times 43} = 0.225$$

$$\left. \begin{array}{l} K_1 = 50.79 \\ \beta_1 = 0.924 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{14.56 \times 10^3}{0.924 \times 43 \times 3.39} = 108.09 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 108.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ ..... **La Condition est vérifiée.**

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{50.79} = 0.019$$

$$\sigma_{bc} = 0.019 \times 108.09 = 2.05 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ..... **la Condition est vérifiée.**

**En travée :**

**Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 4.62 \text{ cm}^2 ; M_t = 41.26 \text{ KN.m} ; d = 43 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = 0.307$$

$$\left. \begin{array}{l} K_1 = 42.47 \\ \beta_1 = 0.913 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{41.26 \times 10^3}{0.913 \times 43 \times 4.62} = 227.48 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 227.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ ..... **La Condition est vérifiée.**

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = 0.023$$

$$\sigma_{bc} = 0.023 \times 227.48 = 5.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

**2. Etat limite d'ouverture des fissures**

L'escalier 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. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91).

**3. Etat limite de déformation**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) [14] :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{L} > \frac{Mt}{10Mo} ; \quad \frac{As}{bod} < \frac{4.2}{fe}$$

**D'où :**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{664} = 0.068 > \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.068 > \frac{M}{10Mo} = \frac{14.56}{10 \times 48.55} = 0.029 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bod} = \frac{4.62}{35 \times 43} = 0.002 < \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée)

**III.7.8 Conclusion :**

Après toutes les vérifications on adopte le ferrailage suivant :

*Tableau III.7-1 Ferrailage de la poutre inclinée*

	Ferrailage	A adopte (cm <sup>2</sup> )	cadre	st(cm)
Appui	3HA14	4.62	Φ8	10
Travée	3HA12	3.39	Φ8	20

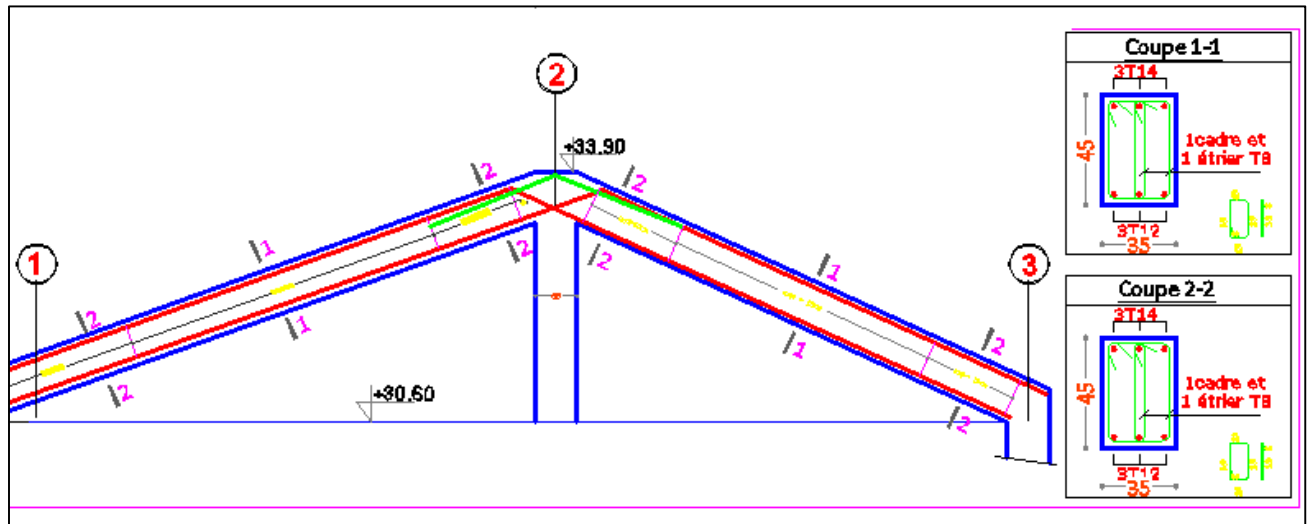
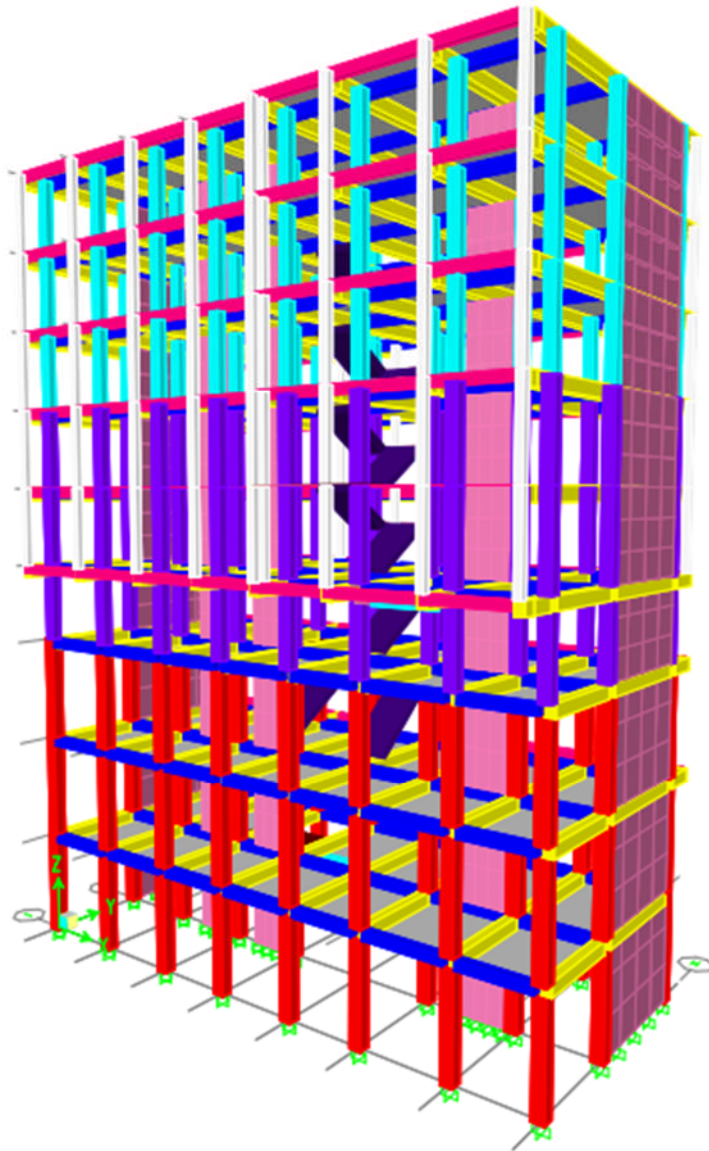


Figure III.7.4 Ferrailage de la poutre inclinée

# Chapitre IV :

CHAPITRE IV :

## *Modélisation*



**Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la stabilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : **ETABS, ROBOT, SAP**. .etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS Version 9.6.0**

**IV.2 Description du logiciel ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les modes de vibration.....etc.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations. En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus,

ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment(plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD,SAP2000).

**IV.2.1 Choix de la Méthode de calcul :**

Le règlement parasismique algérien «RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

**IV.2.2 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur les conditions complémentaires

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique sont satisfaites car le bâtiment est régulier en plan et en élévation et ( $h=30.60m < 65m$ )

### IV.3 Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

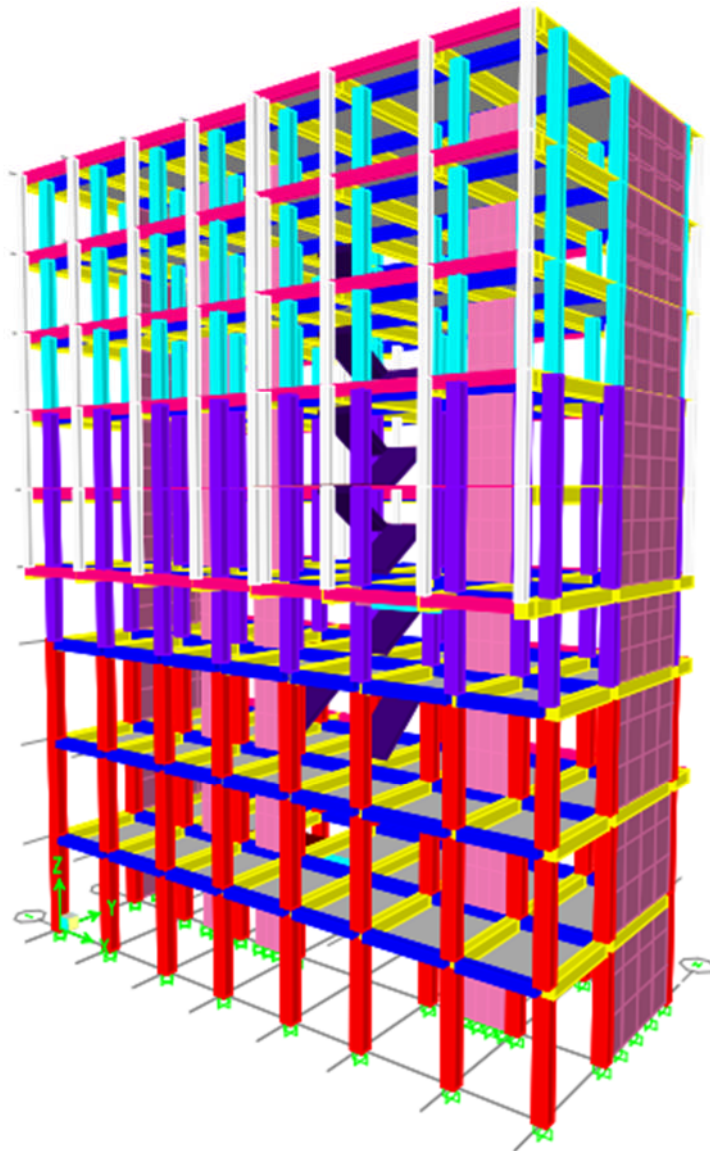
Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales choisies par le projecteur ; dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

### IV.4 Les étapes de la modélisation

En général La modélisation sur ETABS consiste les étapes suivantes :

- Choisir les unités par défaut avant de commencer (il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session ETABS) ;
- Introduction de la géométrie du modèle ;
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- Dessin du modèle ;
- Définition des charges statiques (G, Q) ;
- Définition de la charge dynamique E ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme) ;

Modèle ETABS :



*Figure IV.4.1: vue de la structure en 3 D*

#### **IV.5 L'analyse dynamique et Visualisation des résultat :**

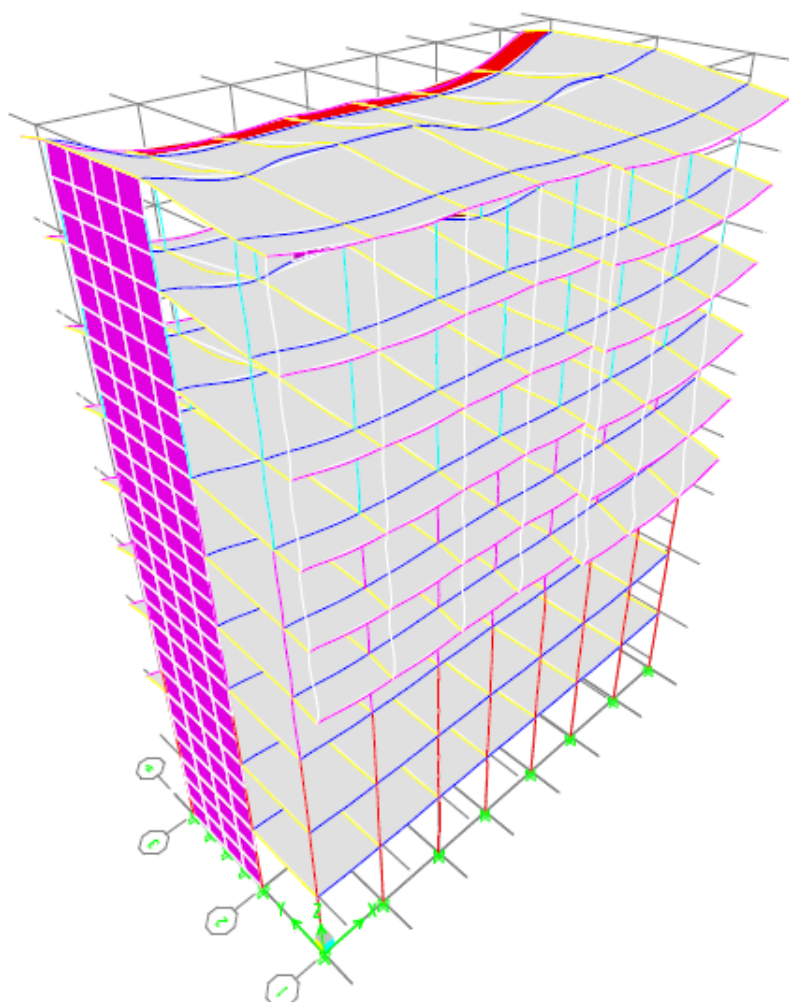
Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes on les prennent égale à 20 mode , comme suite :

- ⇒ Analyze → Set Analysis Options → Set Dynamic Parameters
- entrer le nombre de modes dans la case « Number of Modes ».
  - « Analysis Options » cocher « Full 3D » pour une analyse en trois dimensions .
  - « Include P-Delta» pour l'analyse du second ordre P-Delta.

Lancer l'analyse :

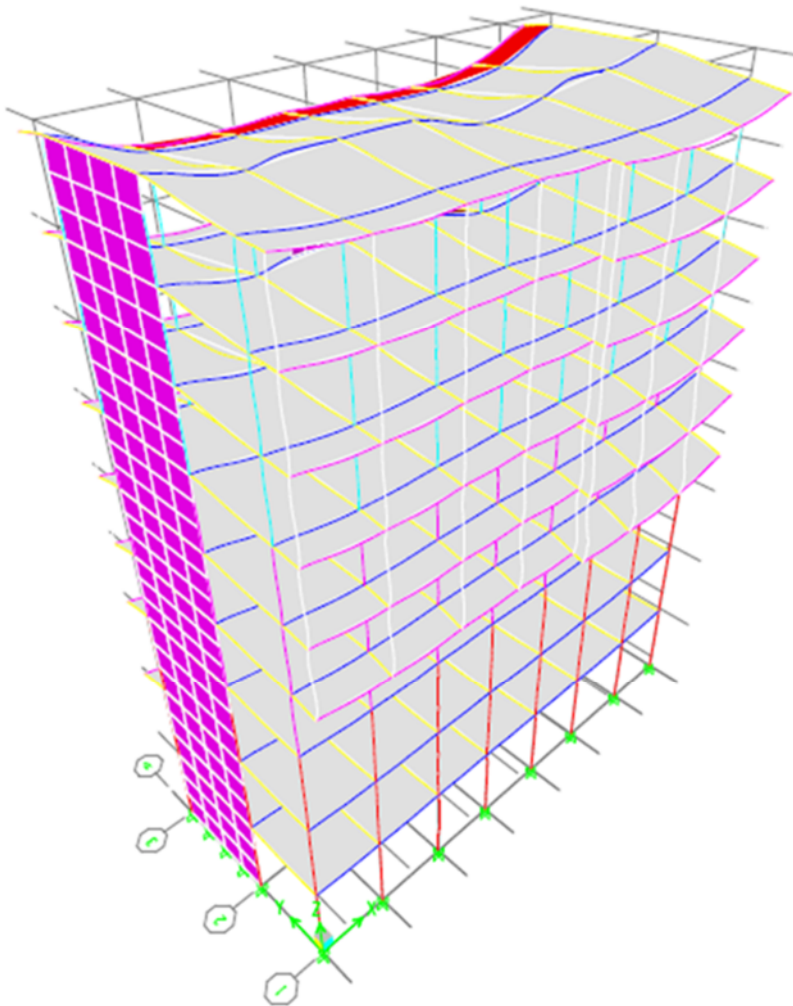


⇒ **Analyze** → **Run Analysis**.



# Chapitre V :

## Vérification de RPA



## V.1 Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

## V.2 Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

## V.3 Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003 :

### V.3.1 Justification du système de contreventement :

Notre objectif est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3 de RPA99 /version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4 du RPA99 /version 2003**.

**Pour avoir le pourcentage de l'effort vertical revenant le système portique voile la méthode est:**

- 1-sélectionné les neudes de bases
- 2-display - show table → la combinaison poids
- 3- Analysis results → réaction – on calcule la  $\sum$  de Fz =100%

**Pour avoir le pourcentage de l'effort revenant à le system voile :**

- 1-sélectionné juste les neudes de bases des voiles
- 2-display –show table → la combinaison poids
- 3- Analysis results → réaction – on calcule la  $\sum$  de Fz =X%

$$\sum \text{de Fz}(\text{total}) = 29658,37 \text{KN} = 100\%$$

$$\sum \text{de Fz}(\text{voile}) = 7395,62 \text{KN} = X\%$$

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X\% = \frac{7395,62 \times 100}{29658,37} = 25\%$$

Donc : Effort repris par les voiles = 25%

Effort repris par les portiques = 75%

**Pour avoir le pourcentage de l'effort horizontal revenant à le system portique voile la méthode :**

Pour extraire l'effort horizontale de chaque niveau, on se positionne sur **la vue en 2D** Puis dans le menu

View→set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne xz on met 0 pour aperture.

Ensuite →display →show deformed shape → on sélectionne la combinaison E.

Ensuite draw →draw section cut →on dessine une ligne horizontale coupant les élément du niveau considéré.

Pour avoir les efforts repris par les voiles, on décoche (floors ,beams,braces,columns et ramps) on clique sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1.

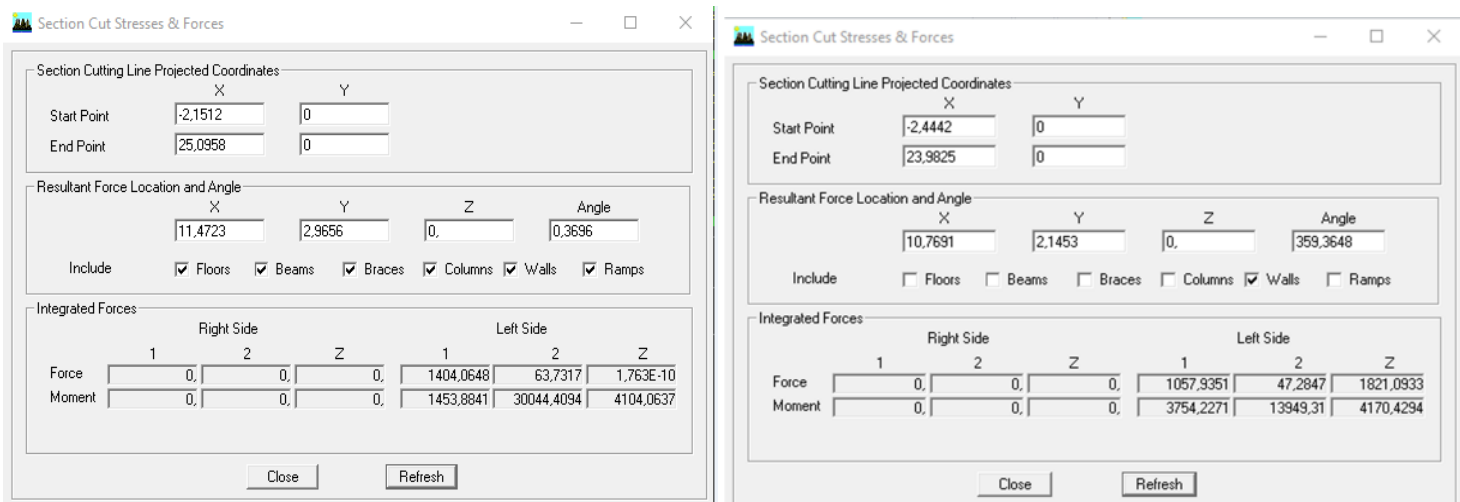


Figure V.3.1 Effort horizontale repris par les voiles selon EX

- Suivant EX :

Tableau V.3-1 : Effort horizontale repris par les voiles selon EX

Niveau	Ensemble	Voile	Pourcentage %(voile)	Pourcentage %(portique)
0	1403,5544	1057,1221	75,3175011	24,6824989
4,08	1403,2291	1043,1686	74,3405763	25,6594237
8,16	1371,6047	933,3518	68,0481629	31,9518371
12,24	1295,5765	654,2378	50,4978131	49,5021869
15,3	1190,4717	631,7334	53,0658058	46,9341942
18,36	1059,3579	438,8664	41,4275855	58,5724145
21,42	905,7943	333,3544	36,8024396	63,1975604
24,48	728,3154	332,2041	45,61267	54,38733
27,54	520,119	189,3904	36,4128978	63,5871022
30,06	274,0792	105,1817	38,376389	61,623611
			<b>51,9901841</b>	<b>48,0098159</b>

- Suivant EY :

Tableau V.3-2 : Effort horizontale repris par les voiles selon EY

Niveau	Ensemble	Voile	Pourcentage % (voile)	Pourcentage % (portique)
0	1535,2986	1334,2827	86,9070486	13,0929514
4,08	1534,6582	1394,5468	90,8701886	9,12981145
8,16	1497,4874	1295,5547	86,5152321	13,4847679
12,24	1419,7966	953,1202	67,1307566	32,8692434
15,3	1234,7573	966,3074	78,2588935	21,7411065
18,36	1191,8577	819,5313	68,7608345	31,2391655
21,42	1035,1491	614,985	59,4102821	40,5897179
24,48	847,9593	542,0882	63,9285636	36,0714364
27,54	628,1282	339,1892	53,9999955	46,0000045
30,06	342,9475	157,584	45,9498903	54,0501097
			<b>70,1731685</b>	<b>29,8268315</b>

**Conclusion :**

Les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales donc on a des portiques contreventés par des voiles **R=4**

**Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :**

**Définition :** Est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passé ou futur.

**Le site :** d'après le rapport de sol de notre structure, on constate que le site meuble S3. (**Article 3.3.1 de RPA**).

**La zone :** zone IIa à **TIZI-OUZOU** moyenne sismicité.

**Le groupe d'usage :** groupe 2 selon (**Article 3.2 de RPA**).

**Amortissement :** Nous avons un contreventement par voiles porteurs, donc on prend,  $\xi(\%) = 10 \%$ . (**Tableau 4.2 de RPA**).

**Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement
- Redondance en plan
- Régularité en plan
- Régularité en élévation
- Contrôle de la qualité des matériaux
- Contrôle de la qualité de l'exécution

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad \text{RPA modifiée 2003 (Formule 4.4).}$$

Tableau V.3-3: critère Q.

Critère	Q	Observer	Non observer
Conditions minimales sur les files de contreventement			0,05
Redondance en plan		0	
Régularité en plan		0	
Régularité en élévation		0	
Contrôle de la qualité des matériaux			0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution			0,1
Somme			$\Sigma=0,2$

$$Q = 1,2$$

Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumés dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
La Zone	IIa	ANNEXE1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Coefficient de comportement R	4	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1,2	Tableau 4.2.3
Amortissement	10%	Tableau 4.2
Le site	S3	Tableau 3.2

### V.3.2 Détermination de la période empirique T et pourcentage de la masse participante :

#### V.3.2.1 Calcul de la période fondamentale (T)

peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. ( $h_N=30,6$ )

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 (RPA99/ V2003, article 4.2.4)**.

$$T = 0,05 \times (30,6)^{3/4} = 0,65 \text{ s.}$$

Dans les cas contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

$$T_x = 0,09 \text{ h}_N / \sqrt{L_x} \quad L_x = 22,30\text{m} \quad \text{Donc} \quad T_x = 0,58 \text{ s.}$$

$$T_y = 0,09 \text{ h}_N / \sqrt{L_y} \quad L_y = 9,30\text{m} \quad \text{Donc} \quad T_y = 0,91\text{s.}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min \left( C_T h_N^{\frac{3}{4}}; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right) = 0,58\text{S.}$$

### V.3.2.2 Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

**Display** → **show tables** → **Analysis Results** → **Modal Information** → **Building Modal Information**

**Select cases/combo** → **OK**

*Tableau V.3-4 : Période et nombre de mode à considérer.*

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	1	0,975884	80,5061	0,0960	0,0000	80,5061	0,0960	0,0000	0,128
	2	0,775273	0,1110	73,6502	0,0000	80,6171	73,7461	0,0000	98,406
	3	0,595818	0,0507	0,0620	0,0000	80,6678	73,8081	0,0000	0,076
	4	0,282744	10,4864	0,0007	0,0000	91,1543	73,8088	0,0000	0,000
	5	0,173285	0,0012	16,7253	0,0000	91,1555	90,5341	0,0000	1,157
	6	0,138522	3,5655	0,0002	0,0000	94,7210	90,5343	0,0000	0,000
	7	0,128068	0,0894	0,0064	0,0000	94,8104	90,5407	0,0000	0,000
	8	0,098907	0,0299	0,0015	0,0000	94,8403	90,5422	0,0000	0,000
	9	0,088537	1,6087	0,0018	0,0000	96,4490	90,5440	0,0000	0,000
	10	0,085197	0,8370	0,0091	0,0000	97,2860	90,5531	0,0000	0,000
	11	0,072853	0,0000	5,0256	0,0000	97,2860	95,5786	0,0000	0,174
	12	0,061309	1,1440	0,0001	0,0000	98,4300	95,5787	0,0000	0,000
	13	0,053273	0,0235	0,0008	0,0000	98,4535	95,5795	0,0000	0,000
	14	0,046107	0,7057	0,1029	0,0000	99,1592	95,6824	0,0000	0,001
	15	0,045942	0,0349	2,2028	0,0000	99,1941	97,8852	0,0000	0,028
	16	0,043991	0,0280	0,0001	0,0000	99,2221	97,8853	0,0000	0,000
	17	0,041160	0,0039	0,0014	0,0000	99,2260	97,8867	0,0000	0,000
	18	0,040446	0,1761	0,0003	0,0000	99,4021	97,8869	0,0000	0,000

La période ETABS  $T_{\text{etabs}} = 0,97\text{s}$ .

### V.3.2.3 Pourcentage de masse participante :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée.

(RPA99/ V2003, article 4.3.4).

D'après le tableau, Le pourcentage de la participation massique a atteint les 90% dans Le **mode 5**.

### V.3.2.4 -Vérification des modes de vibrations :

Tableau V.3-5:Vérification de vibration des modes.

Mode	Period	UX	UY	RZ
1	0,975884	80,5061	0,096	0,0189
2	0,775273	0,111	73,6502	0,0824
3	0,595818	0,0507	0,062	74,0724

- Le premier mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **80,5061%**.
- Le deuxième mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **73,6502%**.
- Le troisième mode de vibration est une **torsion**.

### V.3.3 Effort tranchants à la base :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

(RPA99modifiée2003, article.4.3.6).

Il faut vérifier que :  $V_t < 0.80 V$ .

$V_t$  : l'effort tranchant a la base calculé par logiciel ETABS.

Pour le calcul de  $V$  on va se baser sur la méthode statique équivalente.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

RPA modifiée 2003 (Formule 4.1).

Définir des coefficients selon RPA modifiée 2003 (article 4.2.3) :

**A** : coefficient d'accélération donne par le tableau 4.1 de RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

Tableau V.3-6coefficient d'accélération

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	<b>0,15</b>	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Facteur d'amplification dynamique moyen "D" :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \left[ \frac{3,0}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \quad 0s \end{cases}$$

**Formule (4.2) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.2.3).**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \text{ Formule (4-3) RPA99 modifiée 2003}$$

Avec :  $\xi = 10\%$

$\eta = 0.76 \geq 0.7$  ..... **Condition vérifiée.**

**T2** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 de RPA T2(S3) = 0,5 S**

**T** :L'article 4.2.4 du RPA postule que : les valeurs de T, calculer a partir des formules de RAYLEIGU ou des méthodes numérique ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$1.3 \times T_{empirique} = 1,3 \times 0,58 = 0.75 < T_{etabs} = 0.920s$$

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée suivant le tableau suivant :

Donc **T=0,75**

$$\text{Nous avons : } T_2 \leq T \leq 3,0s \text{ donc : } 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow D = 1.45$$

**Calcul du poids total de la structure (W)**

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : Le poids de niveau i revenant à la charge permanente ;

$W_{Qi}$ : Le poids de niveau i revenant à la charge d'exploitation ;

$\beta$ : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Dans notre cas et pour un bâtiment a usage habitation :  **$\beta=0,20$ .**

Le poids total de la structure est tiré du logiciel :  **$W_T = 29658,35KN$**

**Résumé des résultats de calcul obtenus :**

Tableau V.3-7: Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt

Paramètres	Résultats
A	0.15
D	1.45
Q	1.20
W	29658,35
R	4

$$V = \frac{0.15 \times 1.45 \times 1,2}{4} \times (29658,35) = 1935,21KN.$$

$$0,8V = 1548,16$$

Efforts tranchants dynamiques a la base  $v_{dx}$  &  $v_{dy}$  :

Tirer du logiciel ETABS.

$$V_{dx} [t] = 1867,53$$

$$> 0.8 V_{stat}$$

**Condition vérifiée.**

$$V_{dy} [t] = 2045,3$$

$$> 0.8 V_{stat}$$

**Condition vérifiée.**

### V.3.4 Déplacement inter étage :

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 "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{Formule (4.43) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.42).}$$

Avec :

**$\delta_k$** : déplacement du aux forces sismique. Fi (y compris l'effet de torsion)

**R** : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Formule (4.20) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.42).}$$

Tableau V.3-8: Vérification des déplacements dans le sens longitudinal.

Niveaux	$\delta_{ekx}$	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\bar{\Delta}_k=1\% h_e$	Observation
ETAGE6	0,01882153	4	0,07528612	-0,01716927	0,0306	Condition vérifiée
ETAGE5	0,023113849	4	0,09245539	0,008408741	0,0306	Condition vérifiée
ETAGE4	0,021011663	4	0,08404665	0,009607954	0,0306	Condition vérifiée
ETAGE3	0,018609675	4	0,0744387	0,010807261	0,0306	Condition vérifiée
ETAGE2	0,01590786	4	0,06363144	0,012006639	0,0306	Condition vérifiée
ETAGE1	0,0129062	4	0,0516248	0,012006623	0,0306	Condition vérifiée
RDC	0,009904544	4	0,03961818	0,016814669	0,0408	Condition vérifiée
Sous-sol 1	0,005700877	4	0,02280351	0,015203509	0,0408	Condition vérifiée
Sous-sol 2	0,0019	4	0,0076	0,0076	0,0408	Condition vérifiée

Tableau V.3-9Vérification des déplacements dans le sens transversal.

Niveaux	$\delta_{eky}$	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\bar{\Delta}_k=1\% h_e$	Observation
ETAGE6	0,019720548	4	0,06902192	0,008407211	0,0306	Condition vérifiée
ETAGE5	0,017318487	4	0,06061471	0,008407187	0,0306	Condition vérifiée
ETAGE4	0,014916434	4	0,05220752	0,00873842	0,0306	Condition vérifiée
ETAGE3	0,012419742	4	0,0434691	0,00875552	0,0306	Condition vérifiée
ETAGE2	0,009918165	4	0,03471358	0,008076761	0,0306	Condition vérifiée
ETAGE1	0,007610519	4	0,02663682	0,008034061	0,0306	Condition vérifiée
RDC	0,005315073	4	0,01860276	0,008777787	0,0408	Condition vérifiée
Sous-sol 1	0,002807134	4	0,00982497	0,006655583	0,0408	Condition vérifiée
Sous-sol 2	0,000905539	4	0,00316938	0,003169385	0,0408	Condition vérifiée

### Vérifications du déplacement maximal de la structure :

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible:

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500}$$

(BAEL91, article B.6.5.3).

$$f_{adm} = \frac{30,6}{500} = 0,0612.$$

Le déplacement maximal de la structure donnée par ETABS :

sens longitudinal (x-x) :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → Show Story Response Plots → Case EX → Display

- Sens transversal (x-x) :

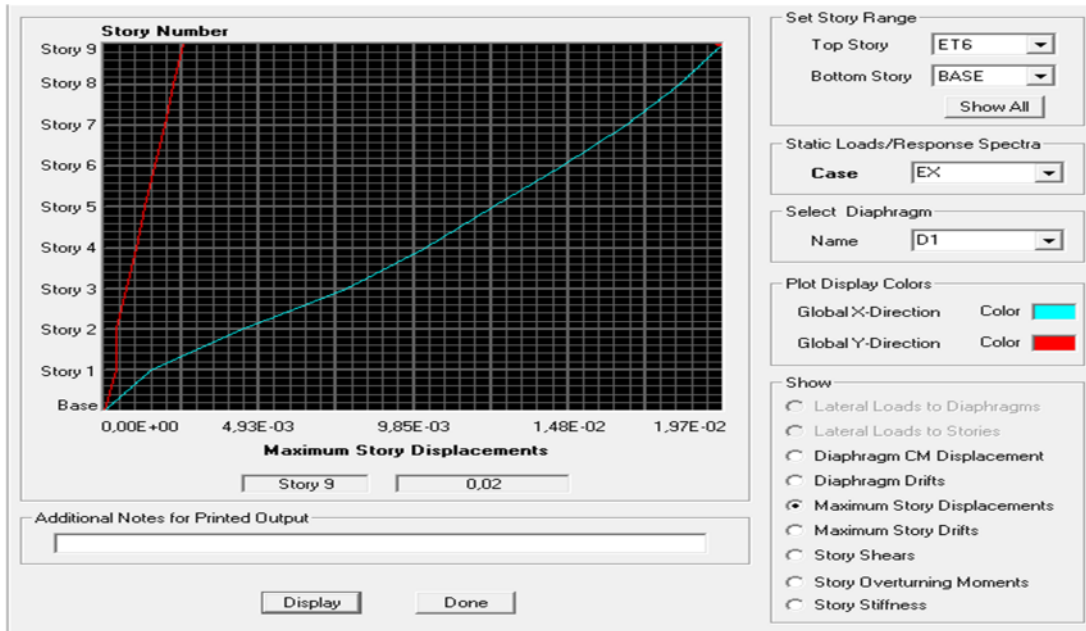


Figure V.3.2: Déplacement relatif dans le sens longitudinal.

- Sens transversal (y-y) :

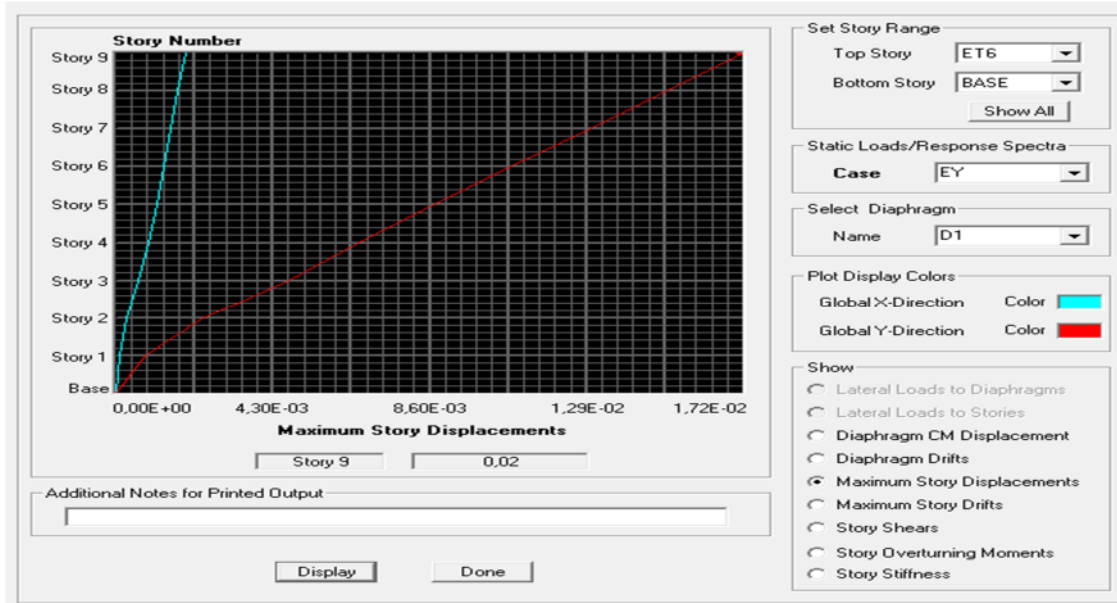


Figure V.3.3: déplacement relatif dans le sens transversal.

Sens transversal :  $\delta_{\max(x-x)} = 0.02m \leq f = 0,0612m$

Sens longitudinal :  $\delta_{\max(y-y)} = 0.02m \leq f = 0,0612m$

Condition vérifiée

**V.3.5 Vérification de l'effet P – Δ RPA99 modifiée 2003 (l'Art.5.9)**

D'après le RPA Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad \text{Formule (5.9) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art 5.9).}$$

Avec :

P<sub>k</sub> : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après :

$$P_k = \sum_{l=k}^n (W_{gi} + \beta w_{qi})$$

V<sub>k</sub>: effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ<sub>k</sub>: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E).

h<sub>k</sub>: hauteur de l'étage « k ».

- **Sens longitudinal (x-x):**

*Tableau V.3-10: vérification de l'effet P-Δ sens x-x*

Story	P <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	h <sub>k</sub>	θ <sub>k-x</sub>	Observation
<b>ETAGE6</b>	3292,98	-0,0171692	358,25	3,06	-0,05157431	Condition vérifiée
<b>ETAGE5</b>	6644,34	0,00840874	695,39	3,06	0,026256265	Condition vérifiée
<b>ETAGE4</b>	9995,7	0,00960795	971,18	3,06	0,0323164	Condition vérifiée
<b>ETAGE3</b>	13415,91	0,01080726	1206,66	3,06	0,039267154	Condition vérifiée
<b>ETAGE2</b>	16836,13	0,01200664	1411,08	3,06	0,046815605	Condition vérifiée
<b>ETAGE1</b>	20140,18	0,01200662	1585,47	3,06	0,049843066	Condition vérifiée
<b>RDC</b>	23570,73	0,01681467	1727,21	4,08	0,056241391	Condition vérifiée
<b>Sous-sol 1</b>	26749	0,01520351	1826,06	4,08	0,054585358	Condition vérifiée
<b>Sous-sol 2</b>	29658,35	0,0076	1867,53	4,08	0,029582361	Condition vérifiée

- Sens transversal (y-y) :

Tableau V.3-11 vérification de l'effet P-Δ sens y-y.

Story	Pk	$\Delta_k$	Vk	hk	$\theta_{kX}$	Observation
<b>ETAGE6</b>	3292,98	0,008407211	445,52	3,06	0,020307312	Condition vérifiée
<b>ETAGE5</b>	6644,34	0,008407187	838,99	3,06	0,021758268	Condition vérifiée
<b>ETAGE4</b>	9995,7	0,00873842	1135,82	3,06	0,025131315	Condition vérifiée
<b>ETAGE3</b>	13415,91	0,00875552	1382,48	3,06	0,027766543	Condition vérifiée
<b>ETAGE2</b>	16836,13	0,008076761	1590,18	3,06	0,027945495	Condition vérifiée
<b>ETAGE1</b>	20140,18	0,008034061	1763,26	3,06	0,029988912	Condition vérifiée
<b>RDC</b>	23570,73	0,008777787	1899,68	4,08	0,026694234	Condition vérifiée
<b>Sous-sol 1</b>	26749	0,006655583	1999,92	4,08	0,021818299	Condition vérifiée
<b>Sous-sol 2</b>	29658,35	0,003169385	2045,3	4,08	0,011264315	Condition vérifiée

L'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de structure

**V.3.6 : Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:**

Effort normal réduit (L'effort normal de compression de calcul) est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- $B_c$  : La section du poteau.
- $N_d$  : Effort normal max dans les poteaux sous : **(0.8G+E et G + Q ± E)**
- $f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton.

**Display → Show Tables → Select Cases/Combos → (0.8G+E et G+Q) + OK  
→ Frame Output → Frame Forces → Tables: Column Forces.**

On a:

$N_d = 1440,59 \text{ KN}$

D'où:

$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1440,59 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.28 \leq 0.3$  **Condition vérifiée**

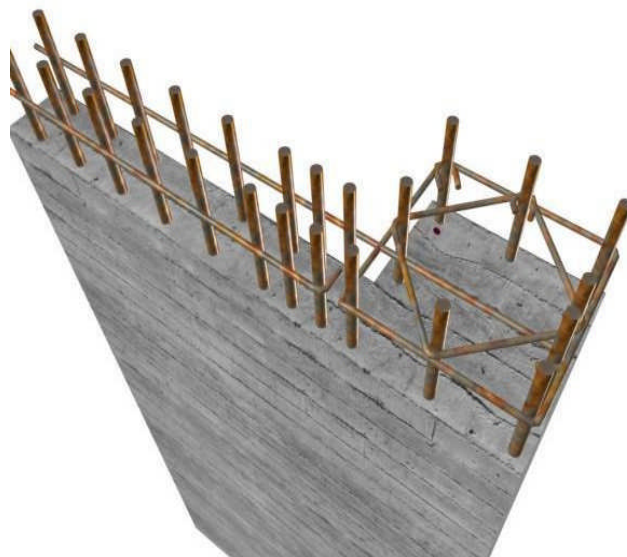
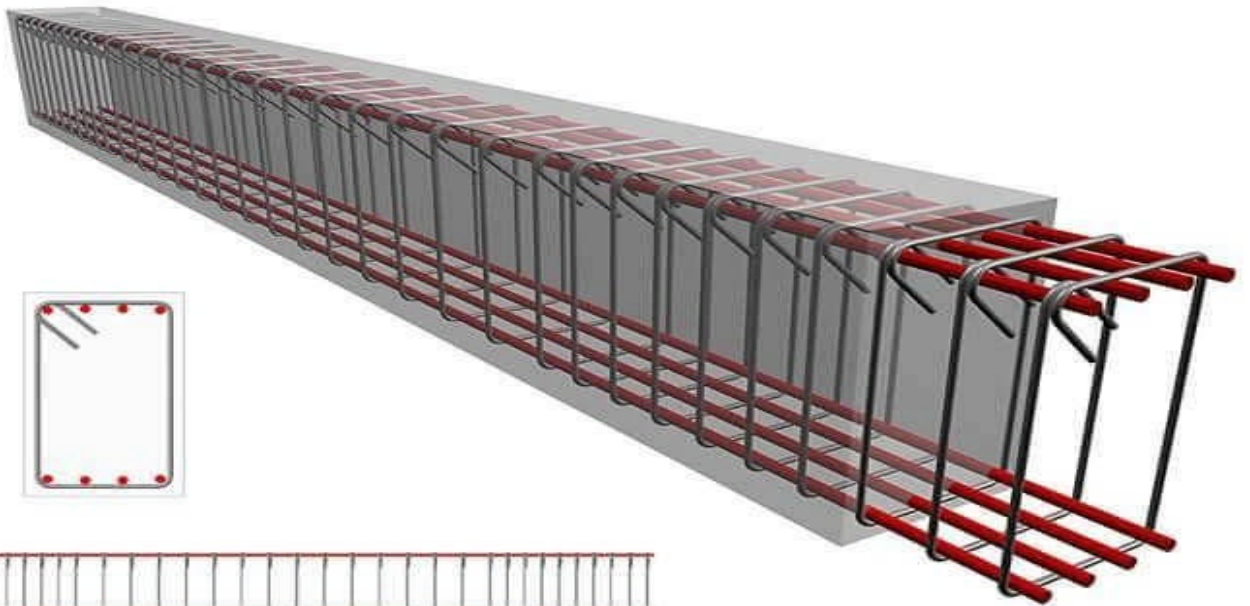
**V.4 Conclusions :**

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du **RPA** sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct. On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

# Chapitre VI:

## CONCRETS A I:

### *Ferraillage des éléments*



**Calcul des éléments principaux**

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferraillage de ces éléments résistants (Les portiques « poteaux – poutres », et les voiles), accompagnée de leurs schémas de ferraillage.

**VI.1 Ferraillage des poteaux**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferraillage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l'ELS

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$1.35 G + 1.5 Q \dots \dots \dots ELU$

$G + Q \dots \dots \dots ELS$

$G + Q \pm E \dots \dots \dots RPA 99/2003$

$0.8 G \pm E \dots \dots \dots RPA 99/2003$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ ,
- Effort normal minimal et le moment correspondant  $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ ,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant  $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ .

**VI.1.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

*Tableau VI.1-1: Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle*

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}[MPa]$	$f_{bu}[MPa]$	$\gamma_s$	$F_e [MPa]$	$\sigma_s [MPa]$
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

**VI.1.2 Recommandations et exigences du RPA :**

Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de  $0,8 \% \times b \times h$  en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de  $4\% \times b \times h$  en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de  $6\% \times b \times h$  en zone IIa.

**Tableau VI.1-2 Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA**

Sections des poteaux $cm^2$	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
<b>45X45</b>	16.2	81	121.5
<b>40X40</b>	12.8	64	96
<b>35X35</b>	9.8	49	73.5
<b>25X25(potelet)</b>	5	25	37.5

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de:  $40 \varnothing$  en zone IIa
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
25 cm en zone II
  - ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

### VI.1.3 Calcul des Armatures :

#### *Armatures longitudinales :*

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier les deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).

- Section entièrement comprimée (SEC).

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de  $e = M/N$ .

#### VI.1.4 Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

##### 1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

###### 1<sup>er</sup> cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment  $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

###### 2<sup>ème</sup> cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}.$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right).$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}.$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée : ( $A_{sc} = 0$ )

Si  $\mu < \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

**2<sup>ème</sup> cas :** Section doublement armée :

Si  $\mu > \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

**2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$C$  : Le centre de pression se trouve entre les armatures  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$

$N$  : Effort de compression.

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :**

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d-c) \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d-c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**3) Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$C$  : Le centre de pression se trouve entre les armatures

$N$  : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d-c') \times \sigma_{sc}} ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

### VI.1.5 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « **Socotec** ».

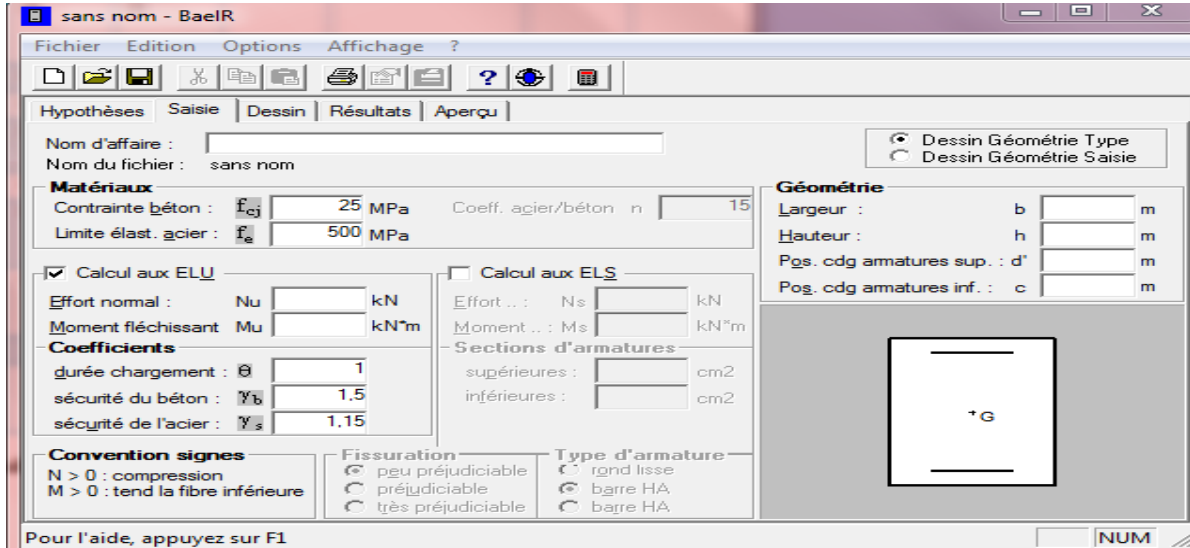


Figure VI.1.1: Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

- Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1-3: Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	$A_{mf}$ cm <sup>2</sup>	$A_{sup}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	Ferrailage	$A_{cor}$ cm <sup>2</sup>
		$N_{max}$	$N_{min}$	$M_{corr}$	$N_{corr}$							
RDC SOL - S	45 x 45	$N_{max}$	2577.05	$M_{corr}$	59.166	ELU	SEC	0	0	16.2	4HA20+4HA16	20.6
		$N_{min}$	1354.5	$M_{corr}$	6.958	0.8G+EY	SEC	0	0			
		$M_{max}$	124.982	$N_{corr}$	1330.6	G+Q+EX	SEC	0	0			
1 <sup>ème</sup> ét	40 x 40	$N_{max}$	1458.27	$M_{corr}$	9.001	ELU	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.19
		$N_{min}$	340.51	$M_{corr}$	7.254	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		$M_{max}$	89.545	$N_{corr}$	445.06	G+Q+EX	SEC	0	0			
4 <sup>ème</sup> ét	35 x 35	$N_{max}$	625.6	$M_{corr}$	2.095	ELU	SEC	0	0	9.8	8HA14	12.31
		$N_{min}$	61.71	$M_{corr}$	9.231	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		$M_{max}$	61.67	$N_{corr}$	34.85	G+Q+EX	SEC	0	0			
1 <sup>ème</sup> ét	2.5x2.5(potelet)	$N_{max}$	107.47	$M_{corr}$	9.013	ELU	SEC	0	0	5	4HA12	4.52
		$N_{min}$	19.98	$M_{corr}$	11.67	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		$M_{max}$	28.086	$N_{corr}$	33.35	G+Q+EX	SEC	0	0			

**VI.1.6 Vérifications à l'ELU :****VI.1.6.1 Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

**VI.1.6.2 Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6.66mm \quad \text{soit } \phi_t = 8mm$$

Avec :

$\phi_L^{max}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi = 8mm$ . Soit  $A_t = 2.01cm^2$

**VI.1.6.3 Espacement des armatures transversales :**

Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40cm; (a + 10)cm\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40cm; (35 + 10)cm\}$$

Avec :

a c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 21cm \rightarrow \text{Soit } S_t = 15cm$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{min}\} = 15 \times 1.2 = 18cm$$

$$S_t \leq 18cm \rightarrow \text{soit } S_t = 15cm$$

En zone nodale (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \min\{15cm; 10\phi_l^{min}\} = \min\{15cm; 10 \times 1.2\} = 12cm$$

$$S_t \leq 12cm \rightarrow \text{Soit } S_t = 10cm$$

**VI.1.6.4 Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow \quad A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad \rightarrow \quad A_t^{min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \quad \text{Interpoler entre les deux valeurs présidentes.}$$

Avec :

$b_1$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau  $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

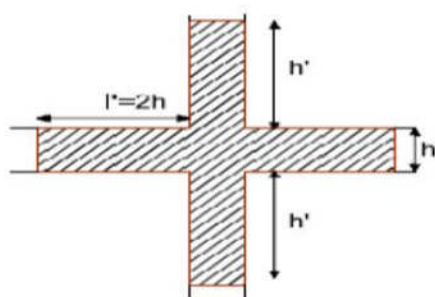
$L_f$  : Longueur de flambement du poteau  $L_f = 0.7L_0$

Tableau VI.1-4: Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteaux	Hauteur $L_0$	$L_f$	$\lambda_g$	$A_t^{min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	Observation
				Zone courante $St=15\text{ cm}$	Zone nodale $St=10\text{ cm}$		
45x45	408	285.6	6.346	2.02	1.35	2.01	Condition vérifiée
40x40	306	214,2	5.355	1.8	1.2	2.01	Condition vérifiée
35x35	306	214,2	6.12	1.575	1.05	2.01	Condition vérifiée
25x25(potelet)	306	214.2	8.568	1.25	0.75	2.01	Condition vérifiée

**VI.1.6.5 Délimitation de la zone nodale : RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.1)**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.



$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

Figure VI.1.2: Zone nodale.

Tableau VI.1-5: Détermination de la zone nodale

	H	h'
Poteau (45*45)	4.08	$h' = \text{Max} \left( \frac{408-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60\text{cm}$
Poteau (40*40)	3.06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60\text{cm}$
Poteau (35*35)	3.06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60\text{m}$
Potelet (25*25)	3.06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60\text{m}$

#### VI.1.6.6 Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrement est de :  $40\phi$  en zone II<sub>a</sub>.

- ✓ Poteaux (45 x 45) :  $l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$ .
- ✓ Poteaux (40 x 40) :  $l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ .
- ✓ Poteaux (35 x 35) :  $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ .
- ✓ Potelet (25x25) :  $l_r = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$ .

#### VI.1.6.7 Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les  $\phi_{20}$  :  $L_s = 70.54 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{16}$  :  $L_s = 56.43 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_s = 42.32\text{cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à :  $0,4 L_s$ , pour les aciers HA.

- Pour les  $\phi_{20}$  :  $L_a = 28.216$
- Pour les  $\phi_{16}$  :  $L_a = 22,57 \text{ cm}$

- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_a = 19,75 \text{ cm}$ .
- Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_a = 16,93 \text{ cm}$ .

**VI.1.6.8 Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

*Tableau VI.1-6: Vérification au cisaillement dans les poteaux.*

Poteau (cm <sup>2</sup> )	h <sub>e</sub> (m)	b=h (mm)	λ <sub>g</sub> ≥5	d (mm)	T <sub>u</sub> X10 <sup>3</sup> N	τ <sub>b</sub> (MPa)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
45x45	4.08	450	6.346	420	106.93	0.565	1.875	Condition vérifiée
40x40	3.06	400	5.355	370	90.54	0.611	1.875	Condition vérifiée
40x40	3.06	350	6.12	320	43.26	0.386	1.875	Condition vérifiée
Potelet (25*25)	3.06	250	8.568	220	17.26	0.313	1.875	Condition vérifiée

**VI.1.7 Vérifications à l'ELS :**

**VI.1.7.1 Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \times d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1-7 Vérification des ferrillages à l'ELS

Niveau	Poteaux	$N_s$		$M_s$		obs	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adop}$ cm <sup>2</sup>	observation
		Effort (KN)	Normal	Moment (KN.m)					
S-SOL ⇒ RDC	45 x 45	$N_{max}$	1566.12	$M_{corr}$	13.379	SPC	12.6	16.2	Condition vérifiée
		$N_{min}$	271.08	$M_{corr}$	2.728	SPC	9.32	16.2	Condition vérifiée
		$N_{corr}$	26.744	$M_{max}$	1404.9	SPC	12.01	16.2	Condition vérifiée
1 <sup>ème</sup> ⇒ 3 <sup>ème</sup>	40 x 40	$N_{max}$	1060.2	$M_{corr}$	6.585	SPC	10.2	12.8	Condition vérifiée
		$N_{min}$	128.05	$M_{corr}$	5.879	SPC	8.23	12.8	Condition vérifiée
		$N_{corr}$	42.49	$M_{max}$	696.5	SPC	11.01	12.8	Condition vérifiée
4 <sup>ème</sup> ⇒ 6 <sup>ème</sup>	35 x 35	$N_{max}$	454.8	$M_{corr}$	1.485	SPC	8.98	9.8	Condition vérifiée
		$N_{min}$	1.200	$M_{corr}$	0.566	SPC	8.02	9.8	Condition vérifiée
		$N_{corr}$	28.749	$M_{max}$	112.83	SPC	8.50	9.8	Condition vérifiée
1 <sup>ère</sup> ⇒ 6 <sup>ème</sup>	25x25 (potelet)	$N_{max}$	78.23	$M_{corr}$	6.557	SPC	3.20	5	Condition vérifiée
		$N_{min}$	14.51	$M_{corr}$	8.5	SPC	2.98	5	Condition vérifiée
		$N_{corr}$	20.421	$M_{max}$	26.42	SPC	4.02	5	Condition vérifiée

**VI.1.7.2 Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$$

Niveau	Poteaux	$N_s$		$M_s$		Etat des contraintes	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^I$	$\sigma_{\text{béton}}^{ad}$	$\sigma_{\text{acier}}^s$	$\sigma_{\text{acier}}^I$	$\sigma_{\text{acier}}^{ad}$	Observation
		Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)										
S-SOL RDC	45 x 45	$N_{max}$	1566.12	$M_{corr}$	13.379	SEC	6.1	4.78	15	90.2	73.1	348	Condition vérifiée
		$N_{min}$	271.08	$M_{corr}$	2.728	SEC	1.3	1.03	15	19.2	15.7	348	Condition vérifiée
		$N_{corr}$	26.744	$M_{max}$	1404.9	SEC	7.36	4.72	15	107.8	73.5	348	Condition vérifiée
1 <sup>ème</sup> ⇒ 3 <sup>ème</sup>	40 x 40	$N_{max}$	1060.2	$M_{corr}$	6.585	SEC	6.41	5.43	15	95	82.5	348	Condition vérifiée
		$N_{min}$	128.05	$M_{corr}$	5.879	SEC	1.15	0.28	15	16.3	5.14	348	Condition vérifiée
		$N_{corr}$	42.49	$M_{max}$	696.5	SEC	7.05	0.73	15	98.6	18	348	Condition vérifiée
4 <sup>me</sup> ⇒ 6 <sup>ème</sup>	35 x 35	$N_{max}$	454.8	$M_{corr}$	1.485	SEC	3.48	3.15	15	51.8	47.7	348	Condition vérifiée
		$N_{min}$	1.200	$M_{corr}$	0.566	SEC	0.1	0	15	1.14	2.87	348	Condition vérifiée
		$N_{corr}$	28.749	$M_{max}$	112.83	SPC	5.37	0	15	63.4	102.9	348	Condition vérifiée
1 <sup>me</sup> ⇒ 6 <sup>ème</sup>	25x25	$N_{max}$	78.2	$M_{corr}$	6.577	SEC	3.46	0	15	44	18.4	348	Condition vérifiée
		$N_{min}$	14.51	$M_{corr}$	8.5	SEC	4.35	0	15	42.5	140.1	348	Condition vérifiée
		$N_{corr}$	20.421	$M_{max}$	26.42	SPC	10.4	0	15	99.3	352	348	Condition vérifiée

Tableau VI.1-8: Vérification des contraintes

**VI.1.8 Conclusions :**

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_{s\ min}$  correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone IIa.

*Tableau VI.1-9: Ferrailage finale des poteaux.*

Niveaux	Section [ $cm^2$ ]	Ferrailage
2Sous-sol et RDC	45 × 45	4HA20+4HA16=20.6
1 <sup>er</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	40 × 40	4HA16+4HA14=20.6
4 <sup>eme</sup> au 6 <sup>eme</sup> étage	35 × 35	8HA14=14.19
potelet	25 × 25	4HA12

## VI.2 Ferrailage des poutres

Les poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Elles seront ferrillées en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{array} \right\} \text{BAEL 91 modifié 99.}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99 version 2003.}$$

### VI.2.1 Recommandations du RPA99/ version 2003

#### A) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : **0.5 %** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4 %** en zone courante.
  - 6 %** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40  $\phi$  (Zone IIa)**.
- L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 99/version 2003 sont rapportées dans le tableau suivant:

*Tableau VI.2-1 Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA*

	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (Zone courante)	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (Zone de recouvrement)
<b>Poutre principale</b>	<b>35X45</b>	7.875	63	94.5
<b>Poutre secondaire</b>	<b>30X35</b>	5.25	42	63

**B) Armatures transversales : (Art7.5.2.2 RPA / version 2003)**

- La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :  

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :
  - a- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires  $S = \min (h/4, 12\Phi_1)$
  - b- En dehors de la zone nodale :  $S \leq h/2$
- La valeur de diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

**VI.2.2 Etapes de calcul du ferrailage à L'ELU****a- Armatures longitudinales**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

**Ast** : Section d'acier inférieure tendue ;

**Asc** : Section d'acier supérieure la plus comprimée ;

**Mu** : Moment de flexion ;

**h** : Hauteur de la section du béton ;

**b** : Largeur de la section du béton ;

**d** : Hauteur utile  $d = h - c$  ;

**c, c'** : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

**Calcul du moment réduit**

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes.

**er cas : Section simplement armée (Asc = 0)**

Si  $\mu < \mu_l = 0.392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

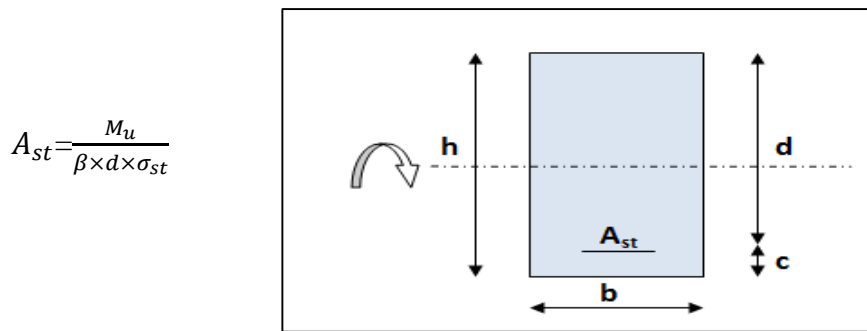


Figure VI.2.1: section simplement armée.

2<sup>ème</sup> cas : Section doublement armée ( $A_{sc} \neq 0$ )

Si  $\mu > \mu_l = 0.392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$M_u = M_l + \Delta M$$

$$\mu_l = \frac{M_l}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{\beta d (f_e / \gamma_s)}$$

$$A_{sc} = A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

Avec :

$A_{ST}$  : La section d'acier inférieure tendue ;

$A_{sc}$  : La section d'acier supérieure comprimée.

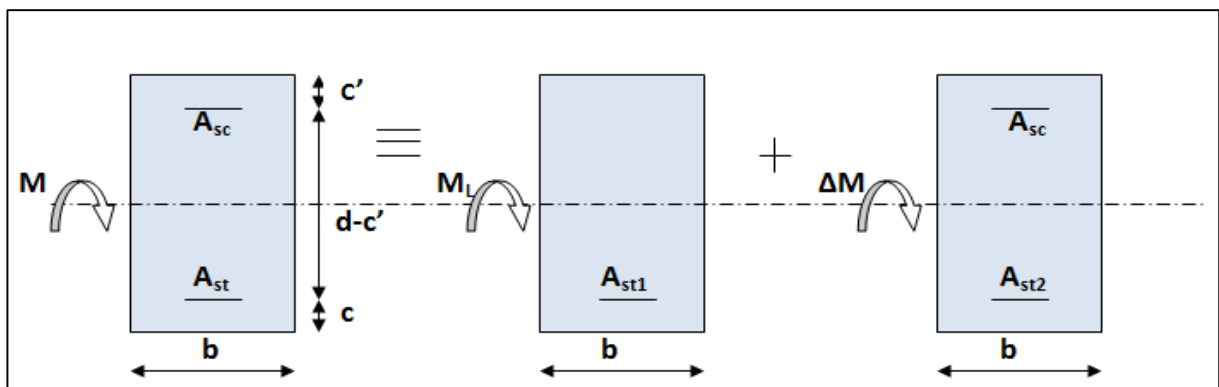


Figure VI.2.2: section doublement armée

**VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales**

Après avoir extraire les moments, on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

**Exemple de calcul**

**Ferraillage de poutres principales non adhésés aux voiles**

**En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \mu = \frac{43.97 \times 10^3}{35 \times 42^2 \times 14.2} = 0.050 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0.050 \Rightarrow \beta = 0.974 (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{43.97 \times 10^3}{0.974 \times 42 \times 348} = 3.1 \text{ cm}^2 < A_{min}$$

**Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \mu = \frac{77.531 \times 10^3}{35 \times 42^2 \times 14.2} = 0.088 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0.088 \Rightarrow \beta = 0.954 (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{77.531 \times 10^3}{0.936 \times 42 \times 348} = 5.6 \text{ cm}^2 < A_{min}$$

**VI.2.3.1 Etude des poutres principales**

**a. Ferraillage de poutres principales non adhésés aux voiles**

Tableau VI.2-2: Ferraillage des poutres principales non adhésés aux voiles.

Position	combinai son	M (KN. m)	$\mu$	Obs	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adopté}$ ( $\text{cm}^2$ ) total	Choix des barres
Travée	ELU	43.97	0.050	SSA	3.1	7.875	4.62	11.5	3HA14 (fil)
Appuis	G+Q+EY	77.53	0.088	SSA	5.6		6.88		3HA14 (fil) + 2HA12 (chap.)

b. Ferraillage de poutres principales adhérees aux voiles

Tableau VI.2-3: Ferraillage des poutres principales adhérees aux voiles.

Position	combinaison	M (KN.m)	$\mu$	Obs	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) total	Choix des barres
Travée	ELU	69.085	0.068	SSA	4.9	7.875	6.88	14.89	3HA14 (fil) + 2HA12chap
Appuis	G+Q+EY	106.338	0.12	SSA	7.8		8.01		3HA14 (fil) + 3HA12chap

VI.2.3.2 Etude des poutres secondaires

a. Ferraillage de poutres secondaires non adhérees aux voiles

Tableau VI.2-4: Ferraillage des poutres secondaires non adhérees aux voiles.

Position	combinaison	M (KN.m)	$\mu$	Obs	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) total	Choix des barres
Travée	ELU	16.33	0.038	SSA	1.6	5.25	3.39	9.04	3HA12 (fil)
Appuis	G+Q+EY	53.63	0.122	SSA	3.8		5.65		3HA12 (fil) + 2HA12 (chap.)

b. Ferraillage de poutres secondaires adhérees aux voiles

Tableau VI.2-5 : Ferraillage des poutres secondaires adhérees aux voiles.

Position	combinaison	M (KN.m)	$\mu$	Obs	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) total	Choix des barres
Travée	ELU	42.17	0.048	SSA	3	5.25	3.39	10.25	3HA12 (fil)
Appuis	G+Q+EY	81.81	0.148	SSA	5.9		6.88		3HA12 (fil) + 3HA12 (chap.)

## VI.2.4 Vérification à l'ELU

### VI.2.4.1 Condition de non fragilité : (A.4.2/ BAEL91 modifié 99)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

- Pour les poutres principales (35 × 45)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 35 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.77 \text{ cm}^2.$$

- Pour les poutres secondaires (30 × 35)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.26 \text{ cm}^2.$$

$A_{adoptée} > A_{min} \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

### VI.2.4.2 Justification sous sollicitation d'effort tranchant (A.5.1/ BAEL91 modifié 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « $\tau_u$ », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$T_u^{max}$ : Effort tranchant max à l'ELU.

Tableau VI.2-6: Vérification aux cisaillements

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	$T_{max}$	220.56	35	42	1.50	3,33	condition vérifiée
Secondaire	$T_{max}$	65.89	30	32	0.60	3,33	condition vérifiée

### VI.2.4.3 Influence de l'effort tranchant aux appuis (A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.2-7: Influence de l'effort tranchant sur le béton

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F <sub>c28</sub> (MPa)	γ <sub>b</sub>	T̄ (KN)	Observation
	T <sub>max</sub>							
Principale	T <sub>max</sub>	220.56	35	42	25	1,5	882	condition vérifiée
Secondaire	T <sub>max</sub>	65.89	30	32	25	1,5	576	condition vérifiée

**VI.2.4.4 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$  on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui.

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à :  $T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}$

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

Tableau VI.2-8 Influence de l'effort tranchant sur l'acier

Poutres	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	d (m)	0,9 × d (m)	T <sub>u</sub> + $\frac{M_u}{0,9d}$	Observation
Principale	220.56	-106.33	0,42	0.3778	-60.88	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
Secondaire	85.29	-81.81	0,33	0.297	-190.16	

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**VI.2.4.5 Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton (A.6.1, 3/BAEL91 modifié 99)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ<sub>s</sub> = 1,5 : Coefficient scellement HA.

∑ U<sub>i</sub> : Somme des périmètres utiles des barres.

➤ **Poutres Principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3,14 \times 1,4) + (3 \times 3,14 \times 1,4) = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{220,56 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 282,6} = 2,06 \text{ MPa}$$

✓  $\tau_{se} = 2,06 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{85,29 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 282,6} = 1,04 \text{ MPa}$$

✓  $\tau_{se} = 1,04 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

#### VI.2.4.6 Enclage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

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

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } \phi_{14} : L_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi_{12} : L_s = 42,32 \text{ cm}$$

Pour l'enclage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à :  $0,4L_s$ , pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } \phi_{14} : L_a = 19,75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi_{12} : L_a = 16,92 \text{ cm}$$

**a) Calcul des armatures transversales :**

➤ **L'espacement des armatures transversales :**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_t^{\min}, \frac{h}{4}, 30 \text{ cm}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Tableau VI.2-9 : L'espacement des armatures transversales

Poutres	Zone	$S_t$ (cm)	$S_t$ adopter (cm)
principale	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{45}{4}; 30) = 11.25$	10
	Courante	$S_t = \frac{45}{2} = 22.5$	15
secondaire	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{35}{4}) = 8.75$	10
	Courante	$S_t = \frac{35}{2} = 17.5$	15

➤ le diamètre minimale:  $\phi t \leq \min\{\frac{h}{35}; \phi l_{max}; \frac{b}{10}\}$

▪ **Poutre principale:**

$$\phi t \leq \min\{\frac{45}{35}; 1,4; \frac{30}{10}\} = \min\{1,28; 1,4; 3\} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

✓

▪ **Poutre secondaire:**

$$\phi t \leq \min\{\frac{35}{35}; 1,4; \frac{25}{10}\} = \min\{1; 1,4; 2,5\} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

#### VI.2.4.7 Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales :  $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$ .

Poutres secondaires :  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ .

#### VI.2.4.8 Armatures transversales minimales:

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2$$

✓  $A_t^{\text{adop}} = 2,01 > A_t^{\min} = 1,58 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

**VI.2.5 Vérifications à l'ELS**

**1) Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**2) Etat limite de déformation (B.6.5.3/ BAEL91 modifié 99)**

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ (Si la portée est au plus égale à 5m)}$$

$$f \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ (si la portée est supérieure à 5 m)}$$

f : Flèche maximale des poutres (Déduite du logiciel ETABS).

On prendra "L" la plus grande portée des poutres dans chacune des deux directions.

**Poutres principales**

$$L=5.20\text{m} \Rightarrow \bar{f} = 0.5 + \frac{520}{1000} = 1.02\text{cm}$$

$$f_{\text{ETABS}}=0.53\text{cm} < \bar{f} = 1.02\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Poutres secondaires**

$$L=3.50\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{350}{500} = 0.7\text{cm}$$

$$f_{\text{ETABS}}=0.53\text{cm} < \bar{f} = 0.7\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Etat limite de compression du béton : (A.4.5, 2 / BAEL91 modifié 99)**

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} \text{ et } \rho_1 = \frac{100A}{bd}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

A : Armatures adoptées à l'ELU.

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de  $\beta_1$  et  $K_1$ .

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

*Tableau VI.2-10: Vérification du ferraillage des poutres principales non adhérents aux voiles.*

Position	$M_s$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	40.59	4.62	0.316	0.912	41.82	229.36	5.48	15	vérifiée
Appuis	65.07	6.88	0.46	0.897	33.54	251.04	7.48	15	vérifiée

Tableau VI.2-11: Vérification du ferraillage des Poutres principales adhéres aux voiles

Position	$M_s$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	50.059	6.88	0.46	0.897	33.54	193.13	5.75	15	vérifiée
Appuis	77.33	8.01	0.542	0.889	30.04	258.56	8.60	15	vérifiée

Tableau VI.2-12: Vérification du ferraillage des Poutres secondaires non adhéres aux voiles.

Position	$M_s$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	12.54	3.39	0.351	0.948	39.35	121.93	3.09	15	vérifiée
Appuis	19.346	5.65	0.580	0.887	29.25	120.60	4.12	15	vérifiée

Tableau VI.2-13 Vérification du ferraillage de poutres secondaires adhéres aux voiles.

Position	$M_s$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	36.27	3.39	0.351	0.948	39.35	352.68	8.96	15	vérifiée
Appuis	60.912	6.88	0.719	0.877	25.65	315.47	12.29	15	vérifiée

### VI.2.6 Conclusion

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

Tableau VI.2-14: Ferraillage finale des poutres.

	type	Section [cm <sup>2</sup> ]	$A_{adoptée}$	
			appuis	travée
Poutres principales	Adhéres aux voiles	35x45	3HA14 (fil) + 3HA12 (chap.)	3HA14 (fil) + 2HA12 (chap.)
	Non adhéres aux voiles	35x45	3HA14 (fil) + 2HA12 (chap.)	3HA14 (fil)
Poutres secondaires	Adhéres aux voiles	30x35	3HA12 (fil) + 3HA12 (chap.)	3HA12 (fil)
	Non adhéres aux voiles	30x35	3HA12 (fil) + 2HA12 (chap.)	3HA12 (fil) +

## VI.3 Ferrailage des voiles :

### VI.3.1 Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Ils sont soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

### VI.3.2 Combinaisons d'action

*Tableau VI.3-1 Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des*

#### Selon le BAEL 99

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q$$

#### Selon le RPA version 2003 :

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

### VI.3.3 Comportement d'un voile:

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent:

Voile élancé:  $\frac{h}{L} > 1.5$

Voile court:  $\frac{h}{L} < 1.5$

il existe plusieurs méthodes pour le calcul des voiles en citant la méthode des bandes et la méthode classique

Dans les calculs qui suivent La méthode utilisée est la méthode classique, qui consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

### VI.3.4 Exposé de la méthode de calcul (RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.4))

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N) et (M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

B : section du béton ;  $B = E_p \times L$

I : moment d'inertie du voile ;  $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{E_p \times l^3}{12}$

V et V' : bras de levier  $\Rightarrow V = V' = L_{voile} / 2$

**Remarques**

1) Dans le but de faciliter les calculs, le ferrailage des voiles se fera comme celle des poteaux, par zone, car il possible d'adopter le même ferrailage pour certain niveaux.

- **Zone I** : 2 Sous-sol et RDC;
- **Zone II** : 1<sup>er</sup> et 3<sup>eme</sup> étage ;
- **Zone III** : Du 4<sup>eme</sup> au 6<sup>eme</sup> étage;

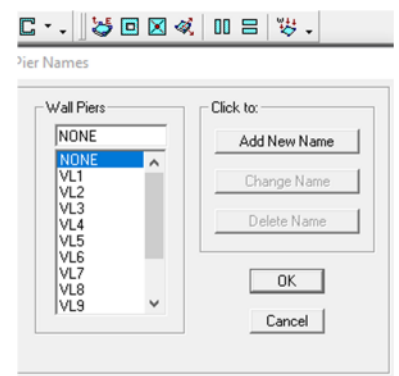
- **L'utilisation du logiciel ETABS pour extraire les efforts internes:**

a- Il faut chaque voile avoir un nom dans l'ETABS comme suit:

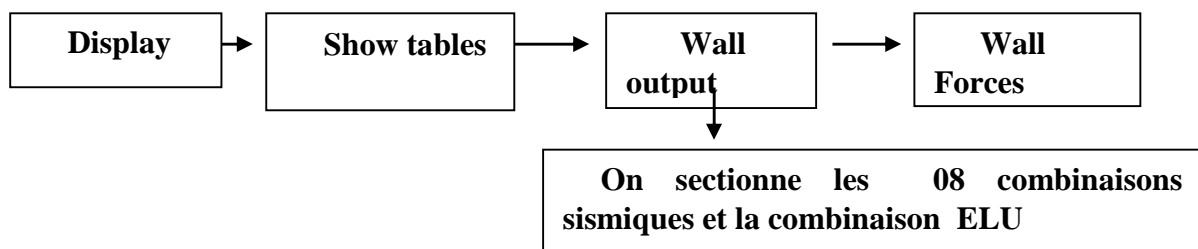
b- b- la sélection se fait par zone selon la section des poteaux

c- après avoir sélectionné les voiles considéré on procède de cette manière pour extraire les

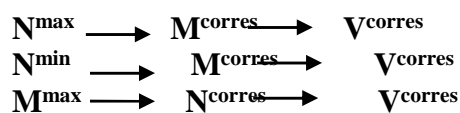
efforts internes (N-M-V)



On clique sur:



Les voiles sont ferrillés on flexion composée donc on prend les valeurs suivantes:



Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions:

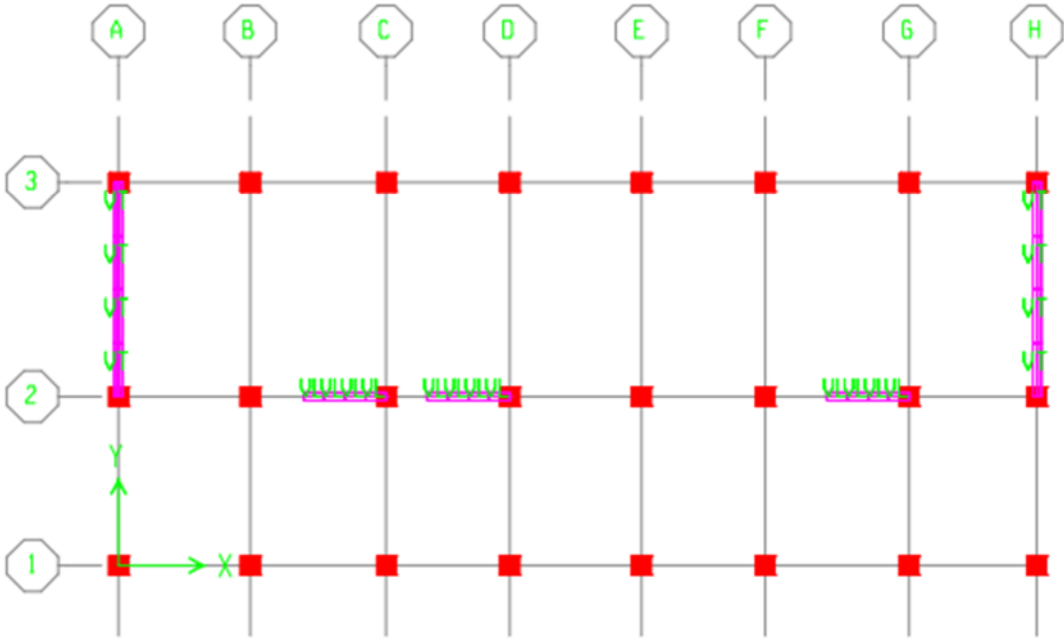


Figure VI.3.1: Disposition des voiles dans la structure.

## VI.3.5 Calcul des contraintes:

## VI.3.5.1 Voile longitudinales :

Tableau VI.3-2calcul des contraintes

ZONE	e (m)	L (m)	B (m)	I (m <sup>4</sup> )	N (KN. m)	M (KN. m)	V <sub>U</sub> (KN)	Combinaison	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
I	0,2	2	0,4	0,13333333	-1521,61	836,781	358,14	ELU	2471,8325	-10079,8825
	0,2	2	0,4	0,13333333	882,24	353,958	248,51	08GEX MAX	4860,285	-449,085
	0,2	2	0,4	0,13333333	-978	960,875	253,07	GQEX MAX	4761,5625	-9651,5625
II	0,2	2	0,4	0,13333333	-1588,58	36,35	59,21	ELU	-3698,825	-4244,075
	0,2	2	0,4	0,13333333	-324,2	174,764	122,91	08GEX MAX	500,23	-2121,23
	0,2	2	0,4	0,13333333	-1206,65	469,055	329,66	GQEX MIN	501,2875	-6534,5375
III	0,2	2	0,4	0,13333333	-880,36	41,366	69,74	ELU	-1890,655	-2511,145
	0,2	2	0,4	0,13333333	-13,23	73,203	2,34	08GEX MAX	515,9475	-582,0975
	0,2	2	0,4	0,13333333	-416,5	252,435	65,88	GQEX MAX	852,0125	-2934,5125

## VI.3.5.2 Voiles transversales :

Tableau VI.3-3 Calcul des contraintes

ZONE	e (m)	L (m)	B (m)	I (m <sup>4</sup> )	N (KN. m)	M (KN. m)	V <sub>U</sub> (KN)	Combinaison	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
I	0,2	5,2	1,04	2,3434666 7	-3035,16	239,444	12,05	ELU	-2652,7677	-3184,0784
	0,2	5,2	1,04	2,3434666 7	882,24	353,958	248,51	08GEX MAX	1241,0125 7	455,60281 1
	0,2	5,2	1,04	2,3434666 7	-978	960,875	253,07	GQEX MAX	125,67492 6	-2006,4441
II	0,2	5,2	1,04	2,3434666 7	-1588,58	36,35	59,21	ELU	-1487,1516	-1567,8099
	0,2	5,2	1,04	2,3434666 7	-324,2	174,764	122,91	08GEX MAX	-117,83579	-505,62574
	0,2	5,2	1,04	2,3434666 7	-1206,65	469,055	329,66	GQEX MIN	-639,83912	-1680,6416
III	0,2	5,2	1,04	2,3434666 7	-880,36	41,366	69,74	ELU	-800,60576	-892,39423
	0,2	5,2	1,04	2,3434666 7	-13,23	73,203	2,34	08GEX MAX	68,495192 3	-93,9375
	0,2	5,2	1,04	2,3434666 7	-416,5	252,435	65,88	GQEX MAX	-120,41235	-680,54918

VI.3.6 Calcul du ferrailage des voiles

VI.3.6.1 Détermination des armatures

Armatures verticales :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SET)
- Section entièrement tendue (SEC)
- Section partiellement comprimée (SPC)

Section	Diagramme des efforts normaux	La longueur de la zone tendue	L'effort normal $N_t$	Armatures verticales
S.E.T		$L_t = L_{voile}$	$N_t = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \times L \times E_p$ <p><math>N_t =</math> surface du trapèze x épaisseur du voile</p>	$A_V = \frac{N_t}{\sigma_s}$
S.E.C		$L_t = 0$	$N_t = 0$	$A_V = \frac{N - B \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.P.C		$L_t = L - L_c$	$N_t = \frac{\sigma_t \times L_t}{2} \times E_p$ <p><math>N_t =</math> surface du triangle x épaisseur du voile</p>	$A_V = \frac{N_t}{\sigma_s}$

Avec :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$L$  : Longueur du voile

$L_c$  : La longueur de la zone comprimée

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

- en situation accidentelle :  $\sigma_s = 400 \text{ MPA} \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPA}$

- en situation courante :  $\sigma_s = 348 \text{ MPA} \Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPA}$

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'espace 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 égal à 15 cm.

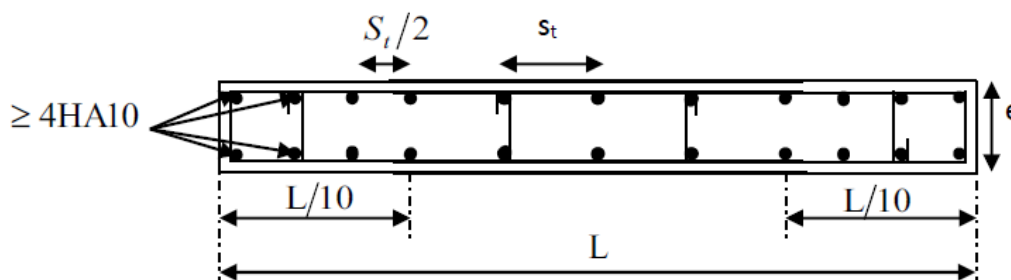


Figure VI.3.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### B) Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\emptyset$ . (**Art 7.7.4.2/RPA 99 modifié 2003**)

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

- Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$A_H > 0,15\% B \Rightarrow$  Globalement dans la section du voile.

$A_H > 0,10\% B \Rightarrow$  en zone courante (**RPA 99 modifié 2003 (Art 7.7.4.3)**)

❖ **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

B : Section du béton

Av: Section d'armature verticale.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

**Armatures minimales**

**a) Compression simple BAEL91 modifié 99 (Art A.8.1; 21)**

- $A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ , par mètre de longueur de paroi mesurée Perpendiculairement à la direction de ces armatures.
- $0.2\% \leq A_{min}/B \leq 0.5\%$

B : section du béton

**b) Traction simple BAEL91 modifié 99 (art A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (RPA 99 modifié 2003(Art.7.7.4.1))

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0.2\%B\right)$$

**C) Flexion composé :**

➤ **Selon BAEL: (Art A4.2.1BAEL 91/99)**

Les armatures minimums:

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) bd$$

Avec:  $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

- Avec:  $\left\{ \begin{array}{l} A_{min} : \text{Section minimale d'aciers tendus} \\ f_{t28} : \text{Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours} \\ f_e : \text{Contrainte limite élastique des aciers} \\ e_s : \text{Excentricité de l'effort normal à l'ELS} \\ d : \text{Hauteur utile} \\ b : \text{Largeur de la section de béton} \end{array} \right.$

**D) Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m<sup>2</sup>), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

**E) 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 :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

**F) Armatures des potelets**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

**G) Longueur de recouvrement**

La longueur de recouvrement doit être égale à :

40  $\emptyset$  : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.

20  $\emptyset$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

**H) Diamètre maximal**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égal au à [1/10] de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0.1e = 0.1 \times 200 = \mathbf{20mm.}$$

**I) Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e. 30cm\}$$

Avec :  $e=20cm$  : épaisseur du voile.

$$St \leq 1.5e \Rightarrow t \leq 30\text{cm}$$

Dans notre cas :

$$St \leq \min \{30; 30\text{cm}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$$

### VI.3.7 Les vérifications

#### A) Vérification à l'ELU

##### Vérification de la contrainte limite de cisaillement

- D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21)

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right)$$

- D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré ;

$b$  : Epaisseur du voile ;

$d$  : Hauteur utile ( $d=0.9h$ ) ;

$h$  : Hauteur totale de la section brute

#### B) Vérification à l'ELS

##### Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$N_s$  : L'effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : section des armatures adoptées (verticales)

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible

### VI .Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversal  $L=2\text{m}$  sur la zone 1 (VL).

a - Caractéristiques géométriques:

L(m)	Ep(m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )
2	0.20	0.40	0.013

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 4761,5625 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -9651,5625 \text{KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Section entièrement tendue (SPC)}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L \Rightarrow L_c = \frac{4761,5625}{4761,5625 + 9651,5625} \times 2 \Rightarrow L_c = 0,66 \text{m}$$

$$L_T = L - L_c = 1,34 \text{m}$$

**a- Calcul des armatures verticales**

$$N_s = \frac{\sigma_T \times L_T}{2} \times ep \Rightarrow N_t = \frac{4761,5625 \times 1,34}{2} \times 0,20 = 638,06 \text{ KN}$$

$$A_{sv} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{638,06}{34,8} = \mathbf{18,33 \text{cm}^2}$$

**b- Les armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 253,07}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{9,74 \text{cm}^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{vj} = 9,74 \text{ cm}^2 \xrightarrow{\hspace{2cm}} 2\text{m} \\ A_{vjLT} = \xrightarrow{\hspace{1.5cm}} 1,34\text{m} \end{array} \right\} A_{vjLT} = 6,5258 \text{cm}^2$$

**a. Calcul des armatures minimales**

$$\begin{aligned} A_{\min} &\geq \max\left(\frac{f_{t28} \times d \times e}{f_e}; 0,2\%B\right) \\ &= \max\left(\frac{2,1 \times 0,2 \times 2}{400} \times 10^4; 0,002 \times 0,40 \times 10^4\right) \\ A_{\min} &\geq \max(21; 8) = 21 \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{\min/\text{nappe/ml}} = 5,25 \text{ cm}^2$$

**Calcul des sections totales**

$$A_{\text{total/LT}} = A_{Vs} + A_{vjLT} = 24,58 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{total/napp/LT}} = 8,8591/2 = 12,2929 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{total/LT/napp}} = 12,2929 \xrightarrow{\hspace{2cm}} L_t = 1,34 \text{m}$$

$$A_{\text{total/napp/ml}} \xrightarrow{\hspace{2cm}} 1 \text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{\text{total/napp/ml}} = (12,2929 \times 1 \text{ml}) / 1,34 = \mathbf{9,173 \text{cm}^2}$$

$$A_{sv} = \max(A_{\text{total/napp/ml}}; A_{\min/\text{nappe/ml}}) = \mathbf{9,173 \text{cm}^2}$$

- Ferraillage adoptée :  $A_{sv, \text{adp}} = \mathbf{7HA16 (14,08 \text{cm}^2)}$

**b. Calcul des armatures horizontales**

D'après RPA 99 version 2003 :  $A_H \geq 0.1\%B = 0.001 \times 0,4 = 4\text{cm}^2$

On prend :  $A_H = 4\text{cm}^2$

Soit :  $5HA12 = 5,65\text{cm}^2$

### c. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

#### - Vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$St \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$

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

$S_h = 20\text{cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

#### - Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{1609,92 \times 10^3}{0,40 \times 10^6 + 15 \times 14,08 \times 10^2} = 3,82\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,82\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

#### - Vérification de la contrainte limite de cisaillement

D'après RPA99modifiées 2003, article A.7.7.2.

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1.4 \times 253,07}{200 \times 0.9 \times 2} = 0,984\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5\text{MPa}$$

$\tau_b = 0,984\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5\text{MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée.

D'après BAEL91modifiées 99, article A.5.1.21.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{253,07}{200 \times 0.9 \times 2} = 0,703\text{MPa}$$

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

$\tau_u = 0,703\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau VI.3-4 Ferrailage des voiles longitudinales  $V_L$ 

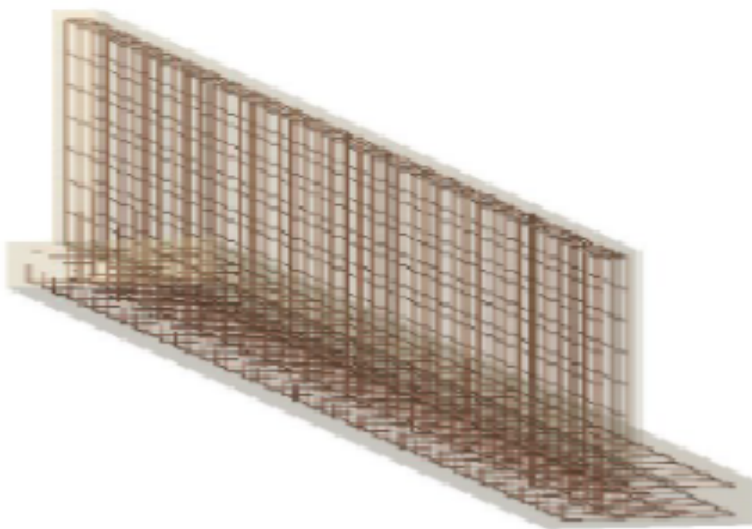
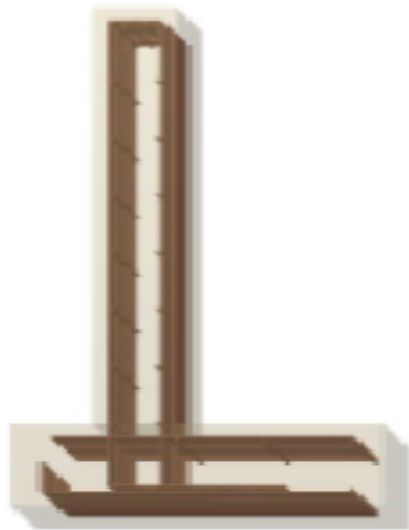
	zone	I	II	II	
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,4	0,4	0,4	
	I (m <sup>4</sup> )	0,013	0,013	0,013	
<b>Sollicitation de calcul</b>	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4761,5625	501,2875	852,0125	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-9651,5625	-6534,5375	-2934,5125	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V (kN)	253,07	329,66	65,88	
	Lc(m)	0,66	0,14	0,45	
	Lt(m)	1,34	1,87	1,55	
	Ns	1609,92	1155,27	639,97	
	Asv (cm <sup>2</sup> )	18,33	2,68	3,79	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	9,74	12,69	2,53	
	A <sub>vjLT</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,5258	11,79	1,96	
	A <sub>total/nappe/ml</sub> (cm <sup>2</sup> )	9,173	3,89	1,85	
	A <sub>min/nappe/ml</sub> (cm <sup>2</sup> )	5,25	5,25	5,25	
	Choix des barres /nappe/ ml	7HA16	7HA14	7HA12	
	A <sub>sv adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	14,08	10,77	7,92	
S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15		
<b>Ferrailage des armatures horizontales</b>	A <sub>H</sub>	4	4	4	
	Choix des barres	5HA12	5HA12	5HA12	
	A <sub>H adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	5,65	5,65	5,65	
	S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20	
	AT	4HA8	4HA8	4HA8	
	S <sub>t</sub> (cm)	25	25	25	
<b>vérifications des contraintes</b>	$\bar{\tau}_b=5$ (MPa)	$\tau_b$ (MPa)	0,984	0,23	0,26
	$\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	0,703	0,16	0,18
	$\bar{\sigma}_b=15$ MPa	$\sigma_b$ (MPa)	3,82	2,77	1,60

Tableau VI.3-5: Ferrailage des voiles transversales VT

	zone	I	II	II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	5,2	5,2	5,2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	1,04	1,04	1,04	
	I (m <sup>4</sup> )	2,34	2,34	2,34	
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	125,674926	-1779.7297	-800,6057	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-2006,44416	-2539.4702	-892,39423	
	Nature de la section	SPC	SEC	SEC	
	V (kN)	253,07	70.73	69,74	
	Lc(m)	0,30	5,2	5,2	
	Lt(m)	4,89	0	0	
	Ns	2216,39	0	0	
	Asv (cm <sup>2</sup> )	1,76	0	0	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	9,74	12,69	2,68	
	A <sub>vjLT</sub> (cm <sup>2</sup> )	9,16	0	0	
	A <sub>total/nappe/ml</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,17	1,22	0,25	
	A <sub>min/nappe/ml</sub> (cm <sup>2</sup> )	5,25	5,25	5,25	
	Choix des barres /nappe/ ml	7HA12	7HA12	7HA12	
	A <sub>sv adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	7,92	7,92	7,92	
	S <sub>t</sub> (cm)	15	15	15	
	Ferrailage des armatures horizontales	A <sub>H</sub>	9,1	9,1	9,1
		Choix des barres	6HA14	5HA12	5HA12
A <sub>H adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )		9,23	5,65	5,65	
S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20	
AT		4HA8	4HA8	4HA8	
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25	
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5$ (MPa)	$\tau_b$ (MPa)	0,37	0,49	0,10
	$\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	0,27	0,35	0,07
	$\bar{\sigma}_b=15$ MPa	$\sigma_b$ (MPa)	2,13	1,5	0,81

# Chapitre V II: CNOIBIFLE A II:

## *Mur plaque*



## VII.1 Introduction

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

Le mur est réalisé en béton armé, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

## VII.2 Pré dimensionnement du mur plaque

D'après **RPA99version2003 l'article 10.1.2**, l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de **30cm**. Et sa hauteur est de **8,16 m**

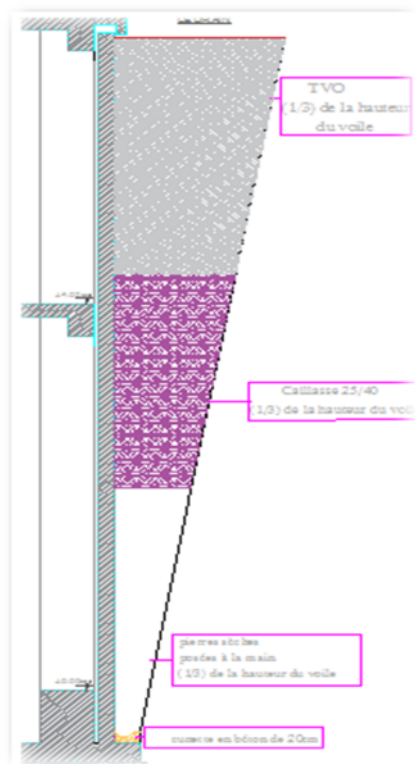


Figure VII.2.1: Schéma du mur plaque (Vue en élévation).

## VII.3 Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  tel que :  $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$

Avec :

$K_0$  : Coefficient des poussées de terres au repos;

$\sigma_H$  : Contraintes horizontales ;

$\sigma_V$  : Contrainte verticales ;

$\varphi$ : Angle de frottement interne.

### Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont les suivantes :

- Poids volumique du sol :  $\gamma = 17\text{kN/m}^3$ .

- Angle de frottement interne :  $\varphi = 35^\circ$ .
- Cohésion :  $C = 0$ .
- Surcharge éventuelle :  $q = 10\text{kN/m}^2$
- La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars}$ 
  - $\beta = 0$  : surfaces terres des horizontale.
  - $\lambda = 0$  : la paroi verticale.
  - $\delta = 0$  : obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable)

### A. Calcul des sollicitations

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \Rightarrow K_0 = 0.42$$

$$\sigma_v = q + \gamma_h ; 0 < h < 8,16\text{m}$$

#### •ELU

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$\text{1}^{\text{ère}} \text{ couche} : 0 \leq h \leq 4,08 \text{ m}$$

$$\sigma_{h1} = 0.42(1.35 \times 17 \times h_1 + 1,5 \times 10) = 9,63 h_1 + 6,3$$

$$h=0 \quad \rightarrow \quad \sigma_{h1} = 6.3\text{KN/m}^2$$

$$h=4,08\text{m} \quad \rightarrow \quad \sigma_{h2} = 45.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{2}^{\text{ème}} \text{ couche} : 4,08 \leq h \leq 8,16 \text{ m}$$

$$\sigma_{h2} = K_0 (1.35 \times \gamma \times h_2 + 1.35 \times \gamma \times h_1 + 1.5 \times q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.42(1.35 \times 17 \times h_2 + 1.35 \times 17 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 9.63 h_2 + 45.62$$

$$h=0 \quad \rightarrow \quad \sigma_{h2} = 45.62\text{KN/m}^2$$

$$h=4.08\text{m} \quad \rightarrow \quad \sigma_{h2} = 84.91\text{KN/m}^2$$

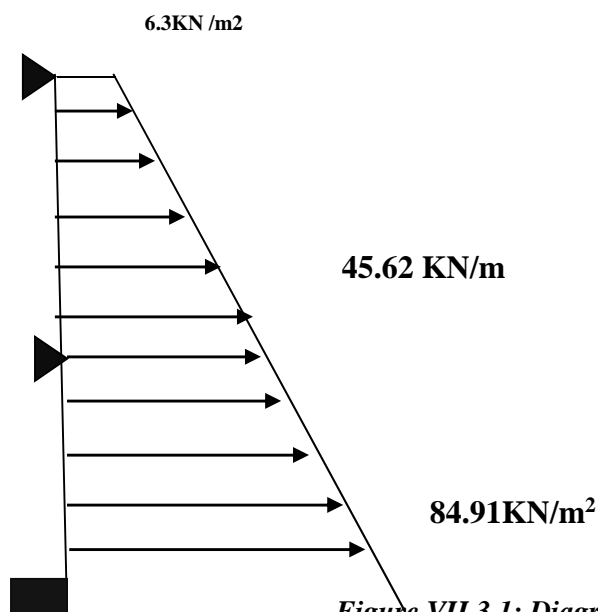


Figure VII.3.1: Diagramme des contraintes à l'ELU.

## •ELS

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times h + q)$$

**1<sup>ère</sup> couche:**  $0 \leq h \leq 4,08 \text{ m}$

$$\sigma_{h1} = 0.42(17 \times h_1 + 10) = 7.14h_1 + 4.2$$

$$h=0 \quad \rightarrow \quad \sigma_{h1} = 4.2 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4.08\text{m} \quad \rightarrow \quad \sigma_{h1} = 33.33 \text{ KN/m}^2$$

**2<sup>ème</sup> couche:**  $4.08 \leq h_2 \leq 8.16 \text{ m}$

$$\sigma_{h2} = K_0 (\gamma \times h_2 + \gamma \times h_1 + q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.42(17 \times h_2 + 17 \times 4.08 + 10) = 7.14h_2 + 33.33$$

$$h=0 \quad \rightarrow \quad \sigma_{h2} = 33.33 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4.08\text{m} \quad \rightarrow \quad \sigma_{h2} = 62.46 \text{ KN/m}^2$$

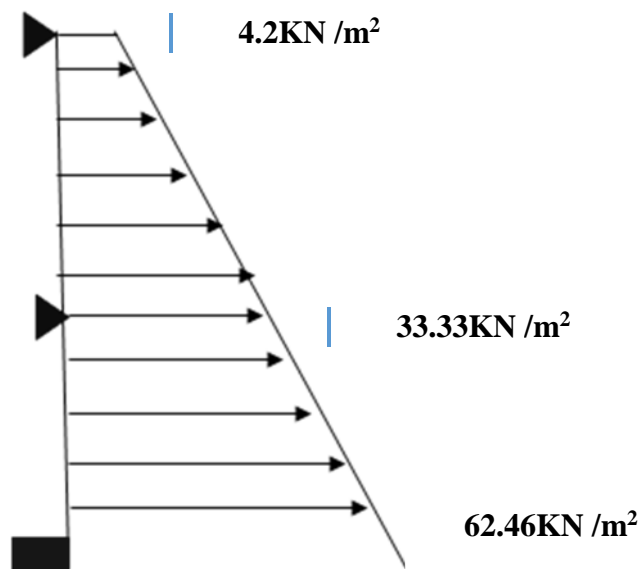


Figure VII.3.2: Diagramme des contraintes à l'ELS.

**B. Charges moyennes**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de **1 m** est :

**ELU**

$$q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 84.91 + 6.45}{4} \times 1m = 65.29 \text{KN/ml}$$

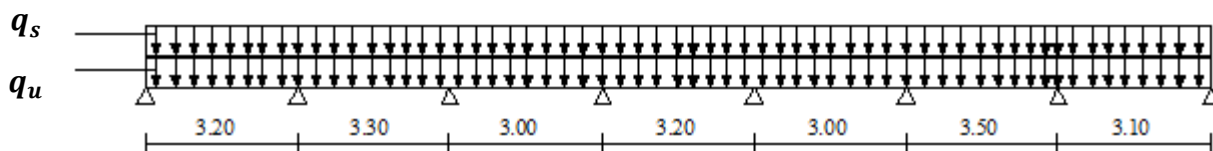
**ELS**

$$q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 62.46 + 4.2}{4} \times 1m = 47.89 \text{KN/ml}$$

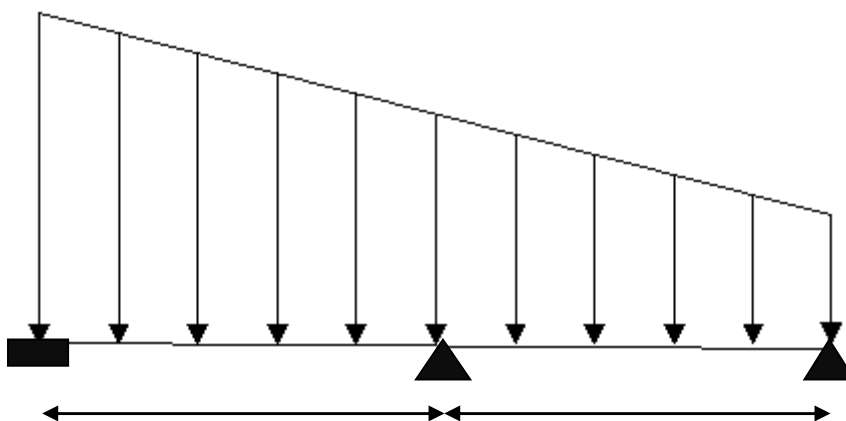
**VII.4 Ferrailage du mur plaque****VII.4.1 Calcul des sollicitations**

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre (b=1m = 100cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel **ETABS**

**Sens X-X**

*Figure VII.4.1: Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.*

**Sens Y-Y**

*Figure VII.4.2: Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.*

A. Diagrammes des efforts

•ELU

Sens X-X

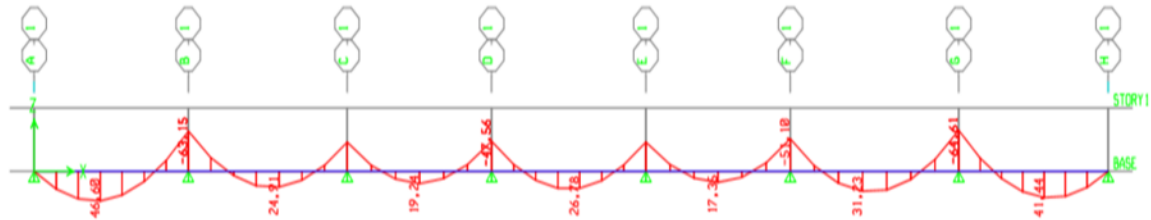


Figure VII.4.3: Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.

Sens Y-Y

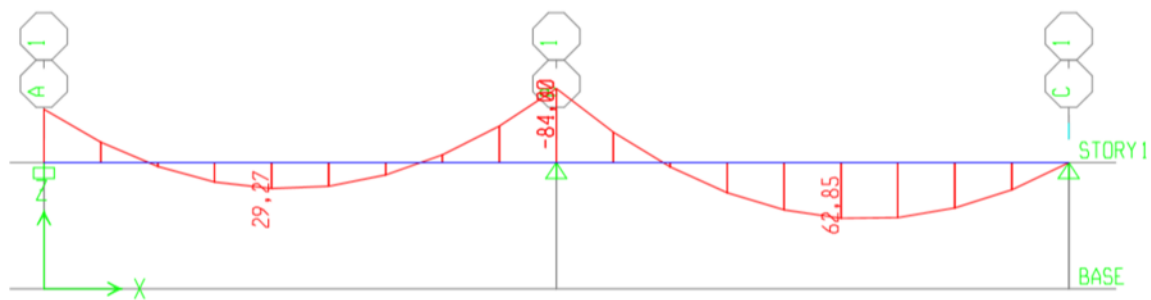


Figure VII.4.4: Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.

•ELS

Sens X-X

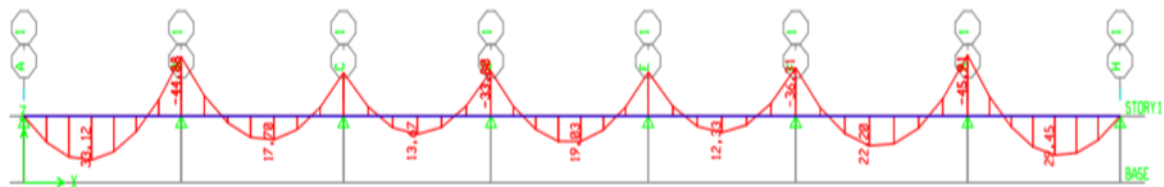


Figure VII.4.5: Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.

Sens Y-Y

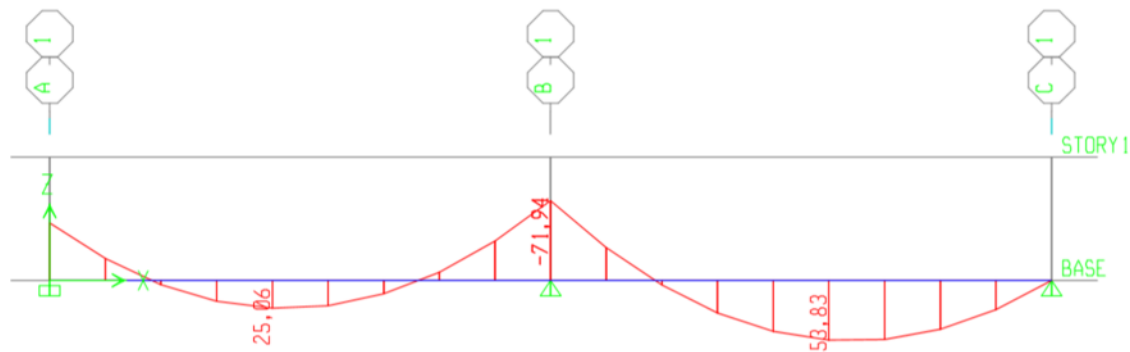
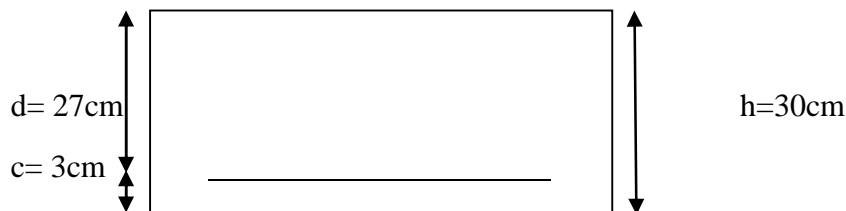


Figure VII.4.6: Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

**VII.4.2 Ferrailage à l'ELU**

Le ferrailage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur  $b = 1\text{ m}$  et d'épaisseur  $e_p = 30\text{ cm}$ , en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.



Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

On 'a

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad A = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

sens	zone	$M_u$ KN.m	$\mu_u$	Section	$\beta$	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A$ ( $cm^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )	$S_t$ (cm)
X-X	Appuis	64.64	0.062	SSA	0.968	3	7.10	6HA14=9,23	15
	Travée	46.60	0.046	SSA	0.976	3	5.08	6HA12=6,78	15
Y-Y	Appuis	84.00	0.082	SSA	0.957	3	9.34	7HA14=10,77	15
	Travée	62.85	0.060	SSA	0.969	3	6.90	6HA14=9,23	15

Tableau VI-1: Ferrailage du mur.

### Recommandation du RPA

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

(b=1m=100cm ; h : épaisseur du voile = 30cm)

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 30 = 3\text{cm}^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m<sup>2</sup> de HA8

### VII.4.3 vérifications à l'ELU

#### A. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.2)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} < A_{\text{adoptée}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 3.26\text{cm}^2$$

sens	Zone	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{adoptée}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Observation
X-X	Appuis	3.26	9,23	condition vérifier
	Travée	3.26	6,78	condition vérifier
Y-Y	Appuis	3.26	10,77	condition vérifier
	Travée	3.26	9,23	condition vérifier

Tableau VI-2: vérifications de la condition de non fragilité.

#### B. Espacement des barres

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :  $S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$

**Sens X-X**

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

**Sens Y-Y**

$$S_t = 14\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

#### C. Longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec :  $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$

Pour les HA14 :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38\text{cm} \Rightarrow L_s = 50\text{cm}$ .

Pour les HA16 :  $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43\text{cm} \Rightarrow L_s = 60\text{cm}$ .

Pour l’ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

Pour  $\varnothing 14 \Rightarrow L_a = 20\text{cm}$ .

Pour  $\varnothing 16 \Rightarrow L_a = 25\text{cm}$ .

#### VII.4.4 Vérifications à l’ELS

##### A. Etat limite d’ouverture des fissures

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

##### Dans les aciers

On doit vérifier que :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Avec :

**f<sub>e</sub>** : désigne la limite d’élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

**f<sub>tj</sub>** : la résistance caractéristique a la traction du béton, exprimée en MPa ;

**η** : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut **1** pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et **1.6** pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à **6mm** pour lesquels nous prendrons **1.3**.

D’où :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min( 266.667 ; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63\text{MPa}}$$

##### Dans le béton

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15\text{MPa}}$ .

On ‘a

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

sens	zone	$A_s$	$M_s$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
X-X	Appuis	9,23	45.91	0.683	0.880	26,52	104,67	201.63	3,94	15	CV
	Travée	6,78	33.12	0.502	0.893	31,50	101,30	201.63	3,21	15	CV
Y-Y	Appuis	10,77	71.94	0.798	0.872	24,06	141,85	201.63	5,89	15	CV
	Travée	9,23	53.83	0.683	0.905	34.50	119,34	201.63	3,46	15	CV

Tableau VI-3 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

**B. Etat limite de déformation**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right\rangle$$

Avec :

**h = 30 cm** : hauteur totale,

**L** : portée entre nus d'appuis,

**M<sub>t</sub>** : moment maximum en travée,

**M<sub>0</sub>** : valeur maximum du moment isostatique,

**A** : section des armatures,

**b** : longueur de la section,

**d** : hauteur utile de la section droite

**Sens Y-Y**

$$q_s = 47.89 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 47.89 \times \frac{4.08^2}{8} = 99.64 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 99.64 = 74.73 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{408} = 0.073 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{10.77}{100 \times 32} = 0.0033 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

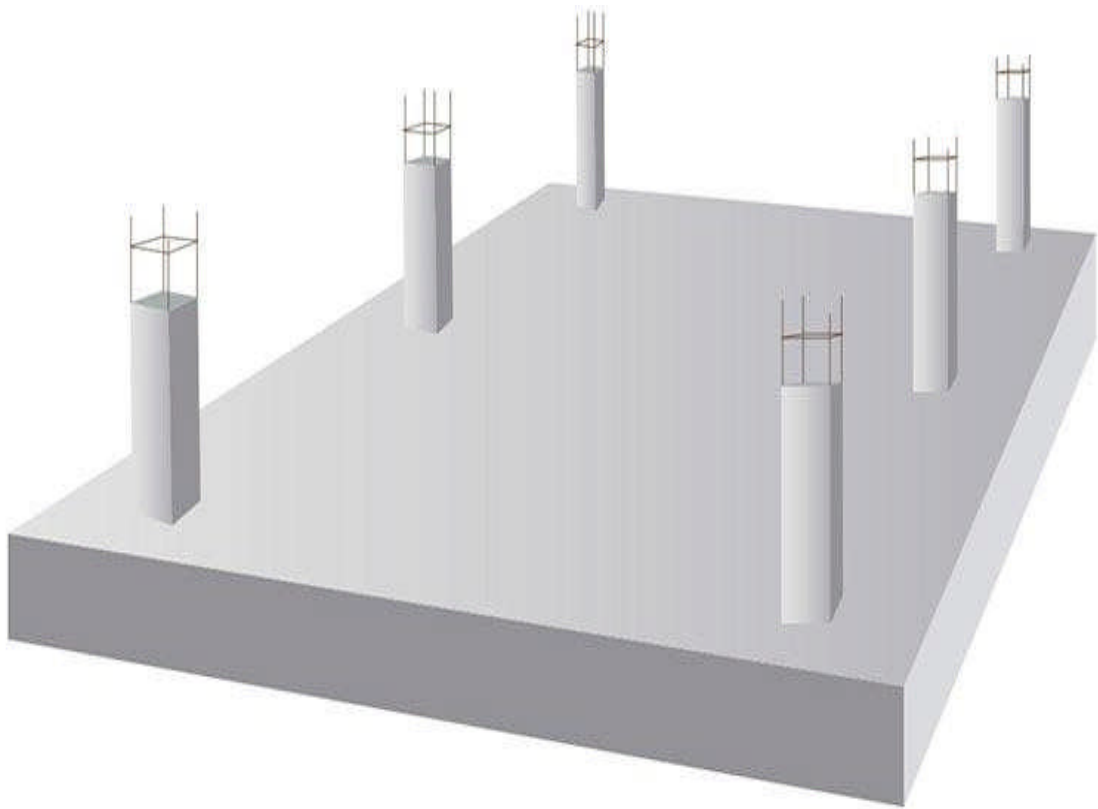
$$\frac{h}{L} = \frac{30}{408} = 0.073 \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{74.73}{10 \times 99.64} = 0.073 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

# Chapitre V III:

СНОВИЩЕ А III:

## *L'infrastructure*



### **VIII.1 Introduction**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

#### **A) Fondations superficielles**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

#### **B) 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.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

#### **Choix du type de fondation**

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol ;
- Le tassement du sol ;
- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci –dessous :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- facilité d'exécution (coffrage)
- économie.

On optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

## VIII.2 Dimensionnement des semelles continues (sous voiles, sous poteaux)

### VIII.2.1 Semelle filante sous voile

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

**B** : La largeur de la semelle.

**L** : Longueur de la semelle.

**G, Q** : Charge et surcharge revenant au voile considéré

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier.

N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement prise égale à 2.5 bars.

*Tableau VII-1: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).*

voiles	$N_s$ (KN)	L(m)	B(m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	1536.93	2.00	3.07	6.14
VL2	1616.74	2.00	3.23	6.46
VL3	1614.87	2.00	3.22	6.45
				<b>19.07 m<sup>2</sup></b>

*Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).*

voiles	$N_s$ (KN)	L(m)	B(m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	2204.95	5.20	1.69	8.81
VT2	2196.14	5.20	1.68	8.78
				<b>17.59 m<sup>2</sup></b>

La surface totale des semelles filantes sous les voiles est notée  $S_v$  :

$$S_v = S_{vl} + S_{vt} = 19.07 + 17.59 = \mathbf{36.66\text{m}^2}$$

### VIII.2.2 Semelle filante sous poteaux

Pour connaître la répartition des contraintes on devra calculer  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$  et comparer la valeur trouvée à :  $\frac{L}{6}$

Avec R c'est la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

Si  $e \leq \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.

Si  $e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

#### File B

Tableau VII-3 : Résultante des charges sous poteaux.

Poteaux	N (KN)	M <sub>i</sub> (KN.m)	e <sub>i</sub> (m)	N × e <sub>i</sub>
P1	1093.89	-5.518	-4.65	-5086.58
P2	989.59	-3.686	-0.55	-544.27
P3	1382.3	12.93	4.65	6427.695
<b>Somme</b>	<b>3465.78</b>	<b>3.726</b>		<b>796.832</b>

$$\text{On 'a : } e = \frac{796.832 + 3.726}{3465.78} = 0.23\text{m.}$$

$$\text{Et } \frac{L}{6} = \frac{9.30}{6} = 1.55\text{m.}$$

⇒  $e < \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3465.78}{9.3} \left( 1 + \frac{6 \times 0.23}{9.3} \right) = 427.96 \text{KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3465.78}{9.3} \left(1 - \frac{6 \times -0.23}{9.3}\right) = 317.36 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3465.78}{9.3} \left(1 + \frac{3 \times -0.23}{9.3}\right) = 400.31 \text{ KN/ml}$$

La largeur de la semelle est déterminée comme suit:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{R\left(1 + \frac{3e}{L}\right)}{L \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{3465.78 \left(1 + \frac{3 \times -0.23}{9.3}\right)}{0.25 \times 10^3} = 1.6 \text{ m.}$$

On prend **B= 1.6 m.**

### VIII.2.3 Calcul de la surface de la semelle filante sous poteaux notée $S_p$

$$\text{On aura donc : } S_p = (1.6 \times 9.3) = 14.88 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles) :

$$S_t = n \times S_p + S_v = 8 \times 14.88 + 36.66 = 155.7 \text{ m}^2.$$

Avec n : nombre de portique dans le sens considéré

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{total}} = L_x \times L_y = 22.30 \times 9.3 = 207.39 \text{ m}^2.$$

Pourcentage de la surface des semelles :

$$\frac{155.7 \times 100}{207.39} = 75\% > 50\%$$

### Conclusion

Étant donné que la surface des semelles est supérieure à 50 % de la surface du bâtiment, on opte pour un radier général.

## VIII.3 Etude de radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

### VIII.3.1 Dimensionnement

#### a) La condition d'épaisseur minimale

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

$$(h_{\min} \geq 25 \text{ cm}).$$

#### b) La condition forfaitaire

$$L_{\max} = 5.20\text{m.}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max}$ : Distance entre deux voiles successifs.

$$\frac{520}{8} \leq h_r \leq \frac{520}{5} \Rightarrow 65\text{cm} \leq h_r \leq 104\text{cm}$$

On prend  $h_r = 90\text{cm}$ .

### 1. La dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de } 25\text{cm.}$$

$$h_d \geq \frac{520}{20} = 26\text{cm} \Rightarrow h_d = 50 \text{ cm.}$$

### 2. La nervure

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{520}{10} = 52\text{cm} \Rightarrow h_n = 60\text{cm.}$$

### c) Condition de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$ .

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 5.2\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.10\text{m.}$$

Soit  $h = 110\text{cm}$ .

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 44\text{cm} \leq b_n \leq 77\text{cm} \Rightarrow b_n = 50\text{cm}$$

**Dalle flottante**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{520}{50} \leq h \leq \frac{520}{40} \Rightarrow 10.4\text{cm} \leq h \leq 13\text{cm}$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à **12 cm**.

### Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens :  **$h_n = 110\text{cm}$** .
- Largeur de la nervure :  **$b_n = 50\text{cm}$** .
- Hauteur de la dalle:  **$h_d = 50\text{cm}$** .
- Dalle flottante :  **$h = 12\text{cm}$** .

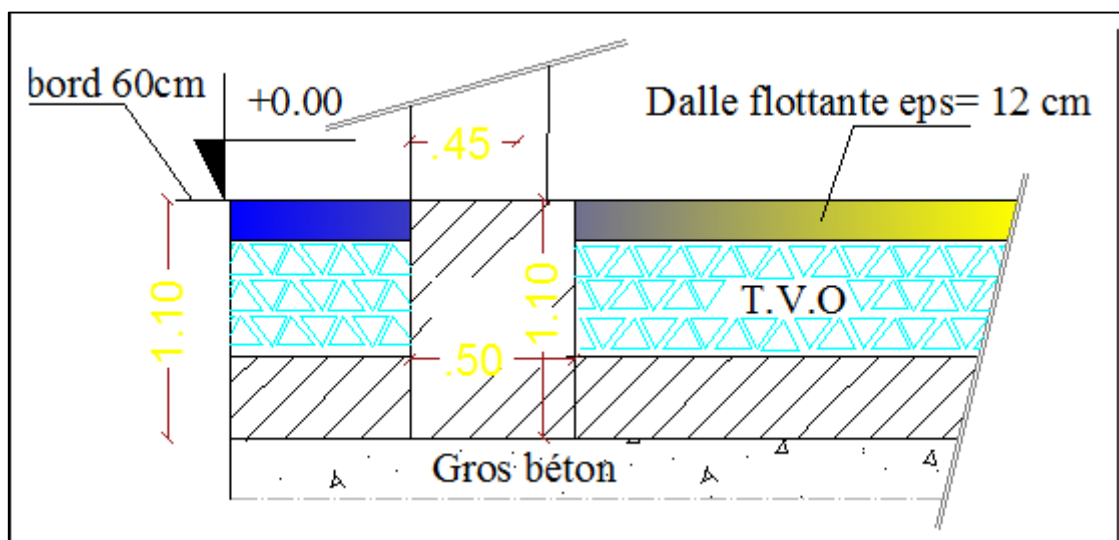


Figure VIII.3.1: Les dimensions du radier

### VIII.3.2 Calcul des charges nécessaires au radier

#### a) Le poids de la structure

- Charge permanente :  $G_t = 28481.40\text{ KN}$ .
- Charge d'exploitation :  $Q_t = 5884.75\text{ KN}$ .

#### b) Combinaison d'action

$$\text{ELU} : N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 28481.40 + 1.5 \times 5884.75 = 47277.02\text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 28481.40 + 5884.75 = \mathbf{34366.13 \text{ KN}}$$

#### d) Détermination de la surface du radier

$$\text{Etat Limite Ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{47277.02}{1.33 \times 250} = \mathbf{142.18 \text{ m}^2}.$$

$$\text{Etat Limite de Service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{34366.13}{250} = \mathbf{137.46 \text{ m}^2}.$$

$$S_{\text{radier}} = \text{Max} (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = \mathbf{142.18 \text{ m}^2}.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 207.39 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 142.18 \text{ m}^2.$$

#### Remarque

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \left( \frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{110}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 55 \text{ cm}.$$

Soit un débord de :  $L_{\text{deb}} = \mathbf{60 \text{ cm}}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débort}}$

D'où :

$$S_{\text{débort}} = 2(9.3 \times 0.60) + 2(22.3 \times 0.60) = 37.92 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 207.39 + 37.92 = \mathbf{245.31 \text{ m}^2}$$

### VIII.3.3 Calcul des sollicitations à la base du radier

#### VIII.3.3.1 Charges permanentes

– Poids du bâtiment :  $G_{\text{bâtiment}} = \mathbf{28481.40 \text{ KN}}$

– Poids du radier

$P_{\text{radier}} =$  poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle

$$\text{Poids de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_d = 245.31 \times 0.5 \times 25 = 1839.82 \text{ KN}.$$

- Poids des nervures

$$\text{Poids des nervures} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times 8 + L_y \times 3) \rho_b$$

$$P_n = 0.50 \times (1.10 - 0.50) \times (22.3 \times 8 + 9.3 \times 3) \times 25 = 1547.25 \text{ KN}.$$

6

## - Poids du TVO

$$P_{TVO} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{nerature}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$P_{TVO} = (245.31 - 103.15) \times (1.10 - 0.5) \times 17 = 1450.03 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : Poids volumique du TVO : } \rho_{TVO} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$S_{\text{nerature}} = b_n \times (L_x \times 8 + L_y \times 3) = 0.5 \times (22.3 \times 8 + 9.3 \times 3) = 103.15 \text{ m}^2$$

## - Poids de la dalle flottante

$$P_{df} = S_{\text{radier}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 245.31 \times 0.12 \times 25 = 735.93 \text{ KN}$$

D'où :

$$G_{\text{radier}} = P_d + P_n + P_{TVO} + 1839.82 + 1547.25 + 1450.03 + 735.93$$

$$G_{\text{radier}} = 5573.03 \text{ KN.}$$

## VIII.3.3.2 Surcharge du bâtiment et du radier

$$Q_{\text{bat}} = 5884.75 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times 245.31 = 613.275 \text{ KN.}$$

## - Poids total de la structure

$$G_{\text{total}} = G_{\text{batiment}} + G_{\text{radier}} = 28481.40 + 5573.03 = 34054.43 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{batiment}} + Q_{\text{radier}} = 5884.75 + 613.275 = 6498.025 \text{ KN}$$

## - Combinaison d'actions

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 34054.43 + 1.5 \times 6498.025 = 55720.51 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 35317.59 + 6498.025 = 41815.615 \text{ KN}$$

## VIII.3.4 Vérifications

## VIII.3.4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 110 \text{ cm}; d = 0.9 h = 0.9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u^{\text{tot}} \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{57425.784 \times 1.30}{245.31} \times \frac{5.20}{2} = 78.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{669.51 \times 10^3}{1100 \times 450} = 1.35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa} \quad \tau_u = 1.35 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

**VIII.3.4.2 Vérification de la stabilité du radier**

- **Calcul du centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} = 11.15 \text{m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} = 4.65 \text{m}$$

Avec:

**Si** : aire du panneau considéré ;

**Xi ; Yi** : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 1494.76 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 8594.41 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales ;

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré :  $M = M_0 + T_0 \times h$ .

Avec :

**M** : Moment sismique à la base du bâtiment ;

**T** : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

**I<sub>xx</sub>, I<sub>yy</sub>** : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

**h** : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

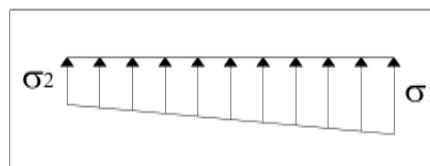


Figure VIII.3.2: Diagramme des contraintes.

Tableau VII-4: calcul des moments.

Sollicitations		M <sub>0</sub> [KN. m]	T <sub>0</sub> [KN]	h [m]	M [KN. m]
Sens	XX	9566.83	1879.74	1.30	11634.544
	YY	22707.173	2043.66	1.30	24955.19

**Calcule les contraintes**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

**L'ELU** :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$

**L'ELS** :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \vartheta$

**L'ELU**

*Tableau VII-5 :calcul des contrainte L'ELU*

Sollicitations		N <sub>u</sub> [KN]	S [m <sup>2</sup> ]	M[KN.m]	I [m <sup>4</sup> ]	X[m]
Sens	XX	55720.51	245.31	11634.544	1494.76	11.5
	YY	55720.51	245.31	24955.19	8594.41	4.65

**L'ELS**

*Tableau VII-6 :calcul des contrainte L'ELS*

Sollicitations		N <sub>s</sub> [KN]	S [m <sup>2</sup> ]	M[KN.m]	I [m <sup>4</sup> ]	X[m]
Sens	XX	41815.615	245.31	11634.544	1494.76	11.5
	YY	41815.615	245.31	24955.19	8594.41	4.65

**a) Sens longitudinal**

**A L'ELU**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{55720.51}{245.31} + \frac{11634.544}{1494.76} \times 11.5 = 316.65 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{55720.51}{245.31} - \frac{11634.544}{1494.76} \times 11.5 = 137.63 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 320.88 + 147.30}{4} = 271.89 \text{KN/m}^2$$

**A L'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{41815.61}{245.31} + \frac{11634.544}{1494.76} \times 11.15 = 259.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{41815.61}{245.31} - \frac{11634.544}{1494.76} \times 11.15 = 80.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 257.24 + 83.67}{4} = 215.22 \text{ KN/m}^2$$

**b) Sens transversale****A L'ELU**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{55720.51}{245.31} + \frac{24955.19}{8594.41} \times 4.65 = 240.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{55720.51}{245.31} - \frac{24955.19}{8594.41} \times 4.65 = 213.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 247.59 + 220.59}{4} = 233.89 \text{ KN/m}^2$$

**A L'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{41815.61}{245.31} + \frac{24955.19}{8594.41} \times 4.65 = 183.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{41815.61}{245.31} - \frac{24955.19}{8594.41} \times 4.65 = 156.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 183.96 + 156.95}{4} = 177.21 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII-7: Les résultats des contraintes**

Contraintes		ELU			ELS		
		$\sigma_1$ [KN / m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [KN / m <sup>2</sup> ]	$\sigma_m$ [KN / m <sup>2</sup> ]	$\sigma_1$ [KN / m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [KN / m <sup>2</sup> ]	$\sigma_m$ [KN / m <sup>2</sup> ]
Sens	XX	316.65	137.63	271.90	259.97	80.95	215.22
	YY	240.65	213.64	233.89	183.96	156.96	177.21

$$\text{A L'ELU: } \sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } \sigma_m \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VII-8: vérification des contraintes.

	Contraintes	$\sigma_m$ (ELU)	$\sigma_m$ (ELS)	observation
Sens	XX	271.90	215.22	Condition vérifiée.
	YY	233.89	177.21	Condition vérifiée.

**VIII.3.4.3 Vérification de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA99/Version 2003)**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left( e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{11634.544}{41815.61} = 0.28m < \frac{2.2}{4} = 0.5575m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{24955.19}{41815.61} = 0.6m < \frac{9.3}{4} = 2.23m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII.4 Ferrailage du radier**

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus en travées se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L 91 modifié 99**.

**VIII.4.1 Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis)**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> cas si :  $\rho < 0.4 \Rightarrow$**  le panneau travaille suivant une seule direction.

$$M_0^x = q_u \times \frac{l_x^2}{8} ; M_0^y = 0$$

**2<sup>eme</sup> cas : si  $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$**  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la plus petite portée  $L_x : M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y : M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients  $\mu_x; \mu_y$  sont donnés par les tables **PIGEAUD**.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

**Remarque**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisines, et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{5.2} = 0.67 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0.0720$$

$$\mu_y = 0.395$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$  La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**A L'ELU**

$$q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 271.90 - \frac{5573.03}{245.31} = 249.18 \text{KN/m.}$$

**A L'ELS**

$$q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 215.22 - \frac{5573.03}{245.31} = 192.50 \text{KN/m.}$$

- **Calcul des moments isostatiques à l'ELU**

$$M_x = 0.0720 \times 249.18 \times 3.5^2 = 219.77 \text{.m}$$

$$M_y = 0.395 \times 218.98 = 86.81 \text{KN.m}$$

**Remarque**

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,75** : pour les moments en travées ;
- **0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires ;
- **0,30** : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 219.77 = 109.88 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 219.77 = 164.82 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 86.81 = 65.10 \text{KN.m} \end{cases}$$

**VIII.4.1.1 Ferrailage à l'ELU****- Sens longitudinal (X-X)****Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{109.98 \times 10^3}{100 \times 47^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{109.89 \times 10^3}{0.983 \times 47 \times 348} = 6.83 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA14=7.70cm<sup>2</sup>**En travées**

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{164.82 \times 10^3}{100 \times 47^2 \times 14.2} = 0.052$$

$$\mu = 0.052 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.973$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{164.82 \times 10^3}{0.973 \times 47 \times 348} = 10.33$$

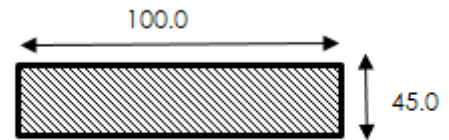
Soit : 7HA14=10.77cm<sup>2</sup>**- Sens transversal (Y-Y)****Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{109.88 \times 10^3}{100 \times 47^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{110.07 \times 10^3}{0.983 \times 47 \times 348} = 6.83 \text{cm}^2$$



Soit : 5HA14=7.70 cm<sup>2</sup>

**En travées**

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{65.10 \times 10^3}{100 \times 47 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu = 0.020 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{65.210 \times 10^3}{0.990 \times 47 \times 348} = 4.02 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12= 5.65cm<sup>2</sup>

**Tableau VII-9: Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.**

sens	zone	$M_u$ KN.m	$\mu_u$	Section	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
X-X	Appuis	109.88	0.034	SSA	0.983	6.84	5HA14=7.70	15
	Travée	164.82	0.052	SSA	0.973	10.37	7HA14=10.77	15
Y-Y	Appuis	109.88	0.034	SSA	0.983	6.84	5HA14=7.70	15
	Travée	65.10	0.020	SSA	0.990	4.02	5HA12=5.65	15

#### VIII.4.1.2 Vérifications à L'ELU

##### a. Condition du non fragilité du béton

$\omega_0$ : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

**Sens (X-X)**

$$w_x \geq w_0 \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{avec : } w_x = \frac{A_{min}}{b \times h} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^x \geq \frac{b \times h \times w_0 (3 - \rho)}{2} = 100 \times 50 \times 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.67}{2} \right) = 4.66 \text{ cm}^2$$

**Sens (Y-Y)**

$$w_x \geq w_0 \quad \text{avec : } w_y = \frac{A_{min}}{bh} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^y \geq bh w_0 = 100 \times 50 \times 0.0008 = 4 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

**Aux appuis**

$$A_{ad}^x = 7.70\text{cm}^2 > A_{min}^x = 4.66\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 7.70\text{cm}^2 > A_{min}^y = 4\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**En travées**

$$A_{ad}^x = 10.77\text{cm}^2 > A_{min}^x = 4.66\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 5.65\text{cm}^2 > A_{min}^y = 4\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**b. Espacement des armatures BAEL 91 modifiée 99(Art A.8.2 ,42).**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (90; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

Avec: h désigne l'épaisseur totale de la dalle

- **Sens longitudinal**

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

$$St=15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal**

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

$$St=15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**VIII.4.1.3 Vérifications à l'ELS**

- **Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$**

**A l'ELS**

$$\vartheta = 0.2 ; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{5.2} = 0.67 \Rightarrow \mu_x = 0.0777$$

$$\mu_y = 0.552$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0.0777 \times 192.50 \times 3.5^2 = 183.22\text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.552 \times 183.22 = 101.14\text{KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 183.22 = 91.61\text{KN.m}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 183.22 = 137.41 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 101.14 = 75.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### a. Vérification des contraintes dans le béton

On vérifie la condition suivante  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$  et  $\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII-10: Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier

sens	zone	$A_s$	$M_s$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
X-X	Appuis	7.70	91.61	0.084	0.951	87	266.17	348	3.06	15	CV
	Travée	10.77	137.41	0.077	0.953	87	284.85	348	3.12	15	CV
Y-Y	Appuis	7.70	91.61	0.084	0.951	87	266.18	348	3.06	15	CV
	Travée	5.65	75.85	0.074	0.954	79.3	299.41	348	3.20	15	CV

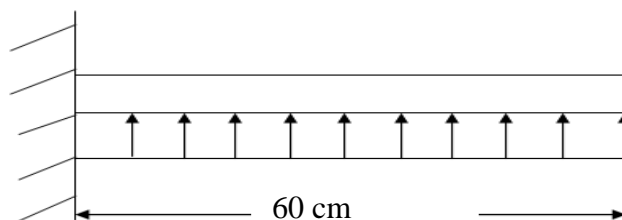
### VIII.4.2 Ferrailage des débords

Le débord est assimilé à une console rectangulaire comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul

#### Sollicitation de calcul

A l'ELU :  $q_u = 249.18 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-249.18 \times 0.60^2}{2} = -44.85 \text{ KN.m}$$



#### Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{44.85 \times 10^6}{1000 \times 550^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{44.85 \times 10^3}{0.995 \times 55 \times 348} = 2.35 \text{ cm}^2$$

#### Remarque

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord  $A_{radier} > A_{débort}$ , alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

### VIII.4.3 Ferrailage des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis. Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens  $0.4 \leq \rho = 0.7 \leq 1$  donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires ;
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales ;

Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants)

**M. BELAZOUGUI.** Propose dans son manuscrit « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME » [25] en page 174 une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur  $L_m$ ) et le même effort tranchant (Largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q \times L_m$$

$$q_t = q \times L_t$$

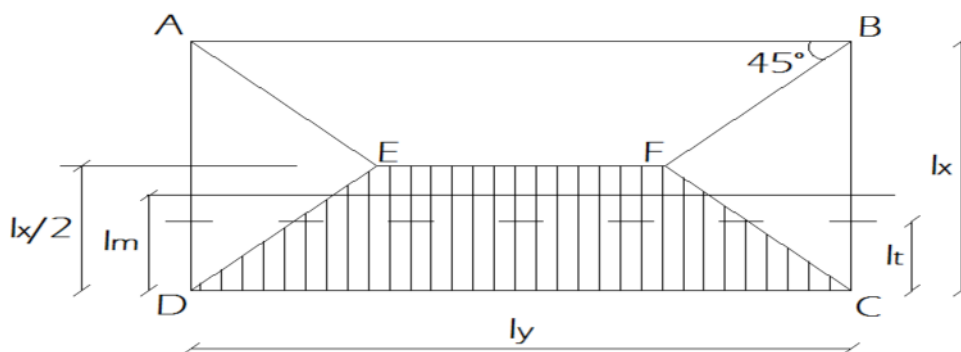
Avec :

$q_m$  : Charges permettant le calcul des moments fléchissant ;

$q_t$  : Charges permettant le calcul des efforts tranchants ;

$q$  : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs  $L_m$  et  $L_t$  sont déterminées comme suit :



#### Cas des charges trapézoïdales

- Moment fléchissant :  $l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$
- Effort tranchant :  $l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$

#### Cas des charges triangulaires

- Moment fléchissant :  $L_m = 0.333 \times L_x$
- Effort tranchant :  $L_t = 0.25 \times L_x$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

#### **VIII.4.3.1      Chargement simplifié admis :**

#### **Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- Sens longitudinal :**

Travée	Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\rho_x$	Chargement	$L_m$ (m)	$L_t$ (m)	$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	Moment fléchissant				Effort tranchant	
										$Q_{MU}$ (KN/m)	$\sum Q_{MU}$ (KN/m)	$Q_{MS}$ (KN/m)	$\sum Q_{MS}$ (KN/m)	$Q_{Tu}$ (KN/m)	$\sum Q_{Tu}$ (KN/m)
AB	1	3.2	5.2	0.62	Triangulaire	1.07	0.80	249.18	192.5	265.53	531.05	205.13	410.26	199.34	398.69
	2	3.2	5.2	0.62	Triangulaire	1.07	0.80	249.18	192.5	265.53				205.13	
BC	1	3.3	5.2	0.63	Triangulaire	1.10	0.83	249.18	192.5	273.82	547.65	211.54	423.08	205.57	411.15
	2	3.3	5.2	0.63	Triangulaire	1.10	0.83	249.18	192.5	273.82				211.54	
CD	1	3	5.2	0.58	Triangulaire	1.00	0.75	249.18	192.5	248.93	497.86	192.31	384.62	186.89	373.77
	2	3		0.58	Triangulaire	1.00	0.75	249.18	192.5	248.93				192.31	
DE	1	3.2	5.2	0.62	Triangulaire	1.07	0.80	249.18	192.5	265.53	531.05	205.13	410.26	199.34	398.69
	2	3.2	5.2	0.62	Triangulaire	1.07	0.80	249.18	192.5	265.53				205.13	
EF	1	3	5.2	0.58	Triangulaire	1.00	0.75	249.18	192.5	248.93	497.86	192.31	384.62	186.89	373.77
	2	3	5.2	0.58	Triangulaire	1.00	0.75	249.18	192.5	248.93				192.31	
FG	1	3.5	5.2	0.67	Triangulaire	1.17	0.88	249.18	192.5	290.42	580.84	224.36	448.72	218.03	436.07
	2	3.5	5.2	0.67	Triangulaire	1.17	0.88	249.18	192.5	290.42				224.36	
GH	1	3.1	5.2	0.60	Triangulaire	1.03	0.78	249.18	192.5	257.23	514.46	198.72	397.44	193.11	386.23
	2	3.1	5.2	0.60	Triangulaire	1.03	0.78	249.18	192.5	257.23				198.72	

Tableau VII-11: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

- **Sens transversal :**

Travée	Panneau	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	ρ <sub>x</sub>	Chargement	L <sub>m</sub> (m)	L <sub>t</sub> (m)	q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Moment fléchissant			Effort tranchant		
										Q <sub>MU</sub> (KN/m)	∑ Q <sub>MU</sub> (KN/m)	Q <sub>MS</sub> (KN/m)	∑ Q <sub>MS</sub> (KN/m)	Q <sub>Tu</sub> (KN/m)	∑ Q <sub>Tu</sub> (KN/m)
1-2	F	3.5	4.1	0.85	Trapézoïdal	1.32	1.11	249.18	192.5	330.14	660.28	255.04	510.09	277.18	554.36
	G	3.5	4.1	0.85	Trapézoïdal	1.32	1.11	249.18	192.5	330.14		255.04		277.18	
2-3	F	3.5	5.2	0.67	Trapézoïdal	1.49	1.35	249.18	192.5	370.21	740.43	286.00	572.01	337.29	674.58
	G	3.5	5.2	0.67	Trapézoïdal	1.49	1.35	249.18	192.5	370.21		286.00		337.29	

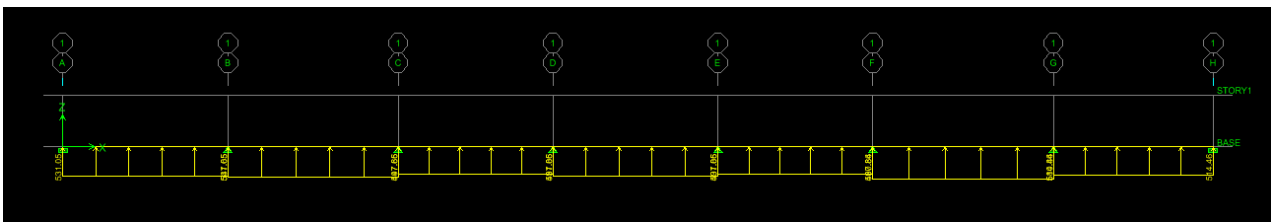
Tableau VII-12: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

VIII.4.3.2 Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

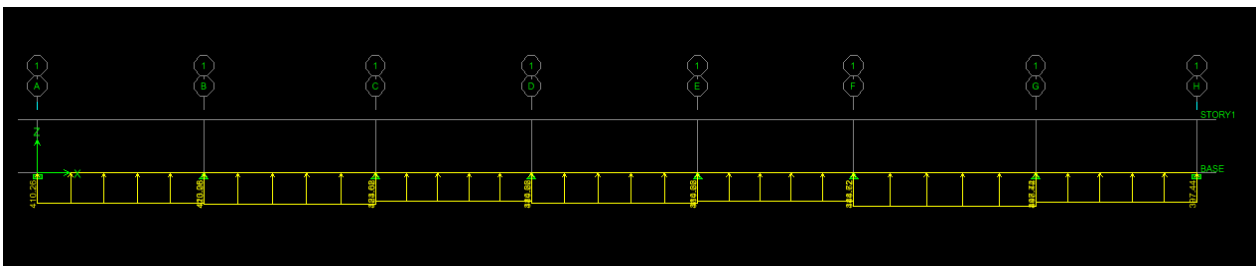
Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant et les efforts tranchant

a. Sens X-X (Charges triangulaires)

A l'ELU

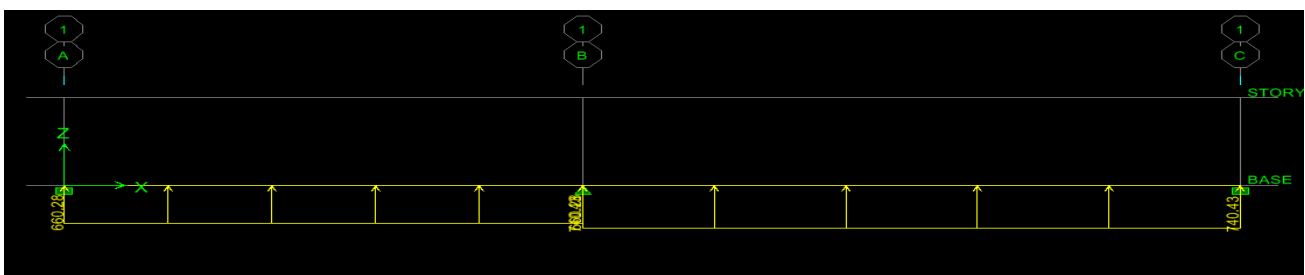


A l'ELS

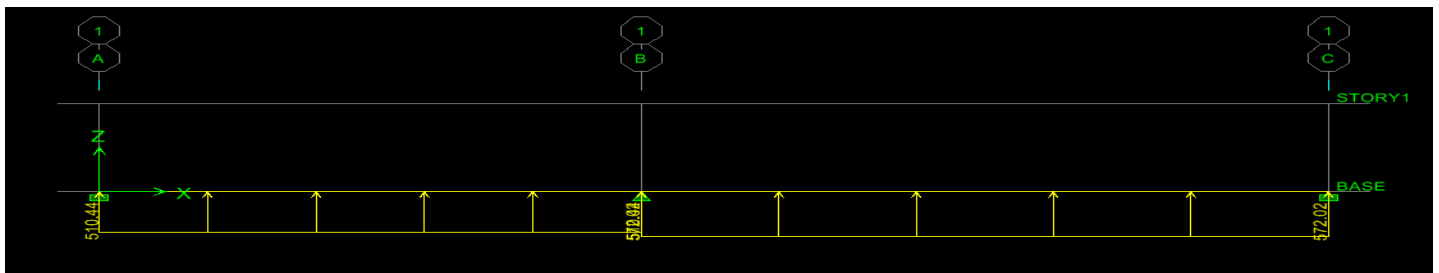


b. Sens Y-Y (Charges trapézoïdales)

A l'ELU



A l'ELS



Afin de déterminer les efforts internes nous avons utilisé le logiciel ETABS.

$$H_{\text{nervure}} = 1.10\text{m}$$

$$B_{\text{nervure}} = 0.5\text{m}$$

Sens (X-X)

ELU

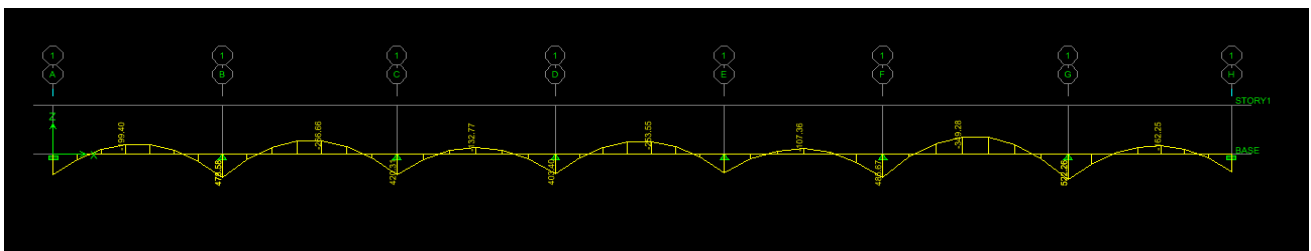


Figure VIII.4.1: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens X-X.

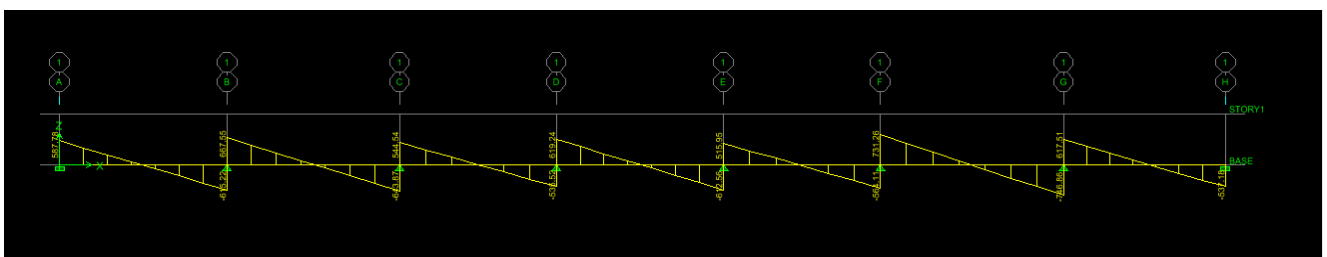


Figure VIII.4.2: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans le sens X-X.



ELS

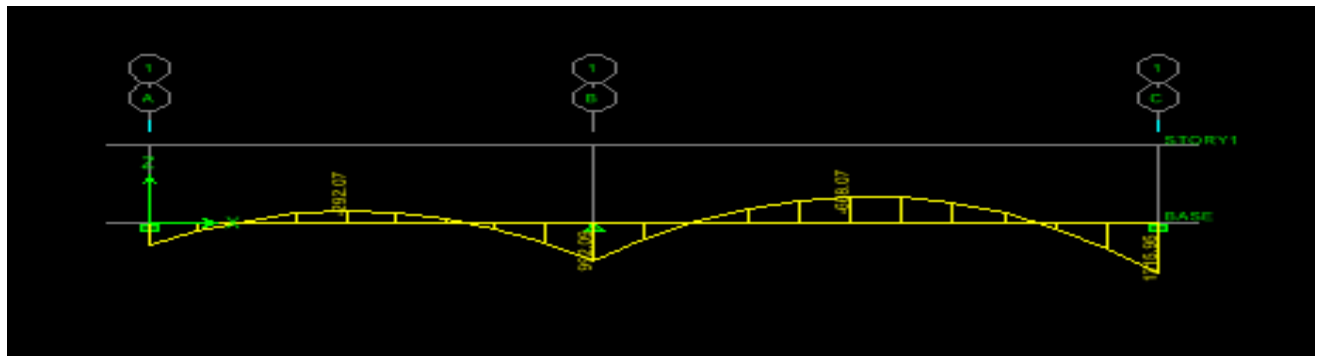


Figure VIII.4.6: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS dans le sens Y-Y.

VIII.4.3.3 Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-13: Résumés des efforts internes dans la nervure

	Sens longitudinal (X-X)		Sens transversal (Y-Y)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}$ (KN.m)	522.26	400.49	1093.04	992.09
$M_{tmax}$ (KN.m)	349.26	268.03	870.86	668.07
$T_{max}$ (KN)	746.86		1294.02	

VIII.4.3.4 Calcul des Armatures

a) Armatures longitudinales

$$b=50\text{cm} \quad h=110\text{cm} \quad f_{bu} = 14.2\text{MPa} \quad \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-14: Résultats du calcul des armatures des nervures.

sens	Zone	Mu (KN.m)	$\mu$	$\beta$	Section	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
X-X	Appuis	522.26	0.064	0.967	SSA	14.50	5HA16 (fil) + 3HA14 (chap.)	14.67	15
	Travée	349.26	0.042	0.979	SSA	9.58	5HA16 (fil)	10.05	20
Y-Y	Appuis	1093.0 4	0.10	0.942	SSA	30.31	5HA20 (fil) + 5HA20 (chap.)	31.41	15
	Travée	870.86	0.106	0.944	SSA	24.77	5HA20 (fil) + 5HA16 (chap.)	25.76	20

b) Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm.$$

On prend 3 cadres de =8mm.

c) Espacement des armatures

En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{31.25 ; 24\} = 24cm. \text{ soit } S_t = 15cm.$$

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55cm \quad \text{soit } S_t=20cm.$$

d) Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

En zone nodale

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25cm^2$$

En zone courante

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3cm^2$$

e) Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

D'où :  $A_p = 2HA14 = 3.08cm^2$ .

**VIII.4.3.5 Vérification à l'ELU**

**A) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 107 \times \frac{2.1}{400} = 6.46cm^2.$$

**Sens X-X**

**Aux appuis**

$$A_a = 14.67cm^2 > A_{min} = 6.46cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**En travées**

$$A_t = 10.05cm^2 > A_{min} = 6.46cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens Y-Y**

**Aux appuis**

$$A_a = 31.41cm^2 > A_{min} = 6.46cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**En travées**

$$A_a = 25.76m^2 > A_{min} = 6.46cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**B) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

**Sens longitudinale :  $T_u^{max} = 717.62KN$**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{746.86 \times 10^3}{500 \times 1070} = 1.39MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Sens transversal :  $T_u^{max} = 1496.7 KN$**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1294.02 \times 10^3}{500 \times 1070} = 2.41MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

## VIII.4.3.6 Vérification à L'ELS

## A) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa \text{ et } \bar{\sigma}_{st} = 348MPa.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII-15: Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Sens	Zone	$A_s$ ( $cm^2$ )	$M_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Vérification
X-X	Appuis	14.67	400.49	0.275	0.917	45.24	278.23	348	6.15	15	condition vérifiée
	Travée	10.05	268.03	0.186	0.929	56.43	268.30	348	4.75	15	condition vérifiée
X-X	Appuis	31.41	992.09	0.586	0.887	29.25	332.79	348	11.38	15	condition vérifiée
	Travée	25.76	668.07	0.483	0.895	32.62	270.81	348	8.30	15	condition vérifiée

# *Conclusion générale*

CONCLUSION GÉNÉRALE

Au cours de ce Projet de Fin d'Etudes, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial a été réalisée. Situé à la willaya de TIZI-OUZOU, cet immeuble en béton armé de (R+6+2 sous-sol+ charpente en bois) est caractérisé par un contreventement voile.

Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

-Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques –voiles), nous avons veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et CBA. Pour notre cas nous avons pu valider ces choix dans le chapitre ferrailage, puisque les sections d'armatures sont correctes ainsi nous pouvons conclure que le rôle du béton et l'acier a été assuré.

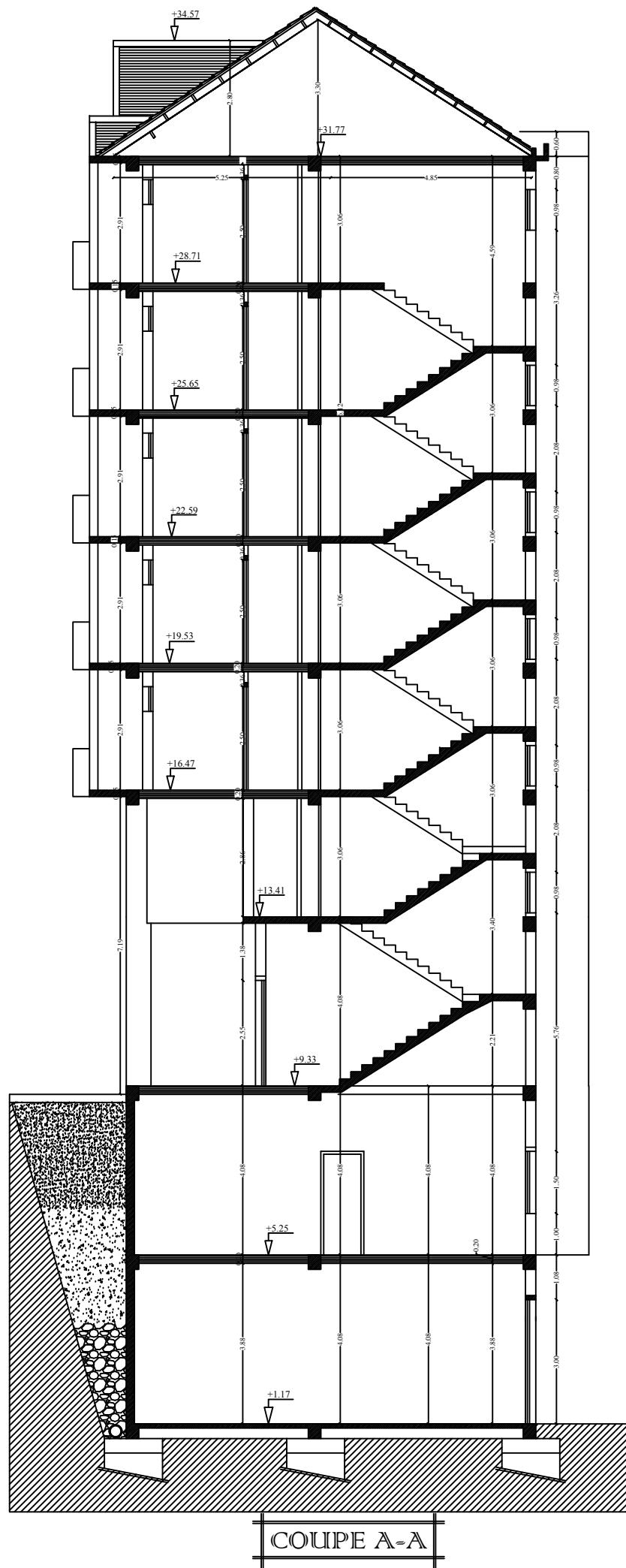
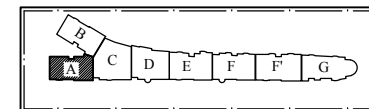
-Choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotectonique et le respect de ses recommandations. Nous avons opté pour un radier général à une profondeur de 1m. D'après le rapport de sol il n'y a pas présence de nappes phréatiques ni couche de sable, donc le risque de liquéfaction des sols est écarté. Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées.

-Après une analyse modale et un calcul sismique, les déplacements et la stabilité du bâtiment ont été vérifiés. Au final, le bâtiment est stable au renversement et au soulèvement.

-En définitif, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectué avec le logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.

# Bibliographie

- [1] Règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003).
- [2] DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- [3] Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés
- [4] Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [5] Cours et TD (Béton, TMC ; et RDM,DDS).

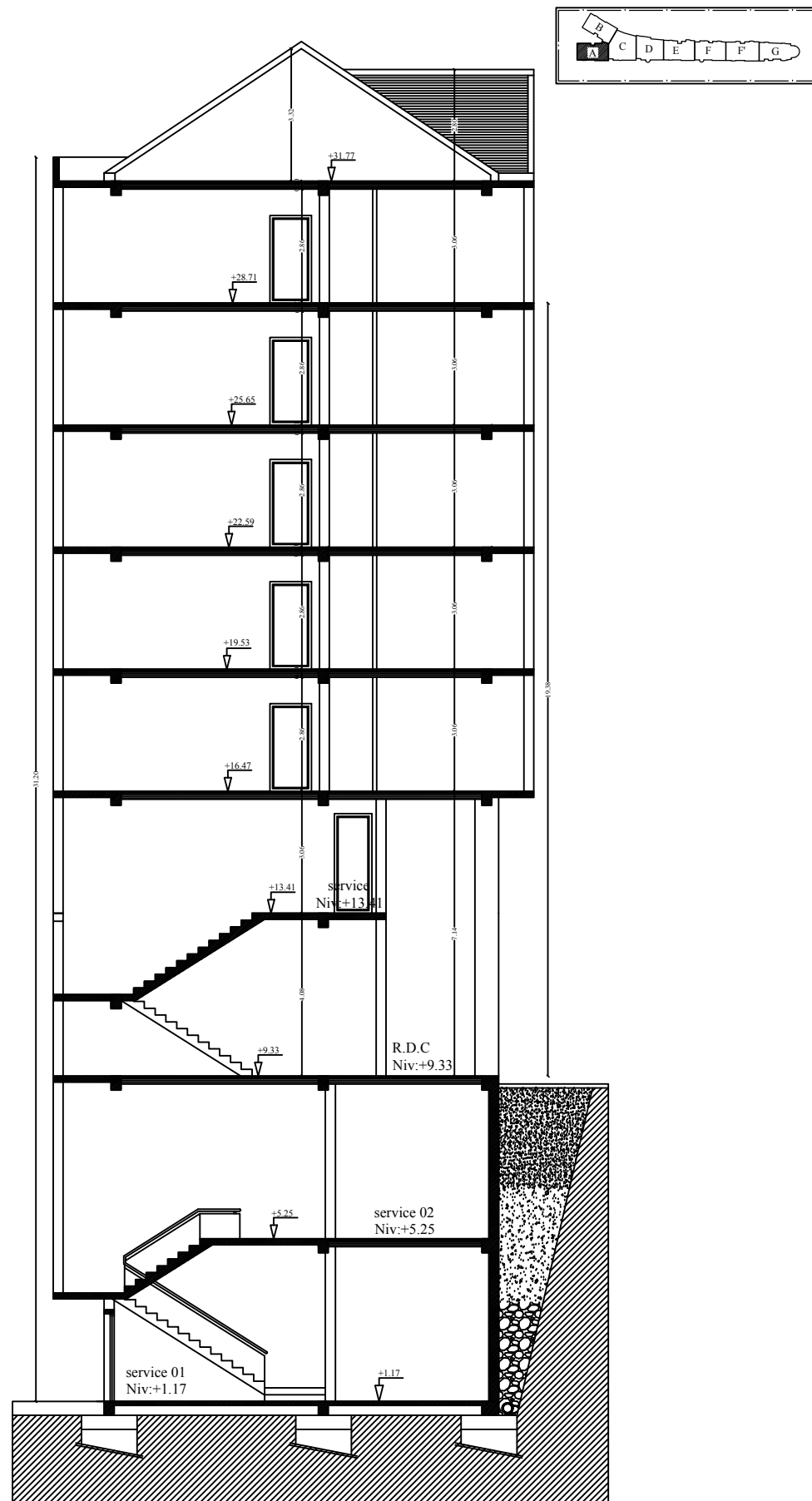


COUPE A-A



FACADE PRINCIPALE

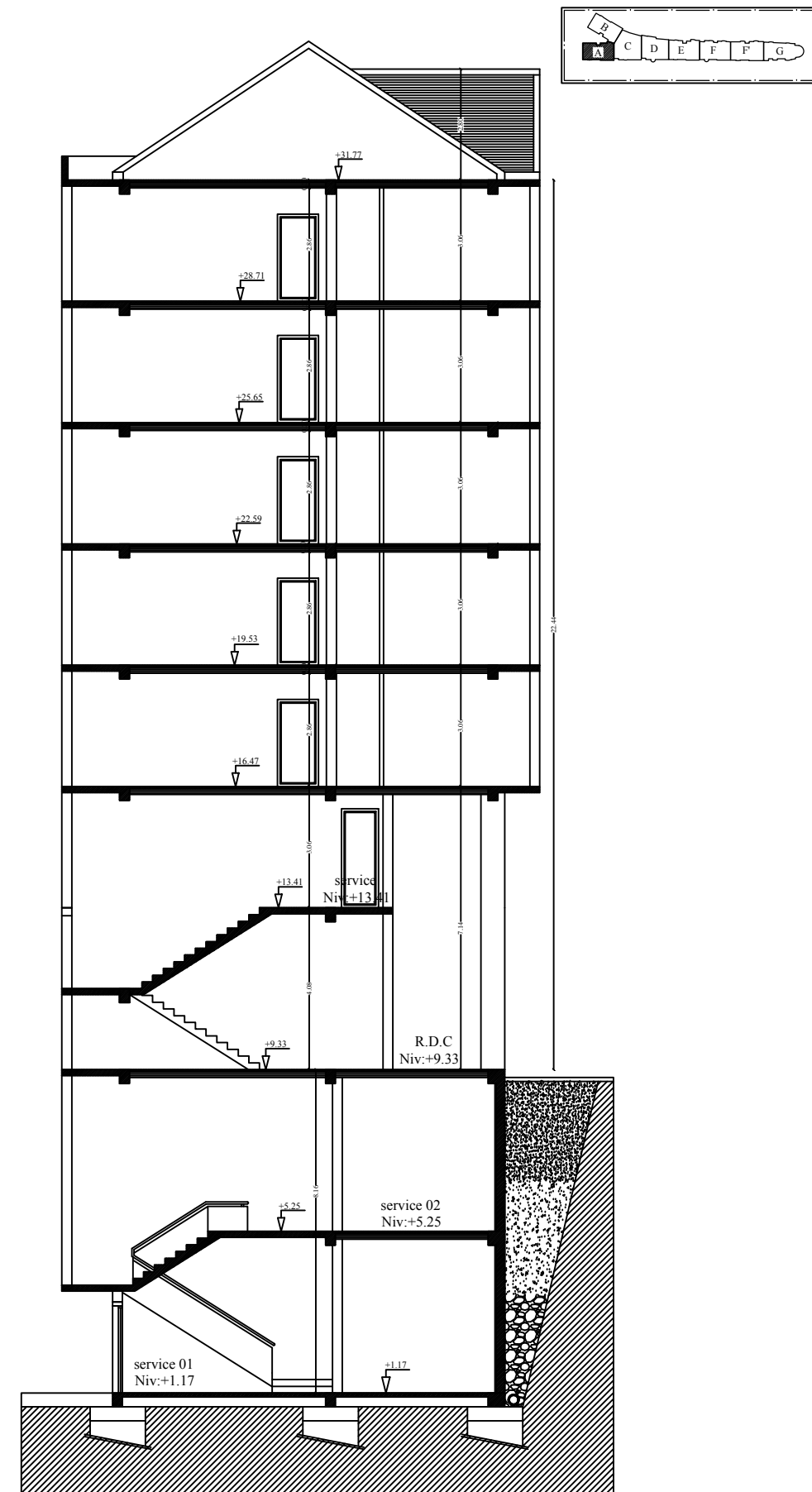
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Wilaya TIZI-OUZOU	Daira TIGZIRT	Commune Z.H.U.N (Lotissement rural 82)
Maitre de l'ouvrage: A.W.G.R.F.U de Tizi-Ouzou		Projet: 105+26 LOGEMENTS L.S.P A LA Z.H.U.N DE TIGZIRT (MODIFICATIF)
BUREAU D'ARCHITECTURE ET D'ETUDES TECHNIQUES Cité des 32 Bungalows 15000 TIGZIRT/Alg. TIZI OUZOU Tél: 020 22 50 05		Echelle: 1/50 Phase: EXECUTION
Dossier: Architecture		Visa
BLOC A COUPE A-A FACADE PRINCIPALE		No 07/30
		Date: Juillet 2016



COUPE A'-A'

**Nota:**  
aucune continuité de l'escalier desservant les services vers les sous sols aux étages supérieurs

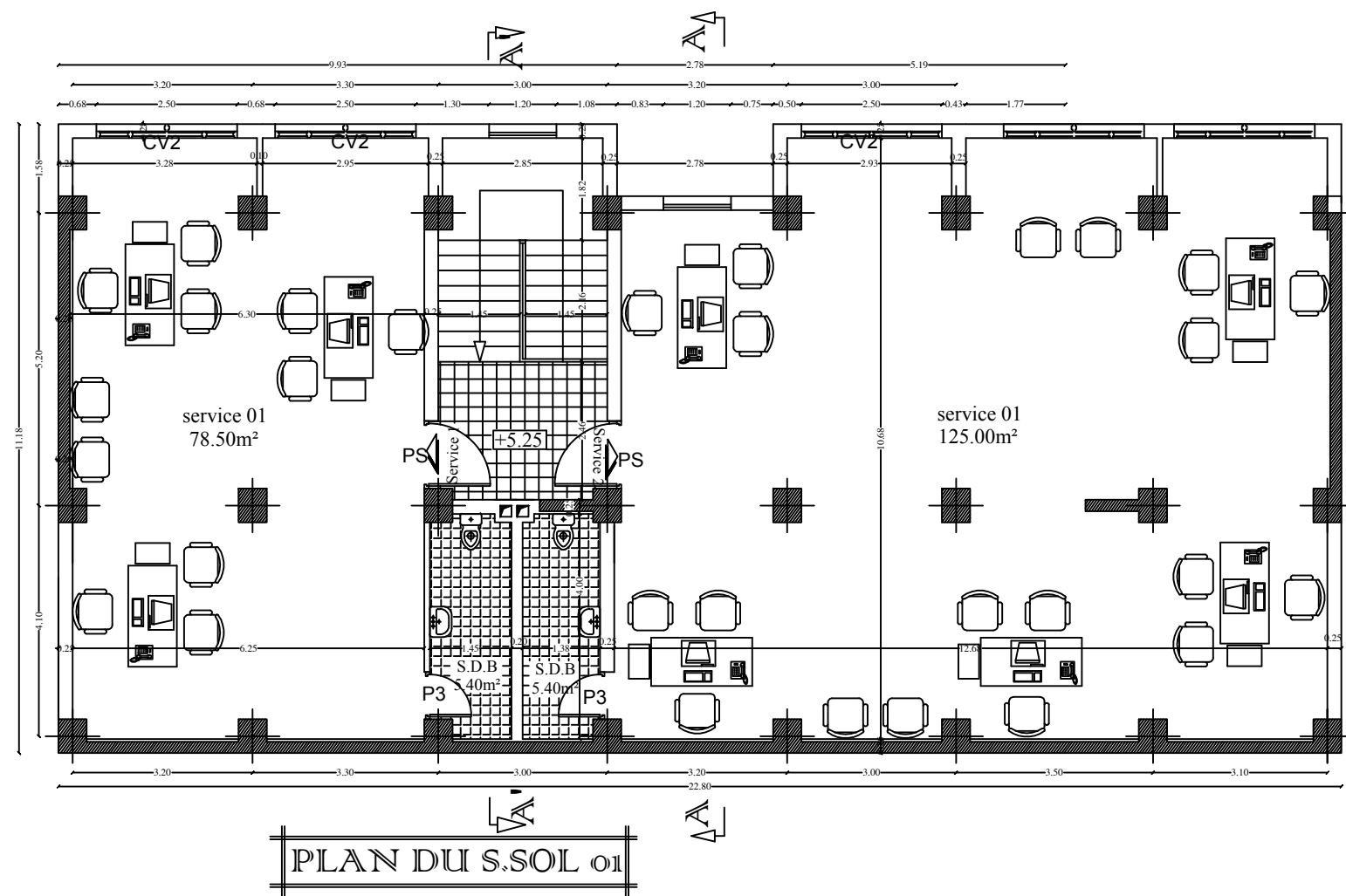
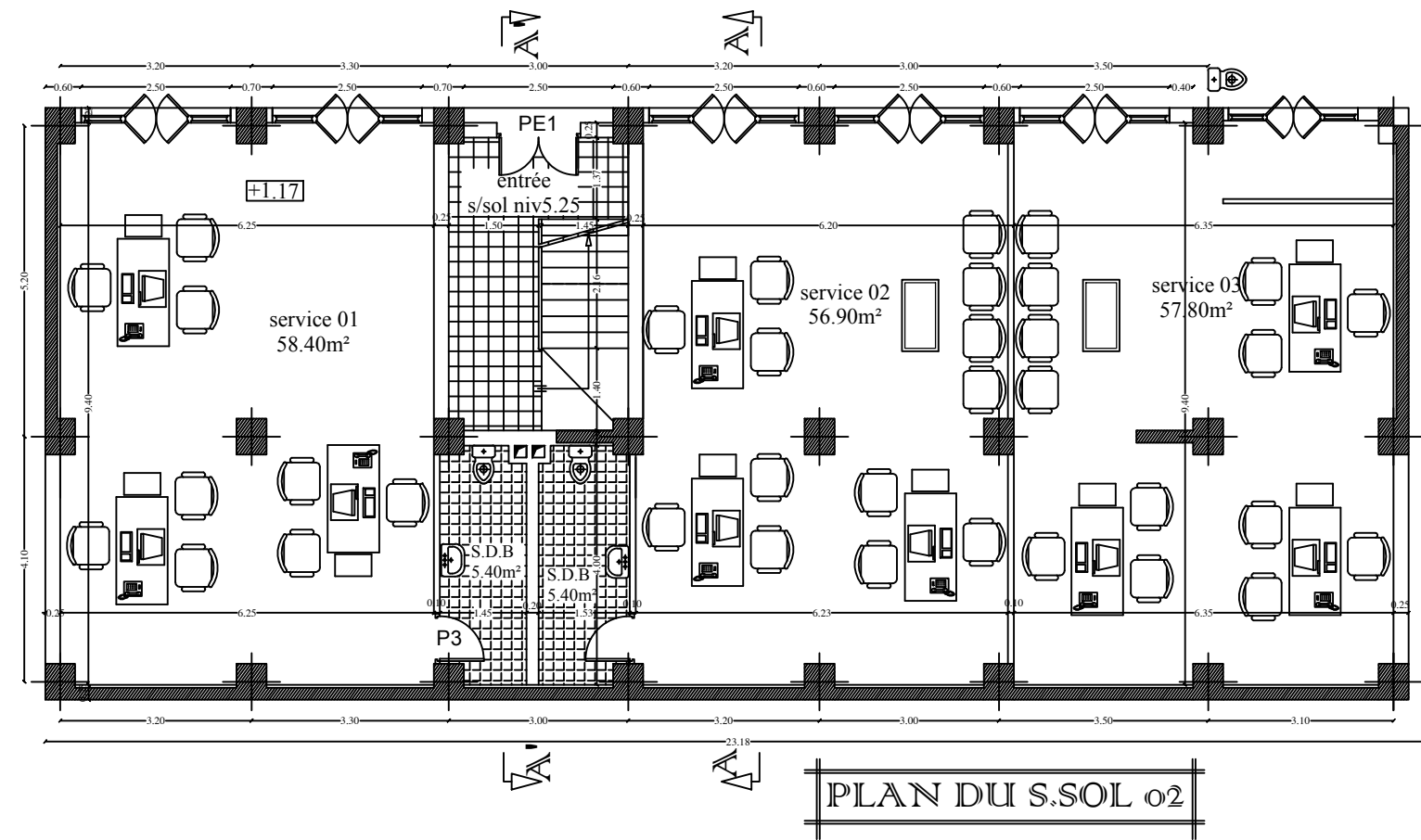
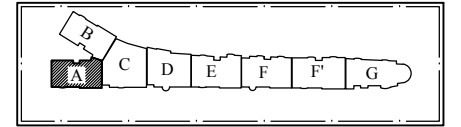
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Wilaya TIZI-OUZOU	Daira TIGZIRT	Commune TIGZIRT
Lieu Z.H.U.N (Lotissement rural 82)		Destin Architecture
BLOC A		Via
COUPE A'-A'		
Maître de l'ouvrage A.W.G.R.F.U de Tizi-Ouzou		Projet 105+26 LOGEMENTS L.S.P A LA Z.H.U.N DE TIGZIRT (MODIFICATIF)
BUREAU D'ARCHITECTURE ET D'ETUDES TECHNIQUES 018 des 33 Bangueiras 15000 TIGZIRT/Alg- TIZI OUZOU Tel: 026 25 59 06		Echelle: 1/50 N° 06/26 Date: Juillet 2016
		Phase: EXECUTION

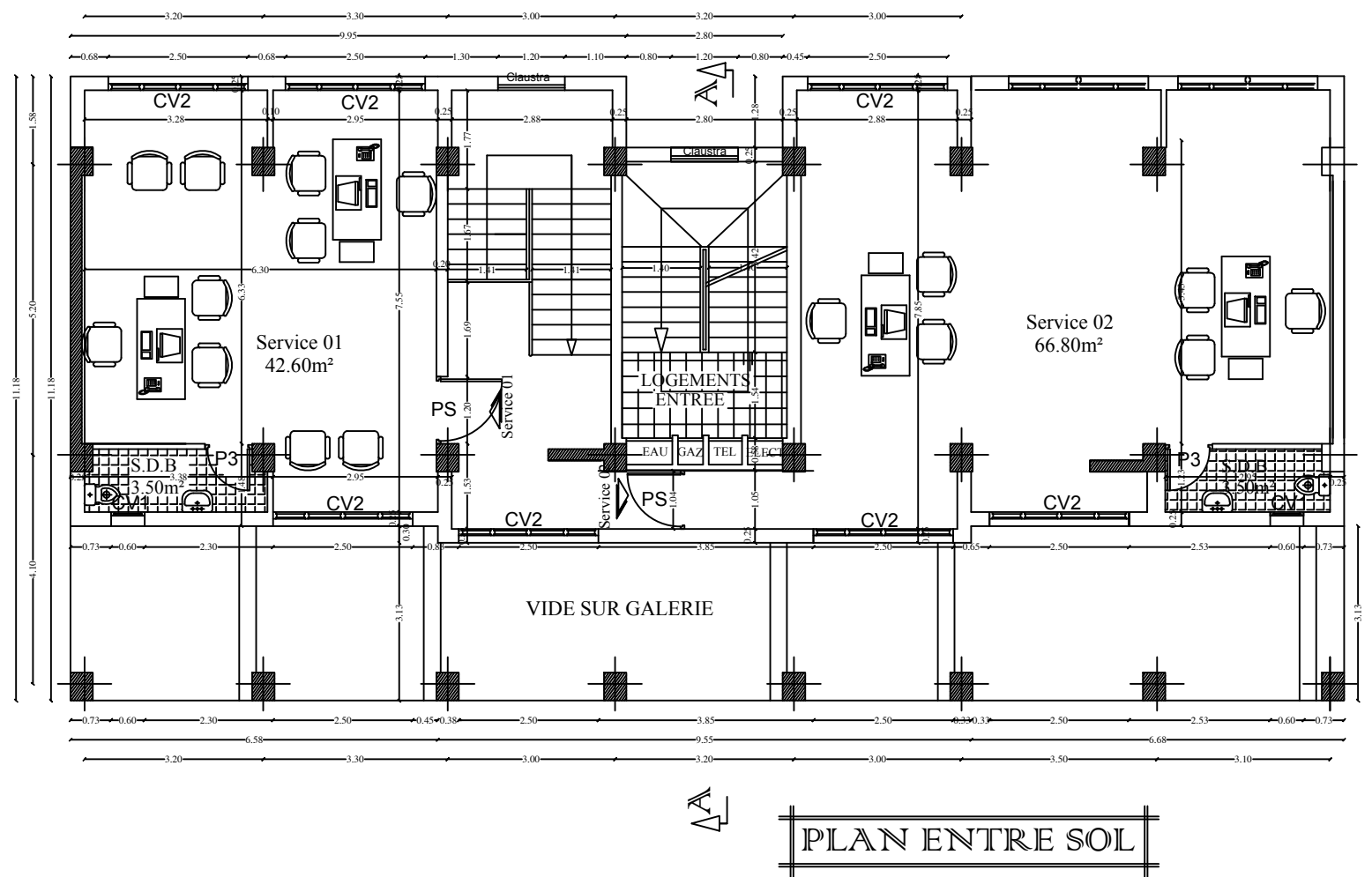
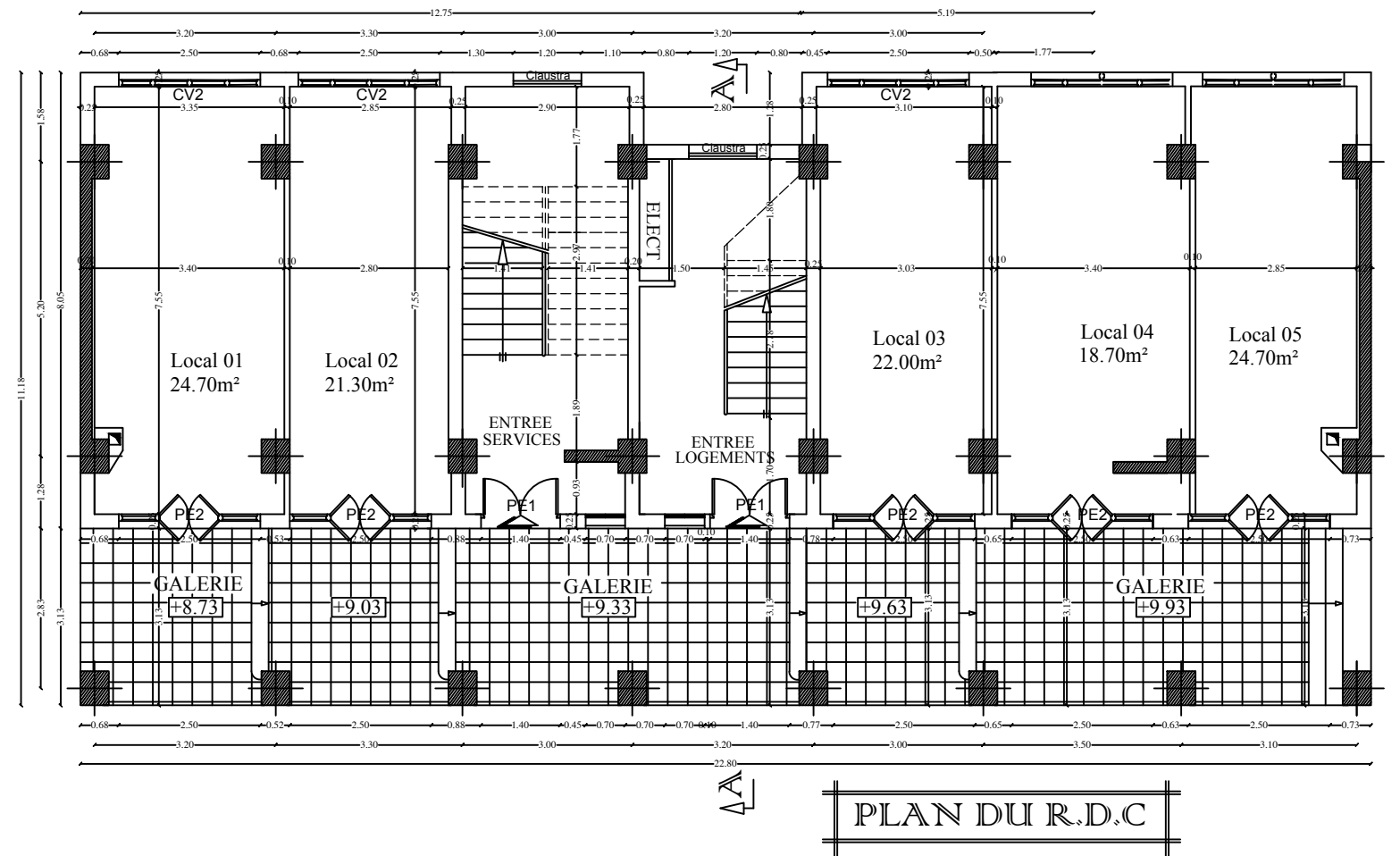
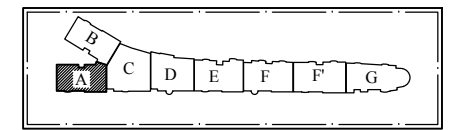


COUPE A'-A'

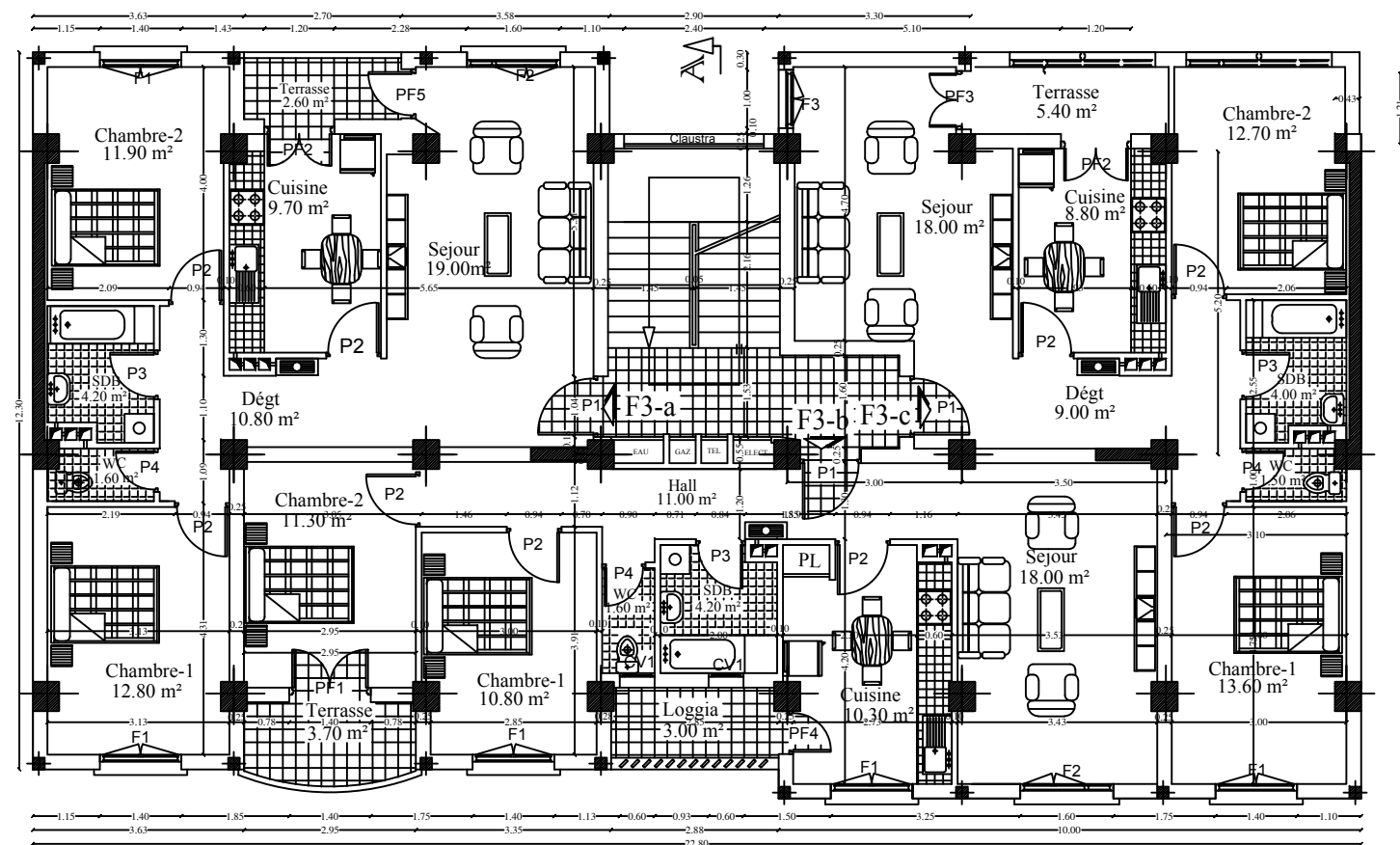
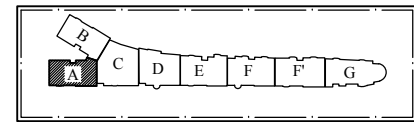
**Nota:**  
aucune continuité de l'escalier desservant les services vers les sous sols aux étages supérieurs

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Wilaya TIZI-OUZOU	Daira TIGZIRT	Commune TIGZIRT
Lieu Z.H.U.N (Lotissement rural 82)		Destin Architecture
BLOC A		Via
COUPE A'-A'		
Maître de l'ouvrage A.W.G.R.F.U de Tizi-Ouzou		Projet 105+26 LOGEMENTS L.S.P A LA Z.H.U.N DE TIGZIRT (MODIFICATIF)
BUREAU D'ARCHITECTURE ET D'ETUDES TECHNIQUES 018 des 33 Bangueiras 15000 TIGZIRT/Alg- TIZI OUZOU Tel: 026 25 59 06		Echelle: 1/50 N° 06/26 Date: Juillet 2016
		Phase: EXECUTION

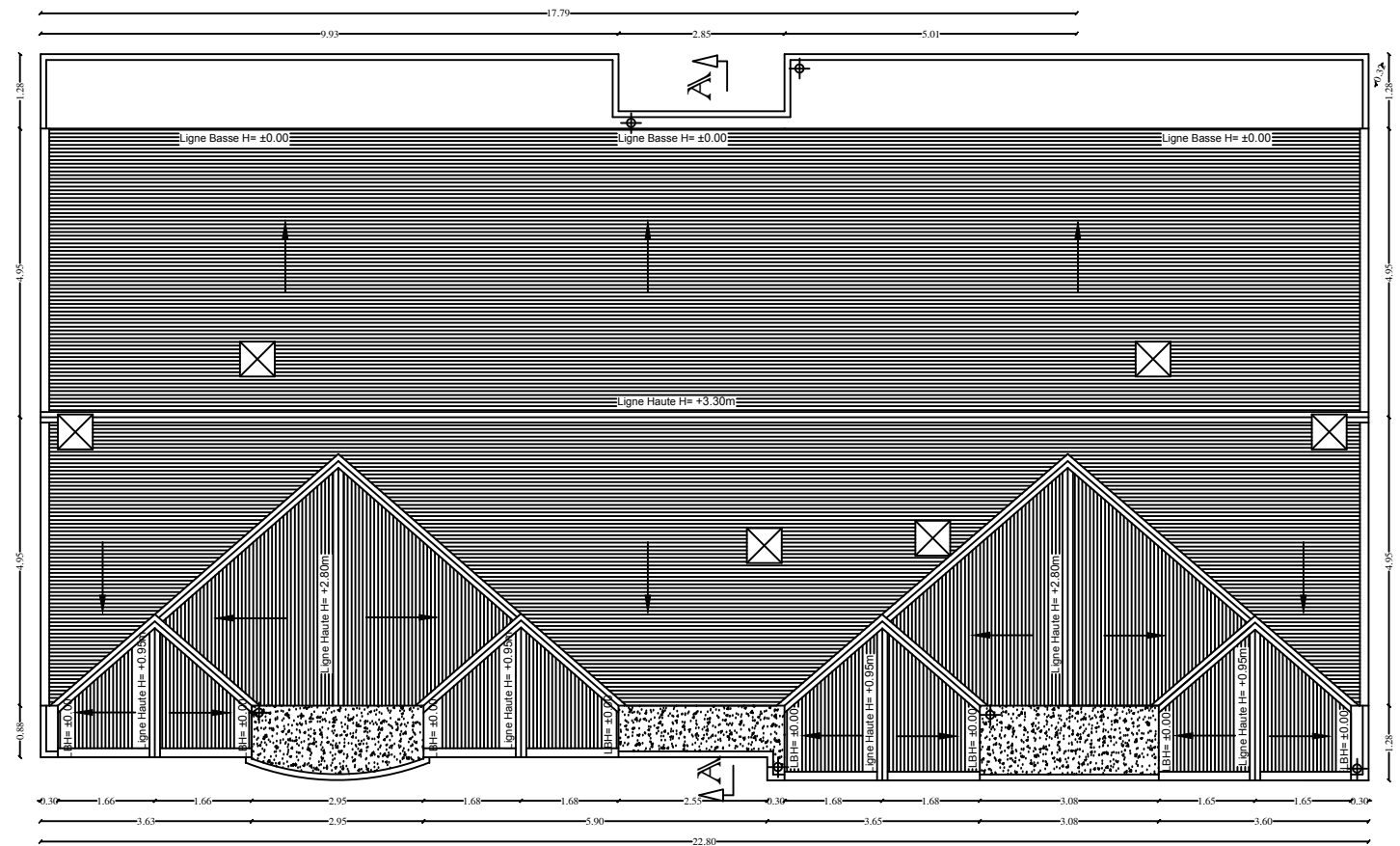




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Wilaya Daira Commune Lieu	TIZI-OUZOU TIGZIRT TIGZIRT Z.H.U.N (Lotissement rural 82)	Doossier: <b>Architecture</b>
<b>BLOC A</b>		Visa
<b>PLAN DU R.D.C PLAN DU L'ENTRE SOL</b>		
Maître de l'ouvrage: A.W.G.R.F.U de Tizi-Ouzou		Projet: 105+26 LOGEMENTS L.S.P A LA Z.H.U.N DE TIGZIRT (MODIFICATIF)
BUREAU D'ARCHITECTURE ET D'ETUDES TECHNIQUES CR6 des 32 Bungalows 15600 TIGZIRT/Mer TIZI OUZOU Tel: 026 25 89 06		Echelle: 1/50 Phase: EXECUTION
		No 04/36 Date: Juillet 2016

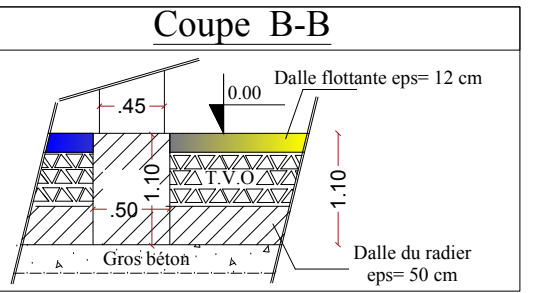
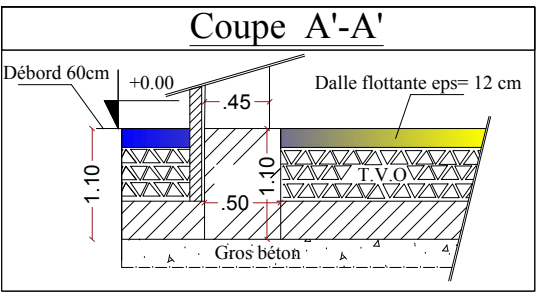
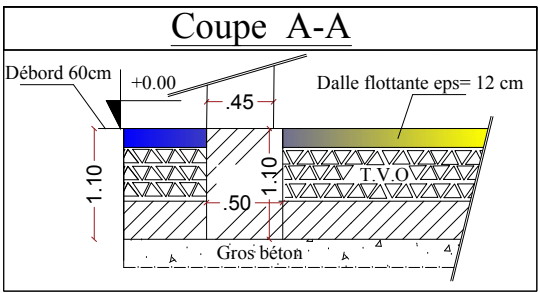
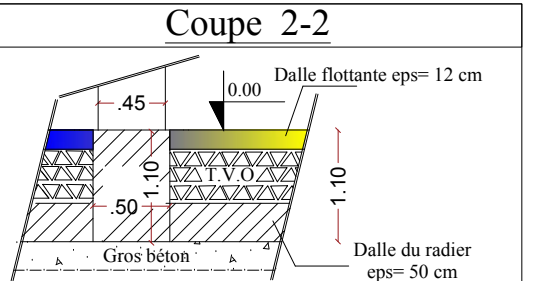
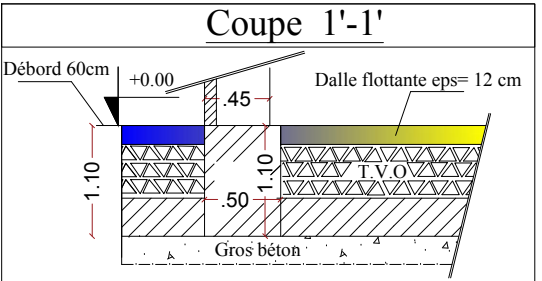
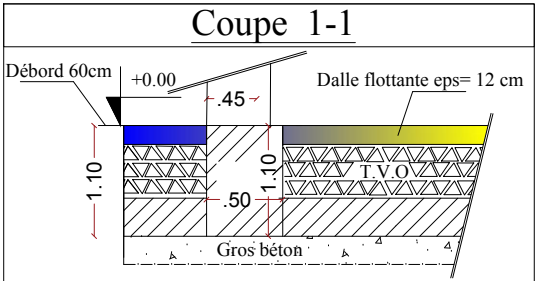
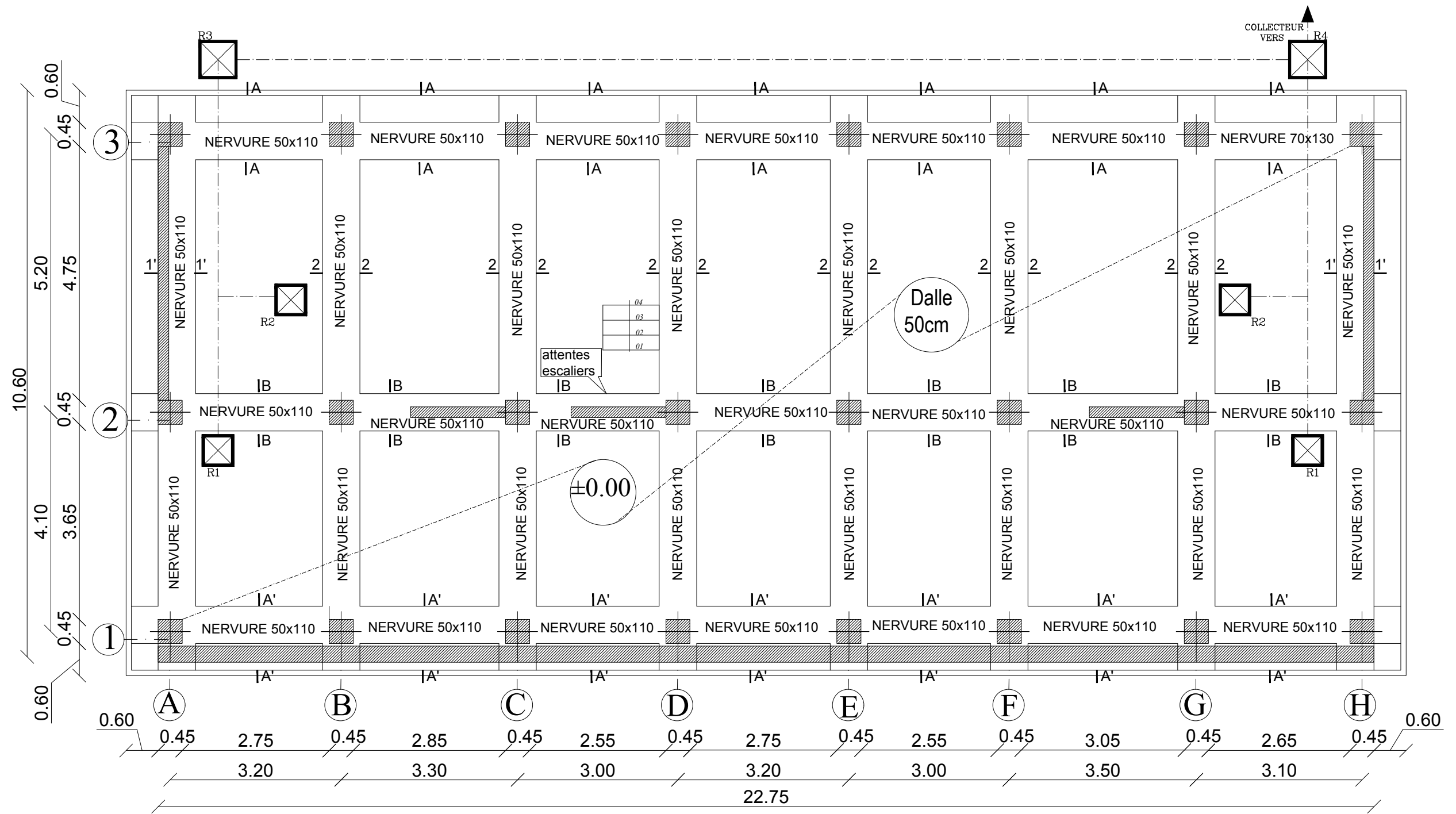


PLAN ETAGE COURANT



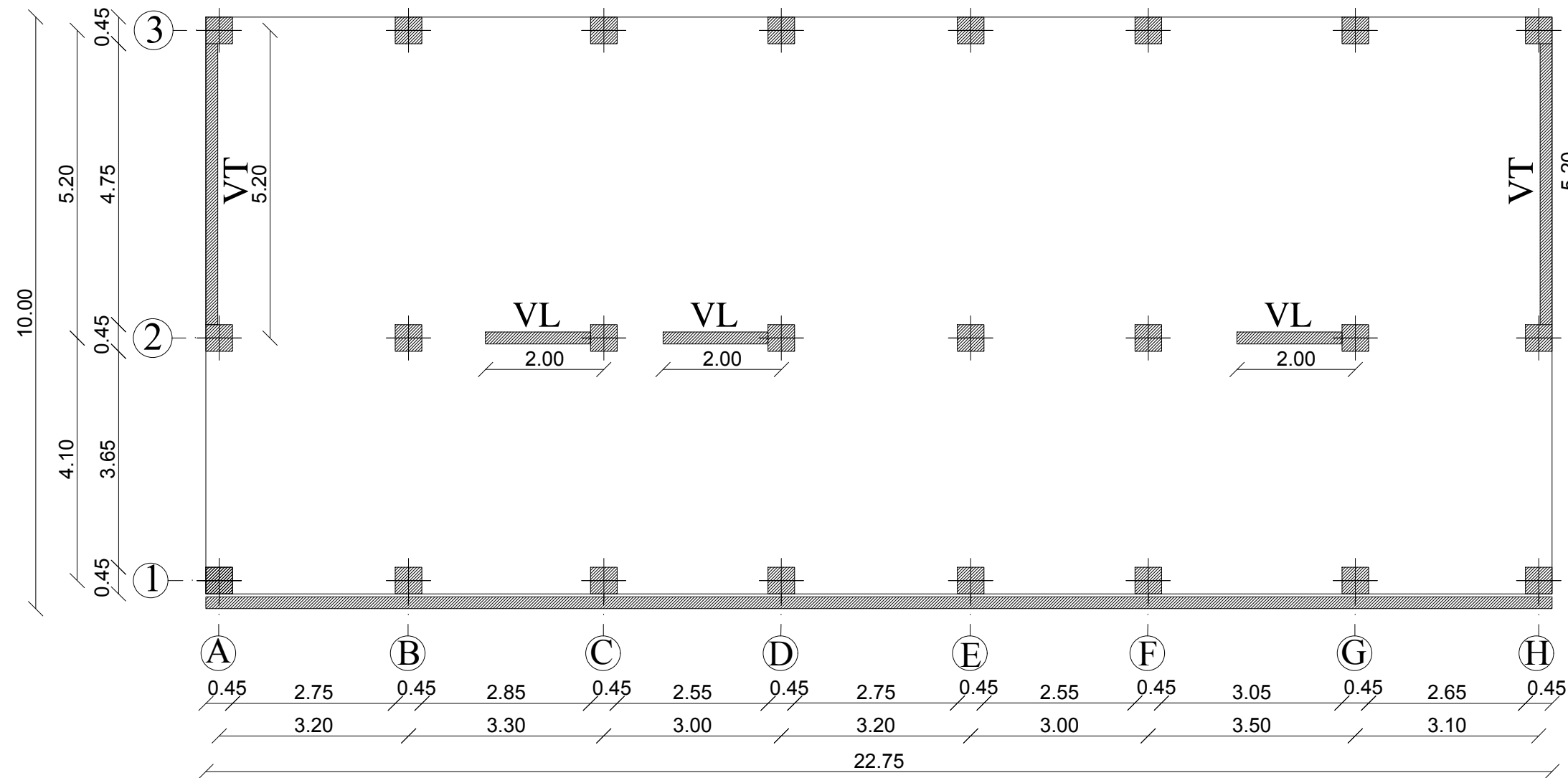
PLAN DE TOITURE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Wilaya Daïra Commune Lieu	TIZI-OUZOU TIGZIRT TIGZIRT Z.H.U.N (Lotissement rural 82)	Dossier: Architecture
BLOC A		Visa
PLAN DE L'ETAGE COURANT PLAN DE TOITURE		
Maître de l'ouvrage: A. W. G. R. F. U de Tizi-Ouzou		Projet: 105+26 LOGEMENTS L.S.P A LA Z.H.U.N DE TIGZIRT (MODIFICATIF)
BUREAU D'ARCHITECTURE ET D'ETUDES TECHNIQUES Cité des 32 Bungalows 15800 TIGZIRT/Mer TIZI OUZOU Tel: 026 25 89 08		Echelle: 1/50 Phase: EXECUTION
		No 05/36 Date: Juillet 2016



**PLAN DE FONDATIONS**  
**NIV +0.00 (SOUS-SOL 02)**

<b>UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU</b> <i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<b>Etudié par :</b> -M <sup>elle</sup> HADDAD Akila -M <sup>elle</sup> GHEZALI Mariem	<b>Titre :</b> <b>PLAN DE FONDATIONS</b> NIV +0.00 (SOUS-SOL 02)	<b>Plan N°:01</b>
<b>Dirigé par :</b> -M <sup>r</sup> IDIR.		<b>Promotion:</b> 2019-2020



**\*Le Voile Longitudinal:**

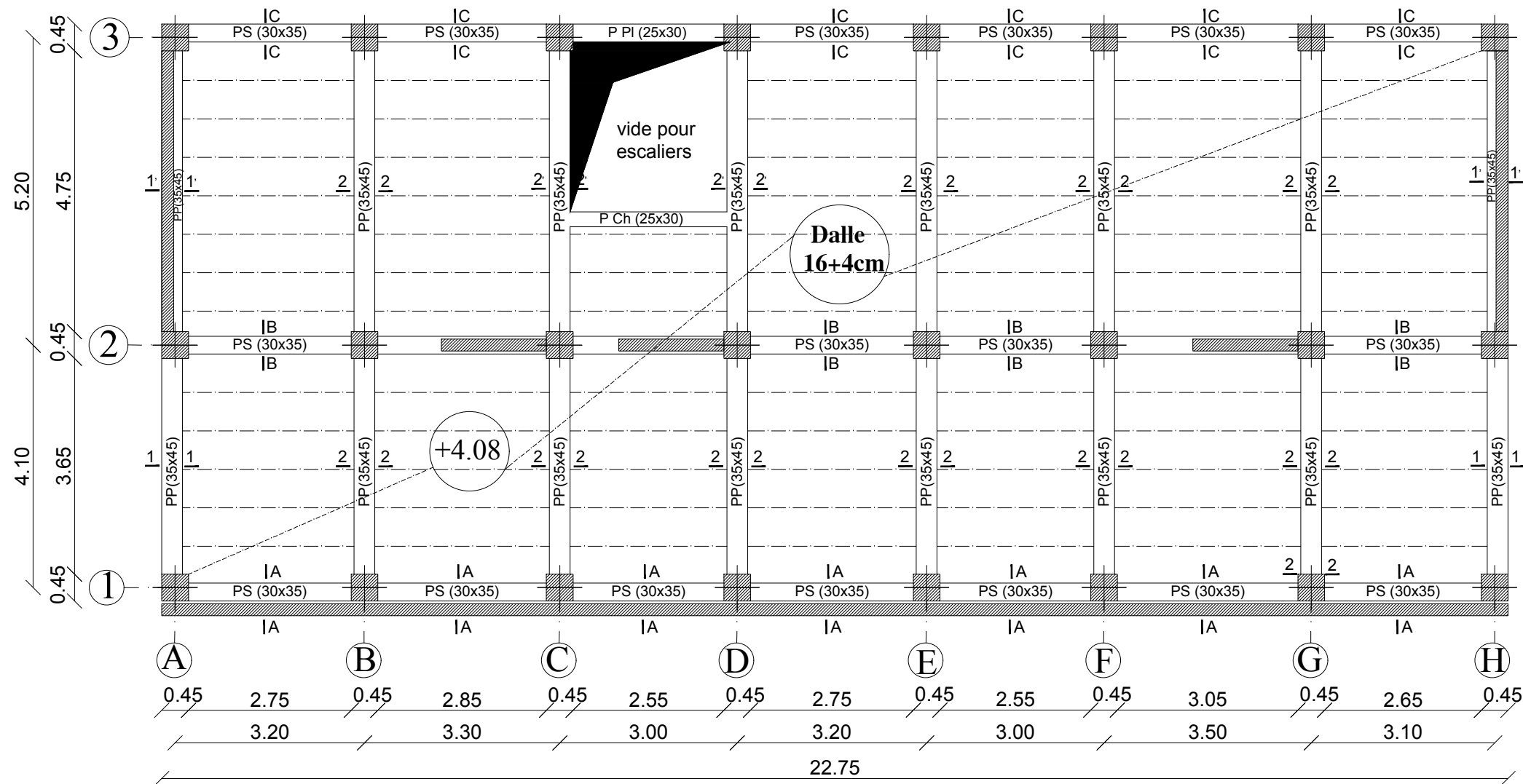
VL = 2.00 m

**\*Les Voiles Transversal :**

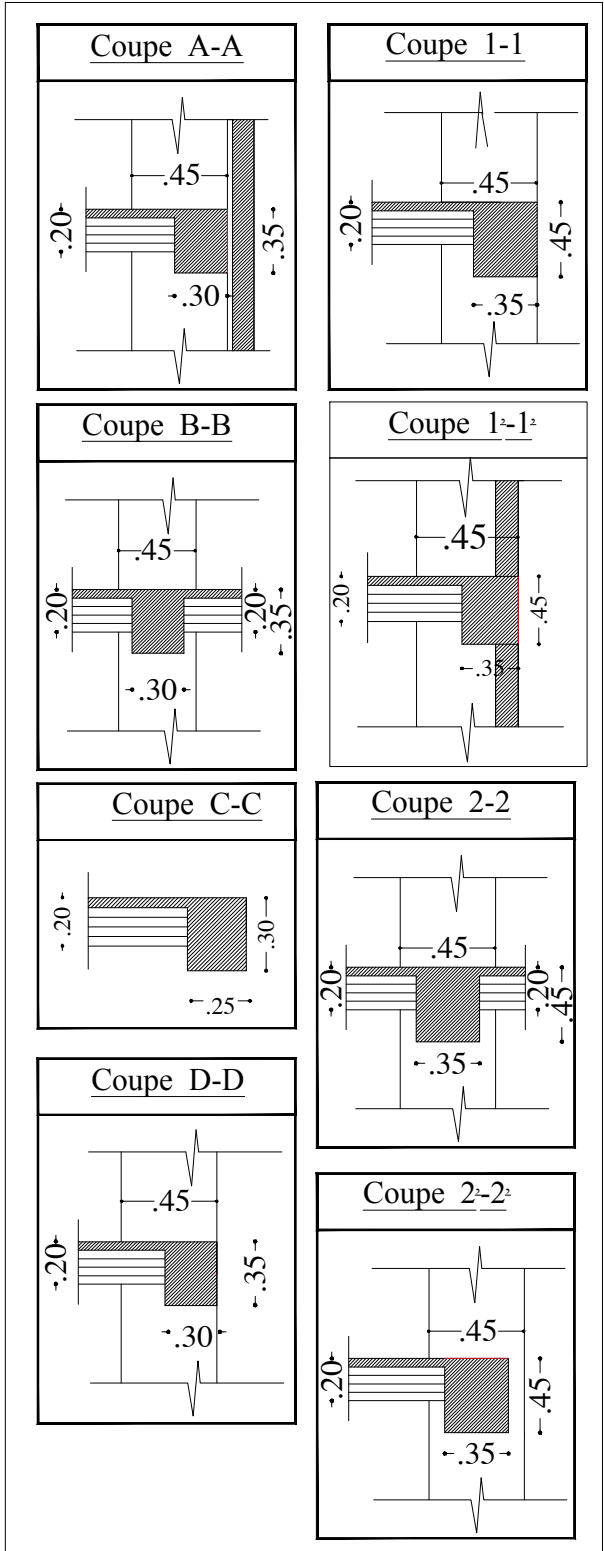
VT = 5.20m

**LA DISPOSITION DES VOILES**

<b>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU</b> <i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i> -M <sup>elle</sup> HADDAD Akila -M <sup>elle</sup> GHEZALI Mariem	<i>Titre :</i> LA DISPOSITION DES VOILES	<i>Plan N°:02</i>
<i>Dirigé par :</i> -M <sup>r</sup> IDIR.		<i>Promotion:</i> 2019-2020



**PLAN DE COFFRAGE**  
 NIV :+4.08 (sous-sol 01)



**Zone:(I)**

- Poteaux: (45X45)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle (CC) :ep=20cm

**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

**Etudié par :**

- M<sup>elle</sup> HADDAD Akila
- M<sup>elle</sup> GHEZALI Mariem

**Dirigé par :**

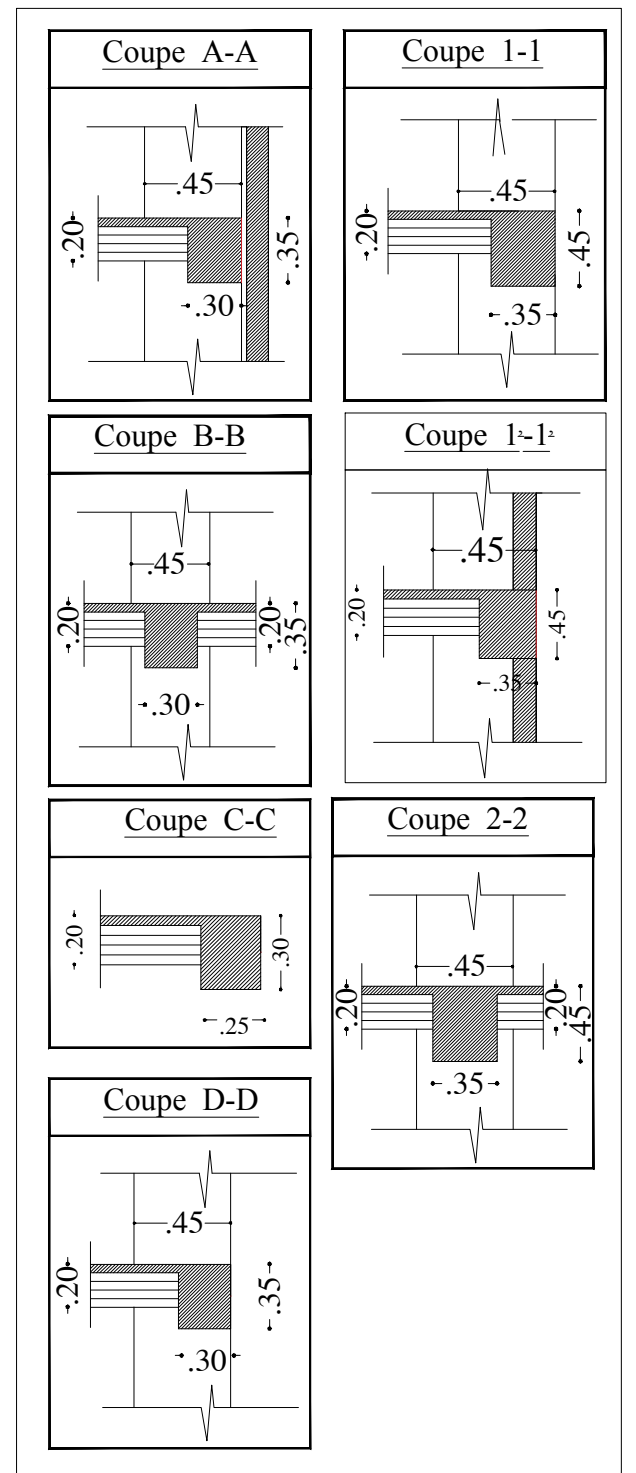
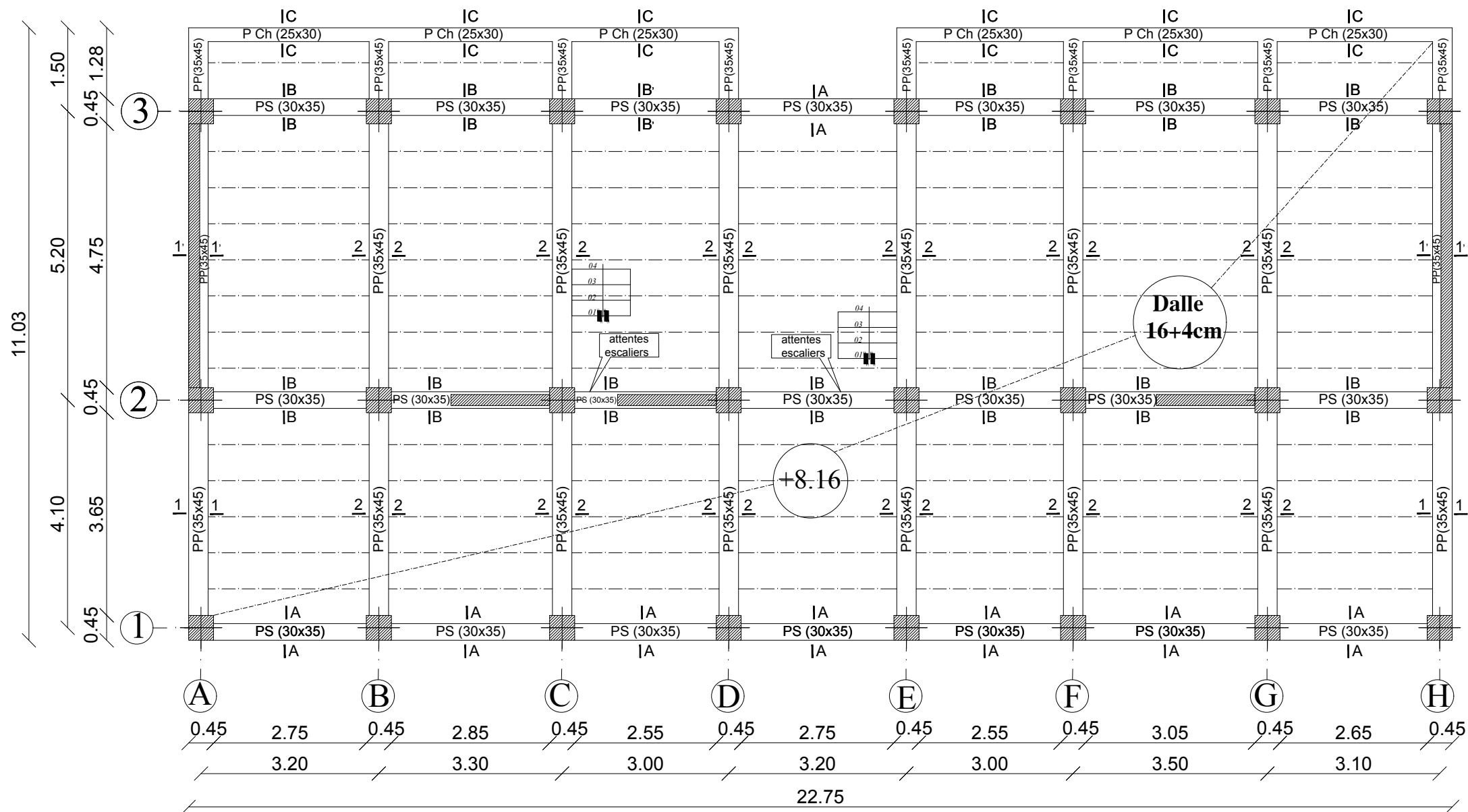
- M<sup>r</sup> IDIR.

**Titre :**

**PLAN DE COFFRAGE**  
 NIV :+4.08 (sous-sol 01)

**Plan N°:03**

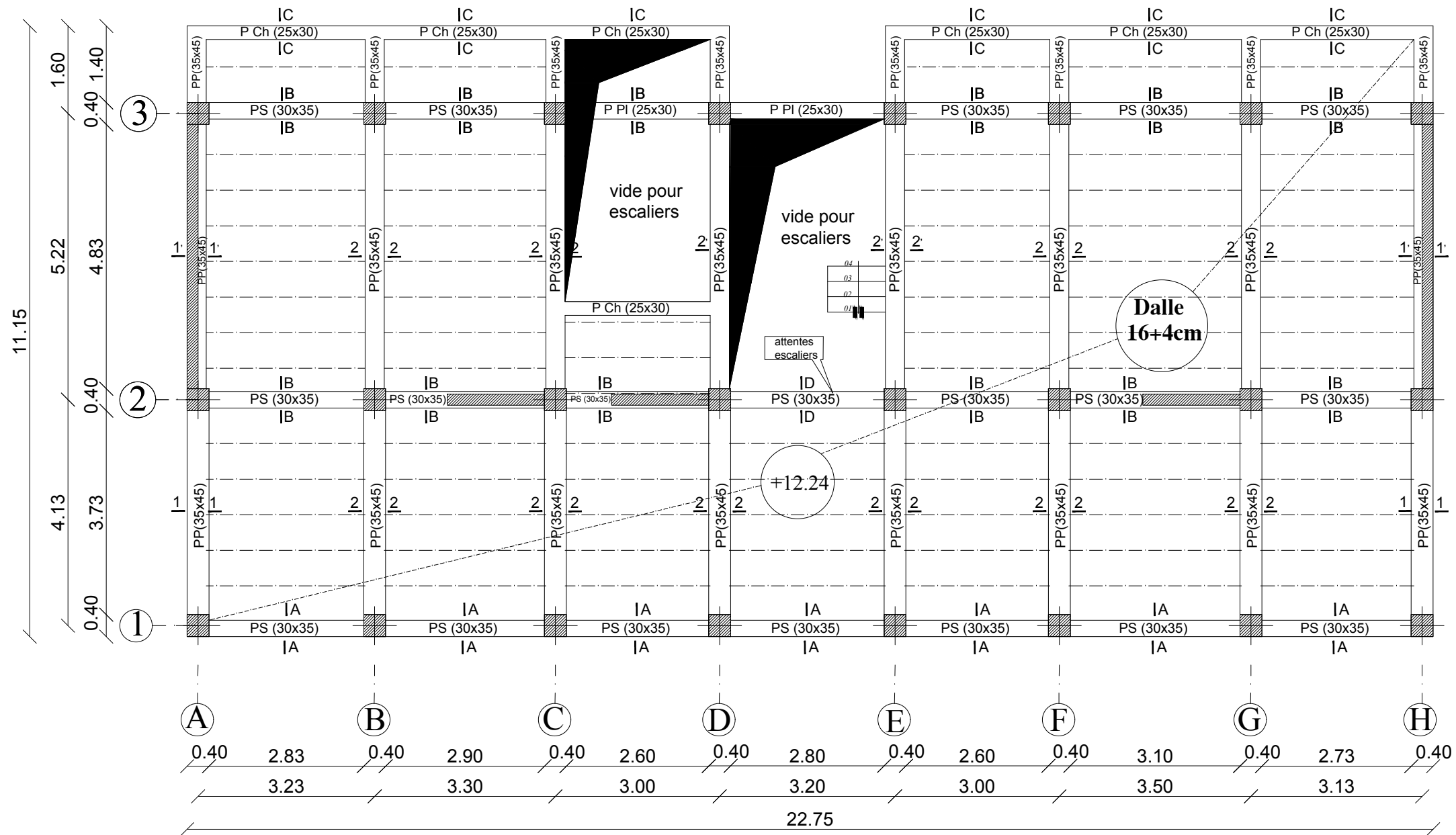
**Promotion:**  
 2019-2020



**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV :+8.16 (RDC)**

**Zone:(I)**  
 -Poteaux: (45X45)  
 -Poutres principales:(30X40)  
 -Poutres secondaires:(30X35)  
 -Dalle (CC) :ep=20cm

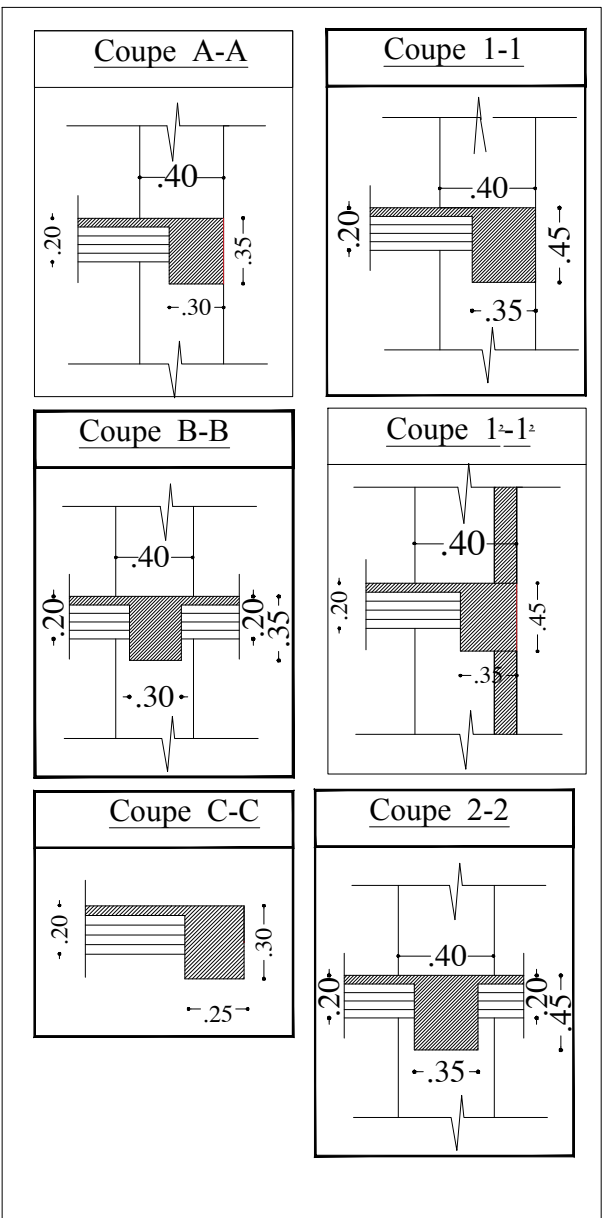
<b>UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<b>Etudié par :</b> -M <sup>elle</sup> HADDAD Akila -M <sup>elle</sup> GHEZALI Mariem	<b>Titre :</b> <b>PLAN DE COFFRAGE</b> NIV :+8.16 (RDC)	<b>Plan N°:04</b>
<b>Dirigé par :</b> -M <sup>r</sup> IDIR.		<b>Promotion:</b> 2019-2020



**PLAN DE COFFRAGE  
NIV +12.24 (1<sup>er</sup> ETAGE)**

**Zone:(II)**

- Poteaux: (40X40)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle (CC) :ep=20cm



**UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU**  
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

- M<sup>elle</sup> HADDAD Akila
- M<sup>elle</sup> GHEZALI Mariem

Dirigé par :

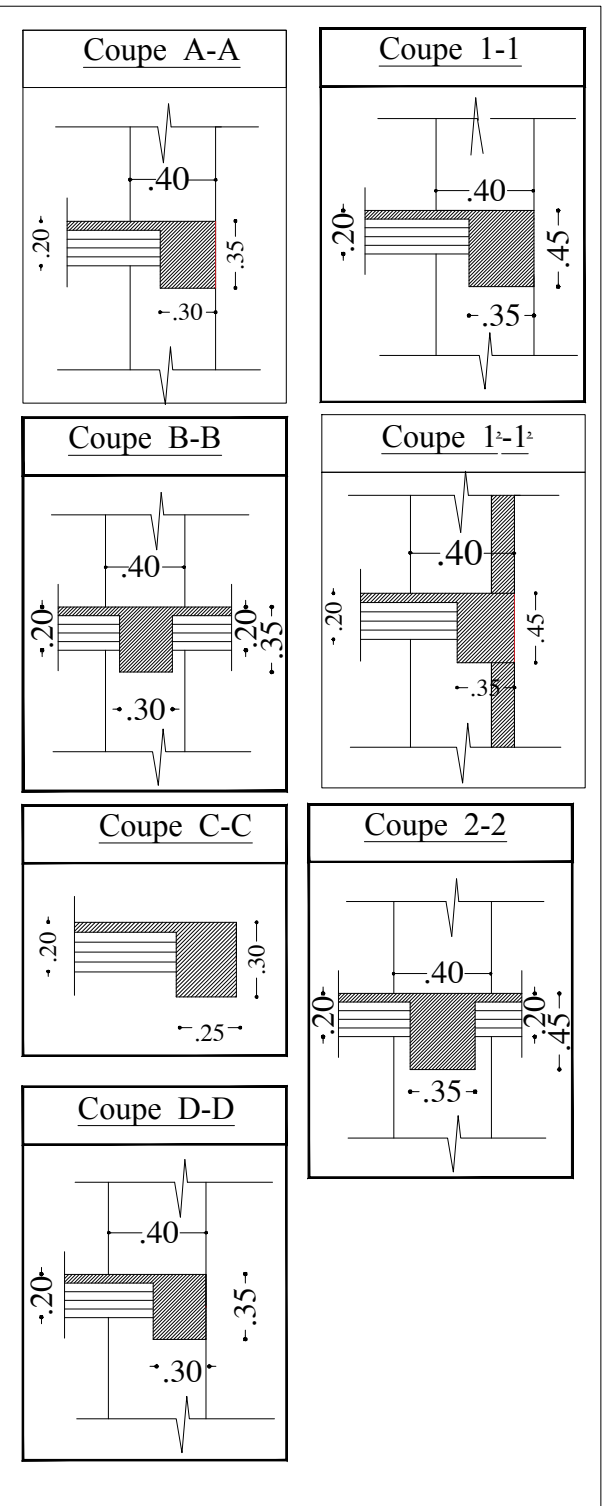
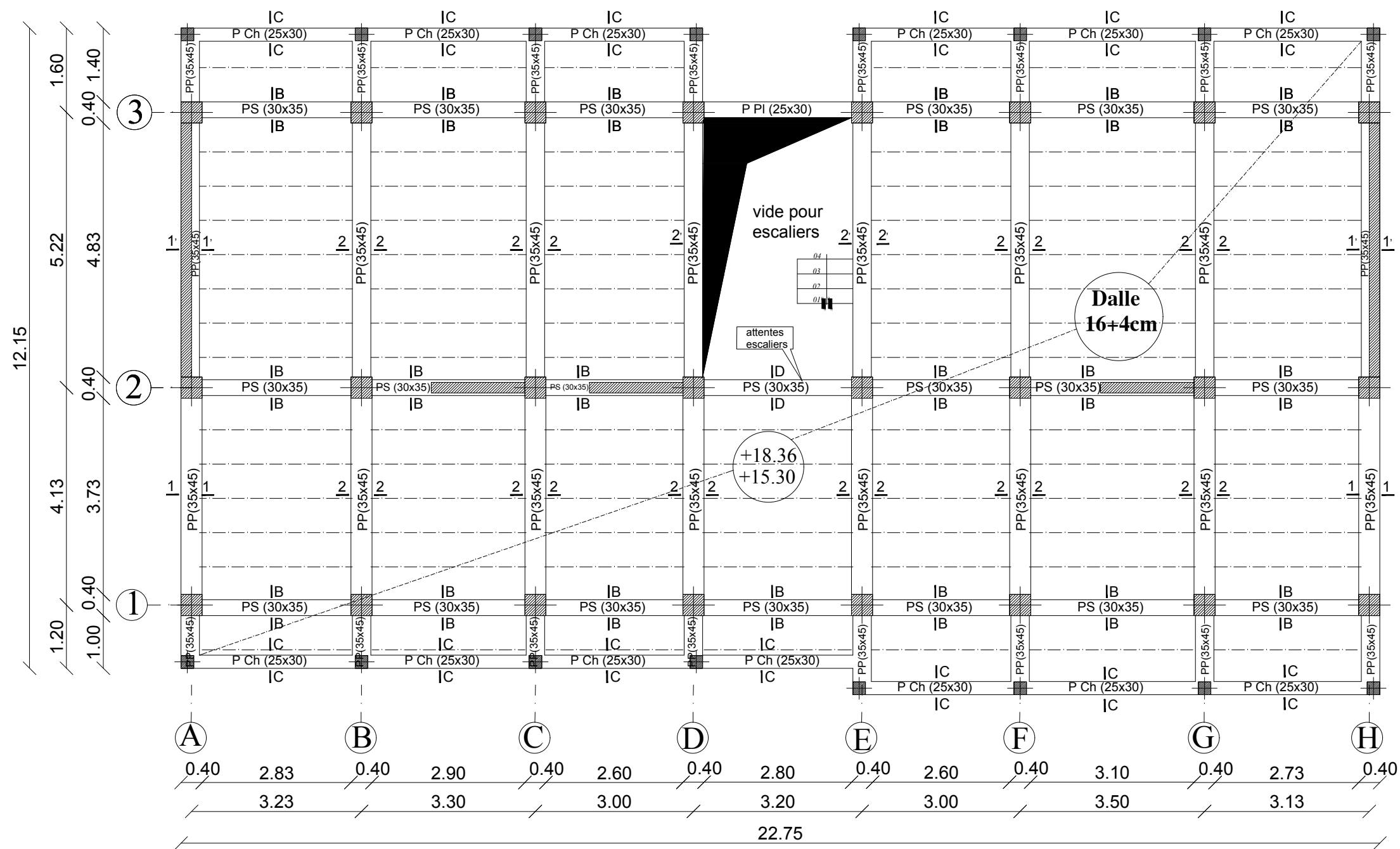
- M<sup>r</sup> IDIR.

Titre :

**PLAN DE COFFRAGE  
NIV +12.24 (1<sup>er</sup> ETAGE)**

Plan N°:05

Promotion:  
2019-2020



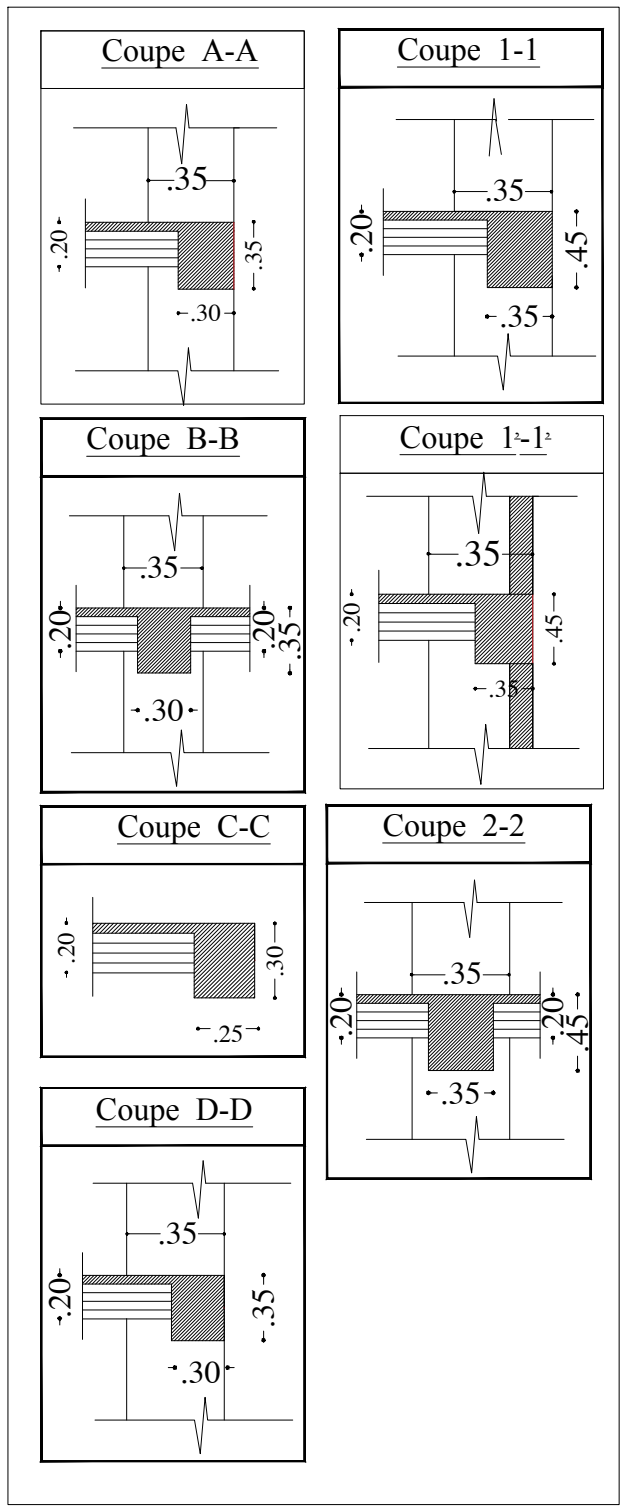
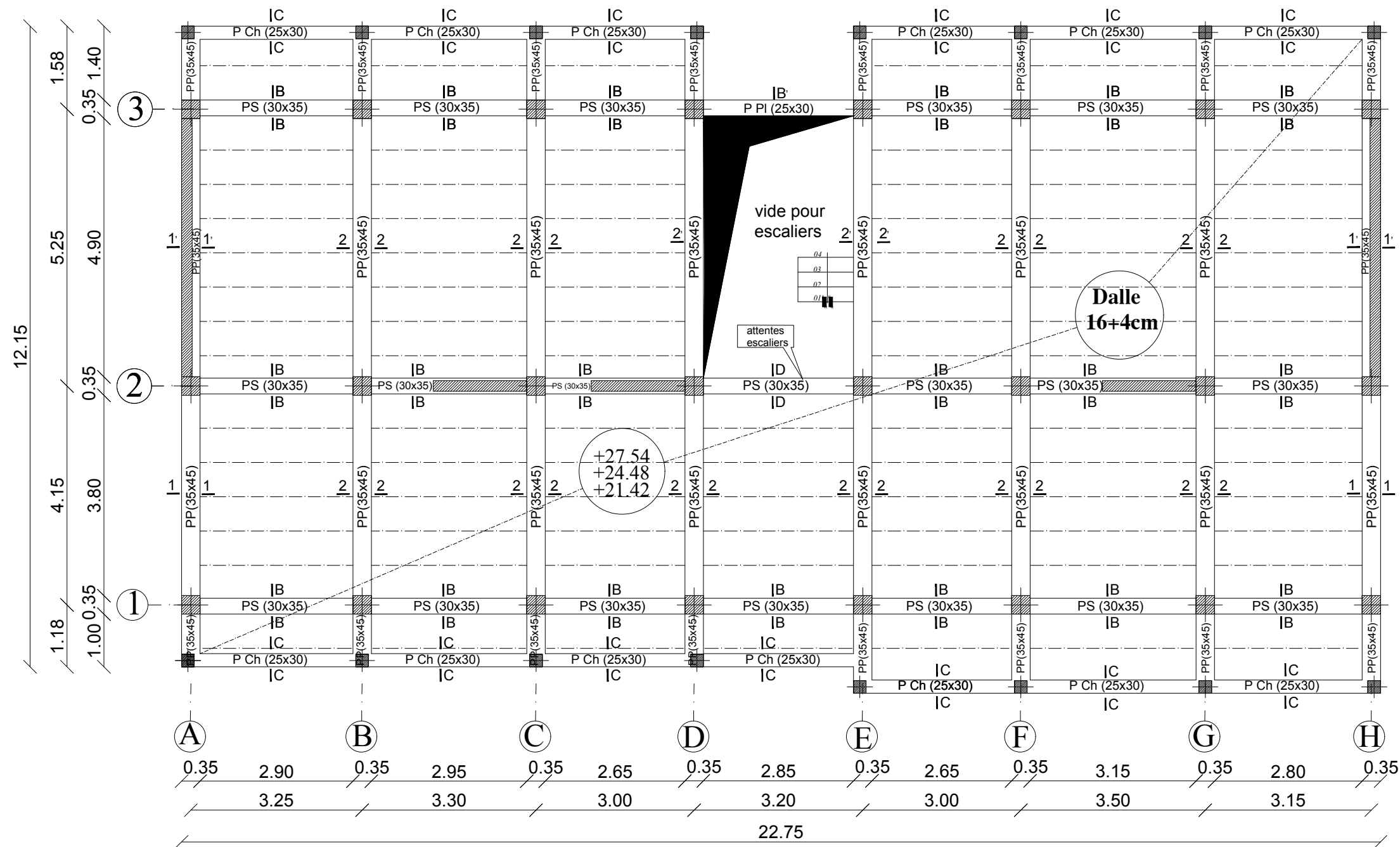
**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV +15.30 ET 18.36**  
**(2<sup>eme</sup> ET 3<sup>eme</sup> ETAGE)**

**Zone:(II)**

- Poteaux: (40X40)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle (CC) :ep=20cm

**UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par : -M <sup>elle</sup> HADDAD Akila -M <sup>elle</sup> GHEZALI Mariem	Titre : <b>PLAN DE COFFRAGE</b> <b>NIV +15.30 ET 18.36</b> <b>(2<sup>eme</sup> ET 3<sup>eme</sup> ETAGE)</b>	Plan N°:06 Promotion: 2019-2020
Dirigé par : -M <sup>r</sup> IDIR.		

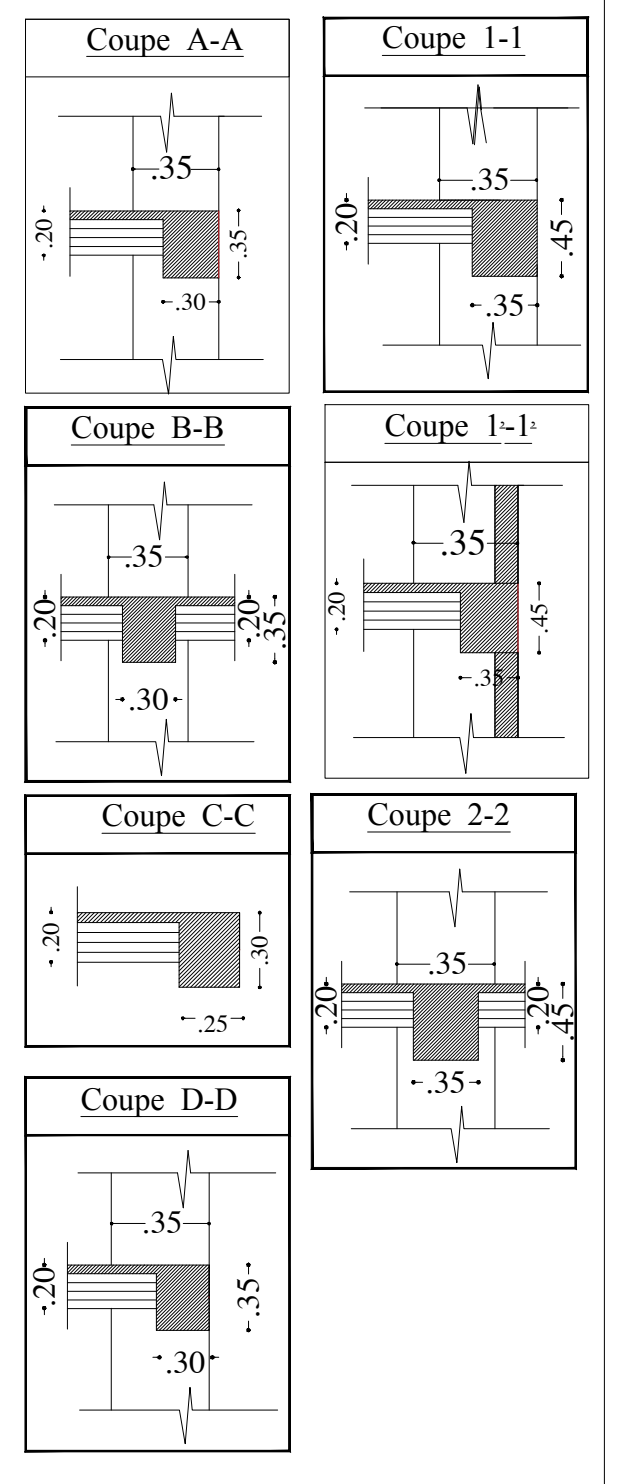
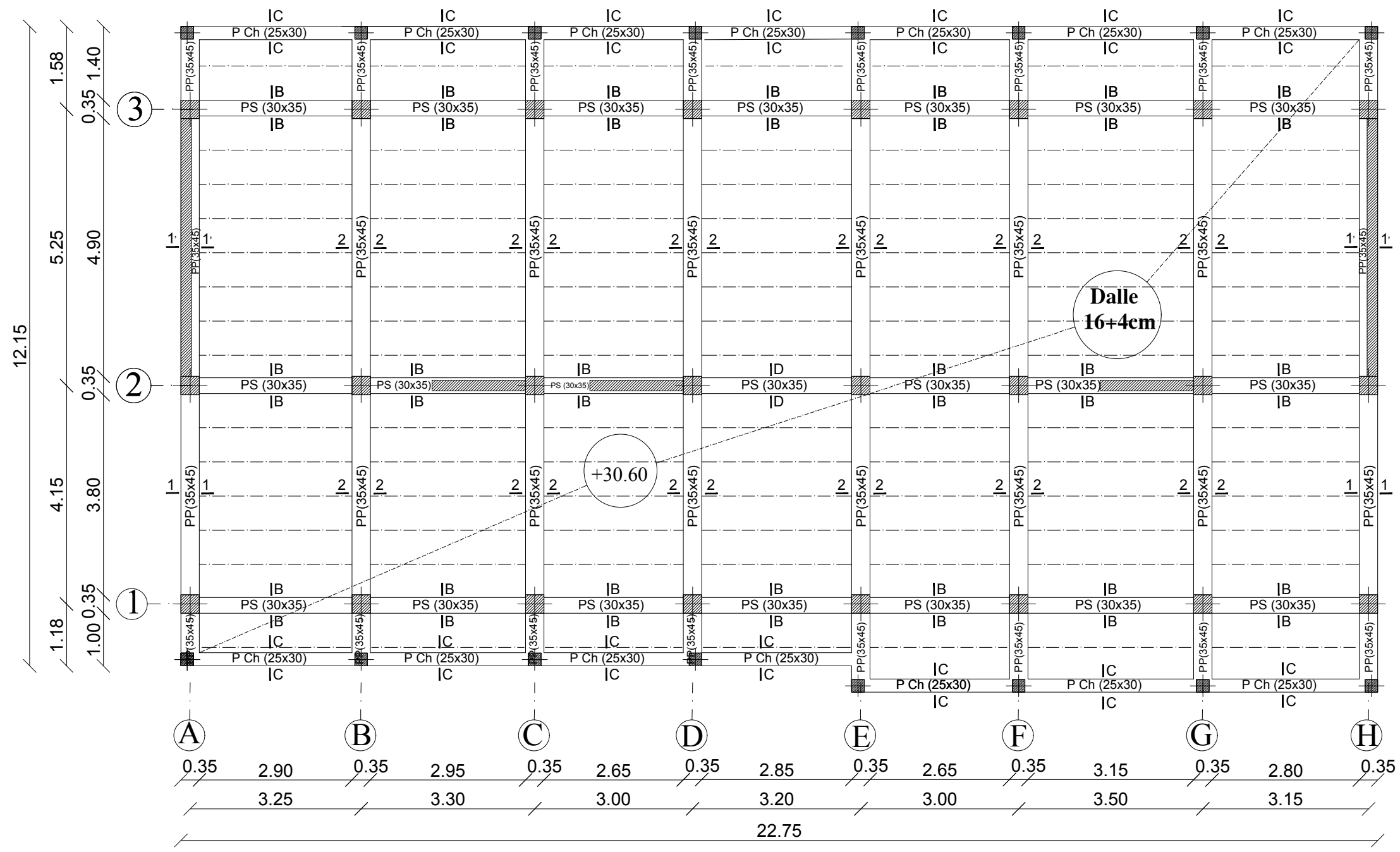


**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV +21.42 ; +24.48 ET +27.54**  
**(4<sup>eme</sup> ,5<sup>eme</sup> ET 6<sup>eme</sup> et ETAGE )**

**Zone: (III)**

- Poteaux: (35X35)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle (CC) :ep=20cm

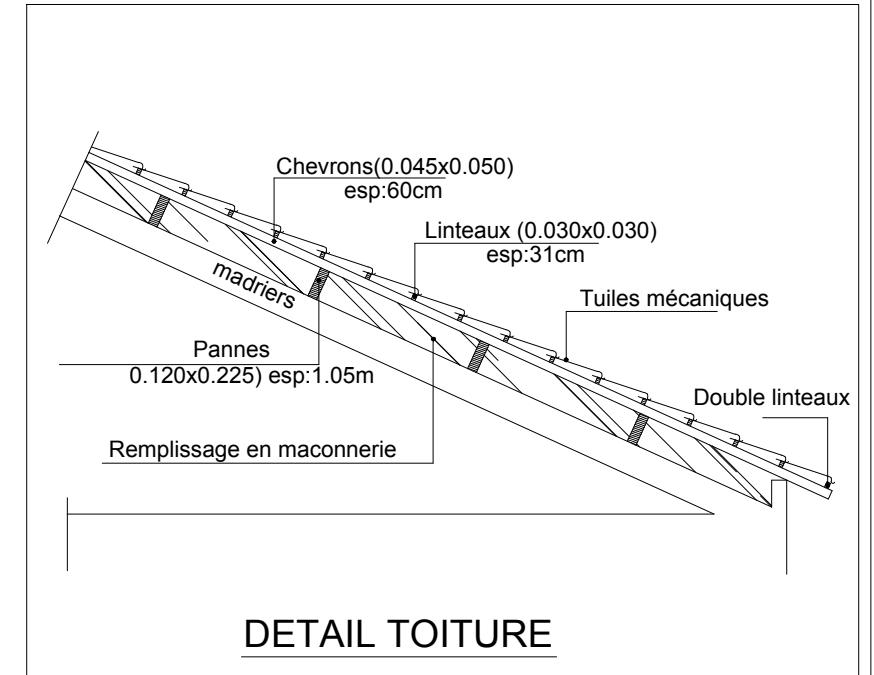
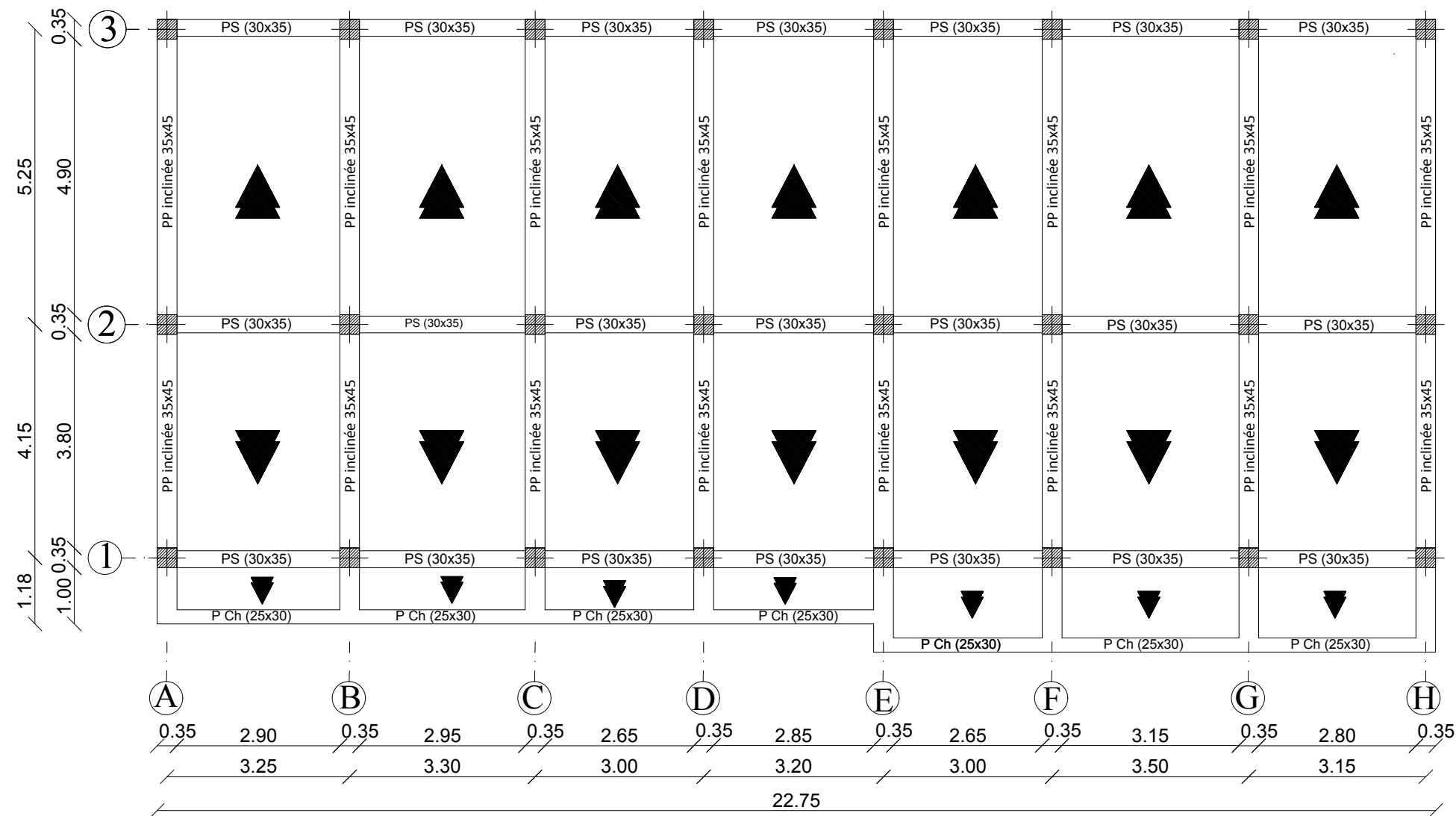
<b>UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M <sup>elle</sup> HADDAD Akila -M <sup>elle</sup> GHEZALI Mariem	Titre : <b>PLAN DE COFFRAGE</b> NIV +21.42 ; +24.48 ; +27.54 ET 30.60 (4 <sup>eme</sup> ,5 <sup>eme</sup> ET 6 <sup>eme</sup> et ETAGE )	Plan N°:07
Dirigé par : -M <sup>r</sup> IDIR.		Promotion: 2019-2020



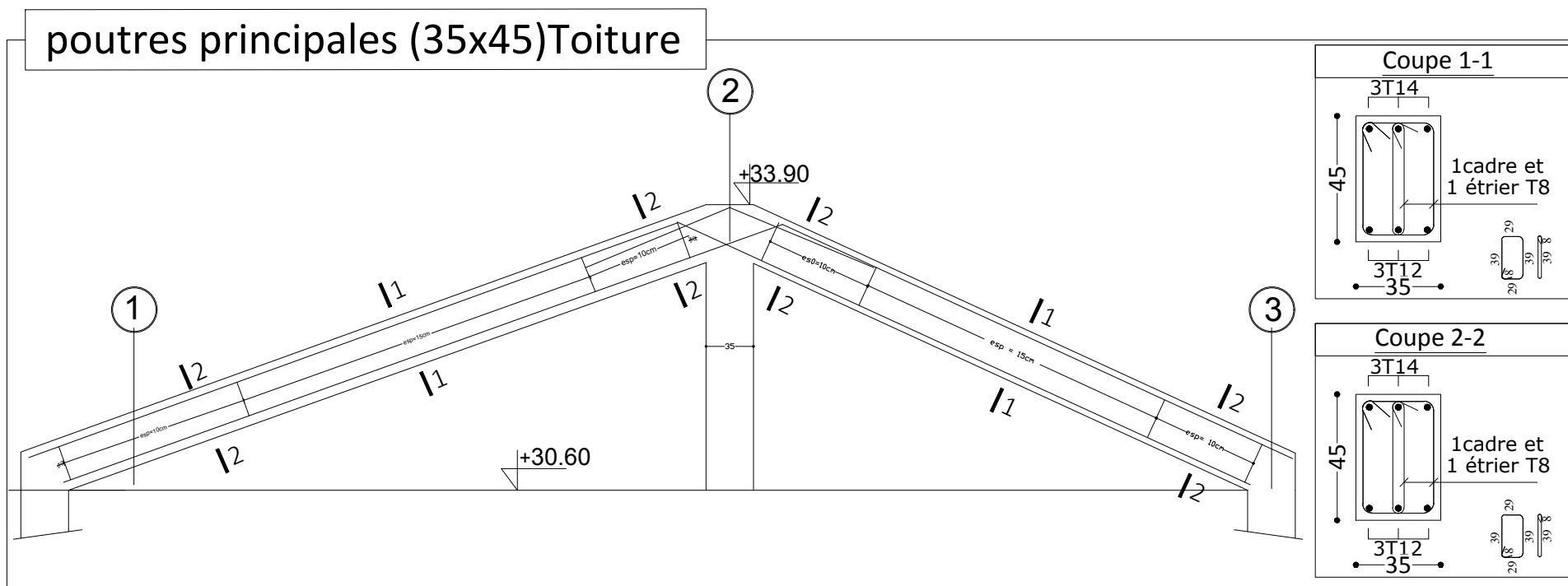
**PLAN DE COFFRAGE  
NIV +30.60 ; charpente )**

**Zone:(III)**  
 -Poteaux: (40X40)  
 -Poutres principales:(30X40)  
 -Poutres secondaires:(30X35)  
 -Dalle (CC) :ep=20cm

<b>UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre :	Plan N°:08
-M <sup>elle</sup> HADDAD Akila -M <sup>elle</sup> GHEZALI Mariem		
Dirigé par :	PLAN DE COFFRAGE NIV: (+30.60 )	Promotion: 2019-2020
-M <sup>r</sup> IDIR.		



**PLAN DE COFFRAGE CHARPENTE**



**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> HADDAD Akila  
 -M<sup>elle</sup> GHEZALI Mariem

Dirigé par :

-M<sup>r</sup> IDIR.

Titre :

PLAN DE COFFRAGE CHARPENTE

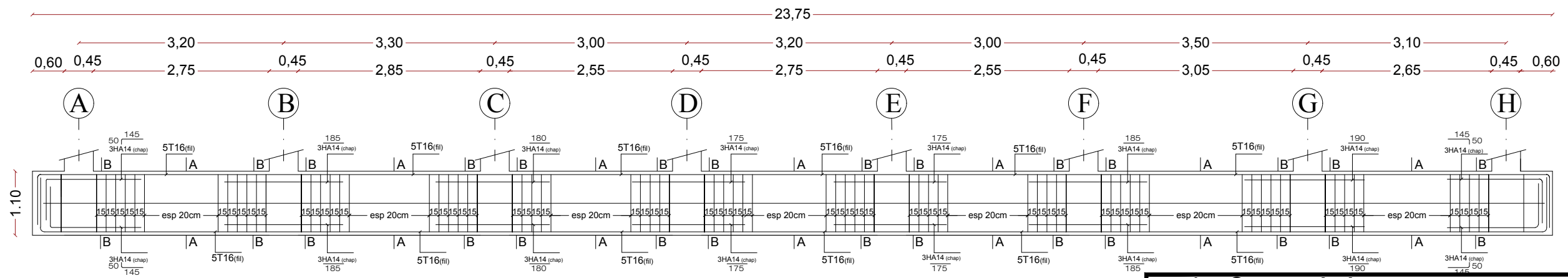
POUTRES PRINCIPALES (35X45)TOITURE

Plan N°:09

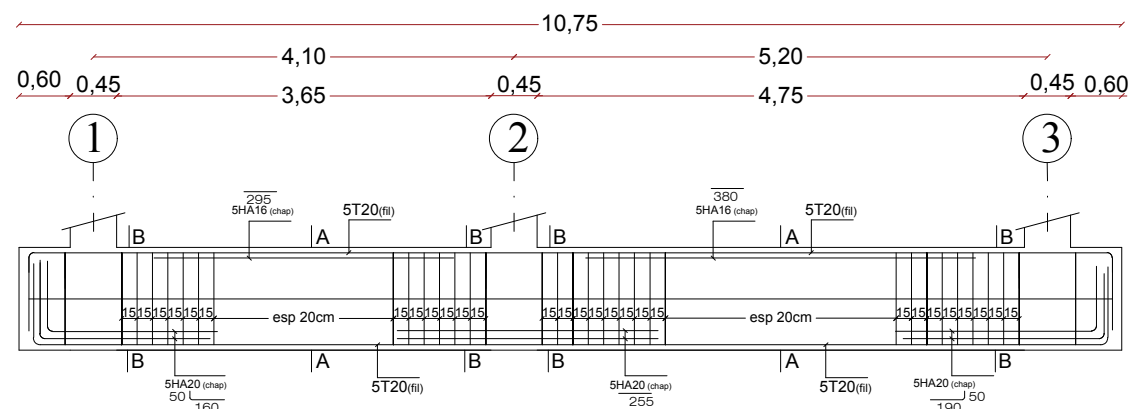
Promotion:  
 2019-2020

# FERRAILLAGE DE LA NERVURE (50X110)cm<sup>2</sup>

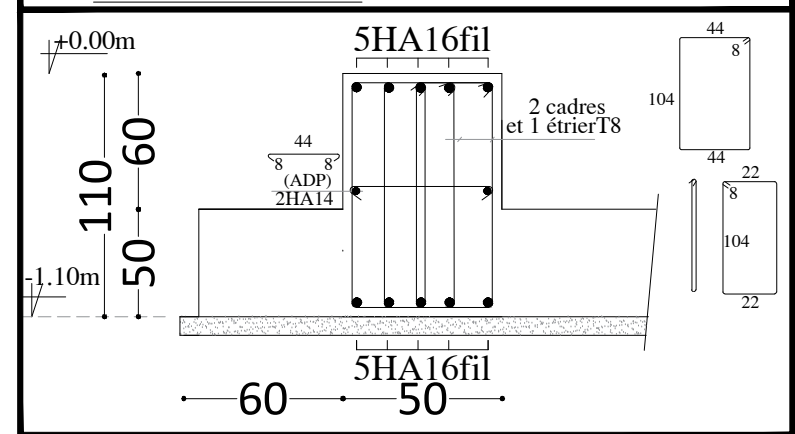
## -Sens X-X



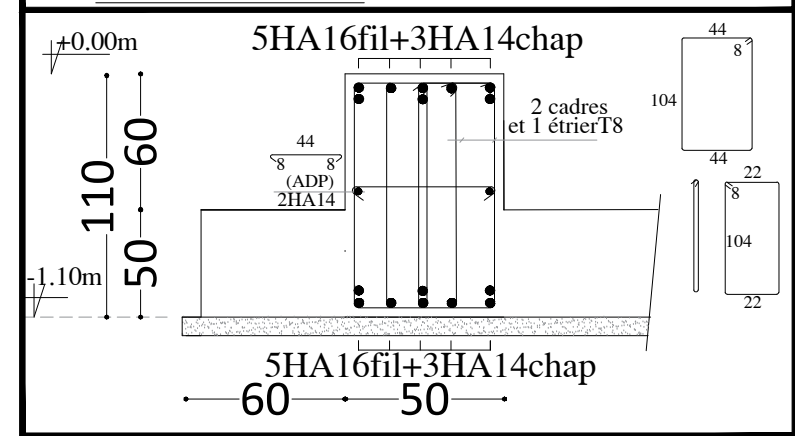
## -Sens Y-Y



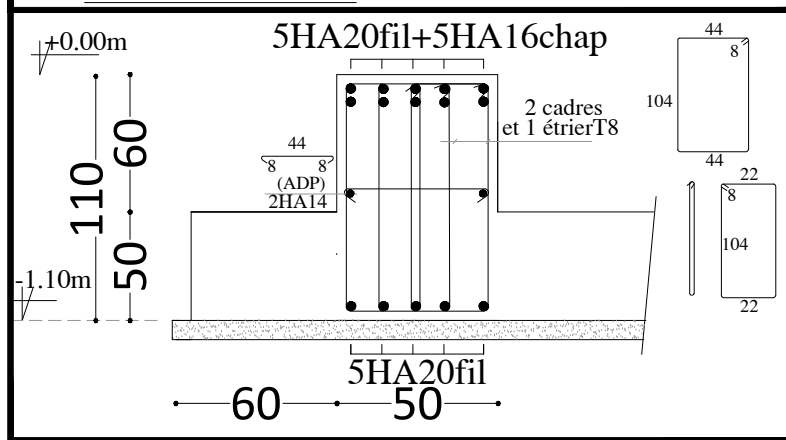
### La Coupe A-A



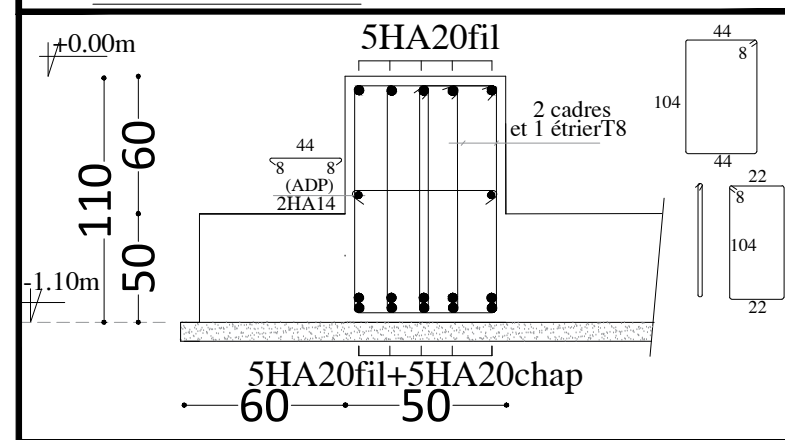
### La Coupe A-A



### La Coupe A-A



### La Coupe B-B



UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU  
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> HADDAD Akila  
-M<sup>elle</sup> GHEZALI Mariem

Dirigé par :

-M<sup>r</sup> IDIR.

Titre :

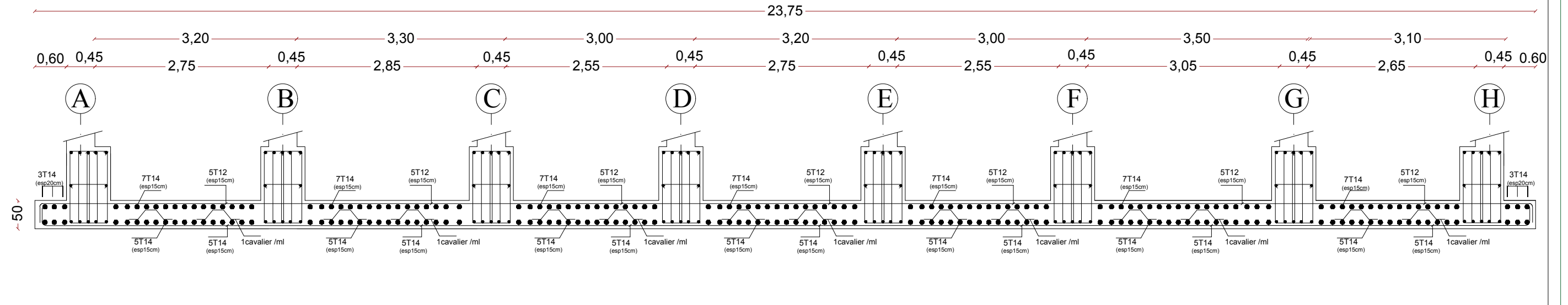
**FERRAILLAGE  
DE LA NERVURE**

Plan N°:10

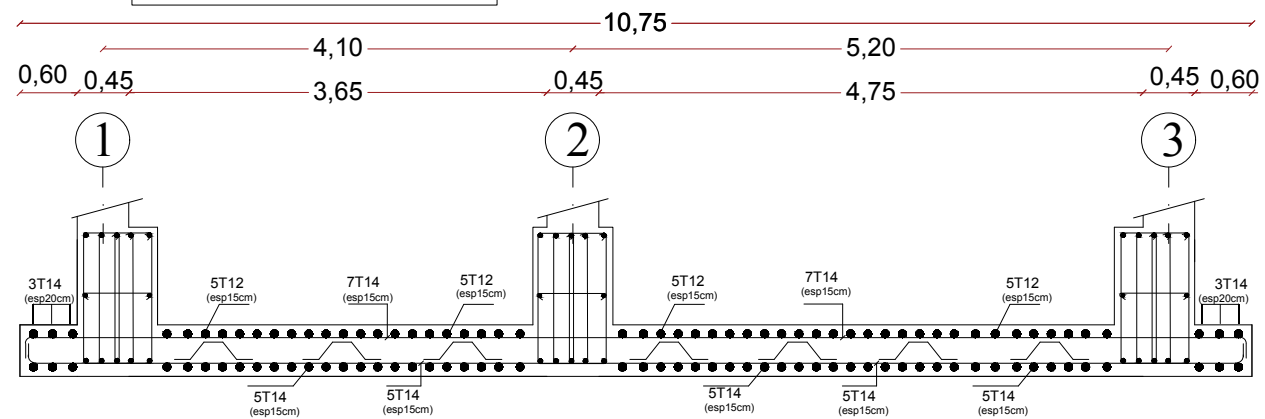
Promotion:  
2019-2020

# FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=50cm:

## -Sens X-X



## -Sens Y-Y



**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU**  
**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

*Etudié par :*

-M<sup>elle</sup> HADDAD Akila  
 -M<sup>elle</sup> GHEZALI Mariem

*Titre :*

**FERRAILLAGE  
 DE LA DALLE DU RADIER**

*Plan N°:11*

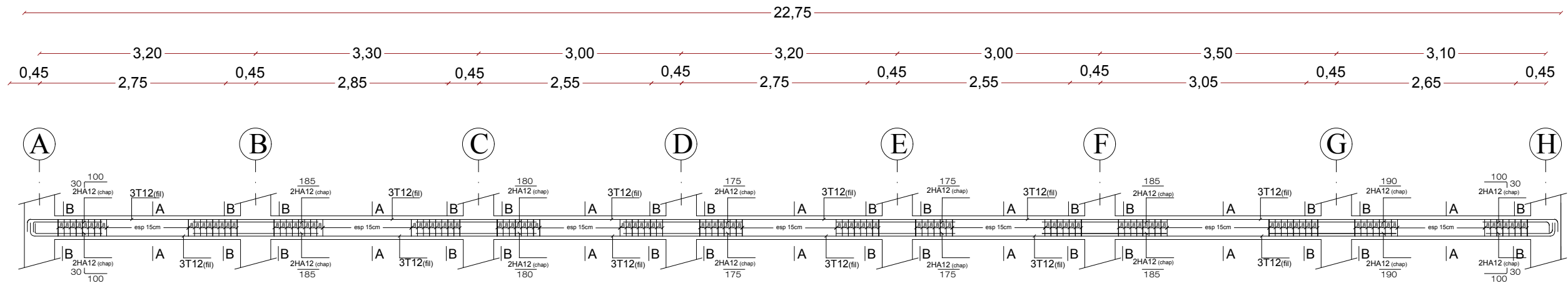
*Dirigé par :*

-M<sup>r</sup> IDIR.

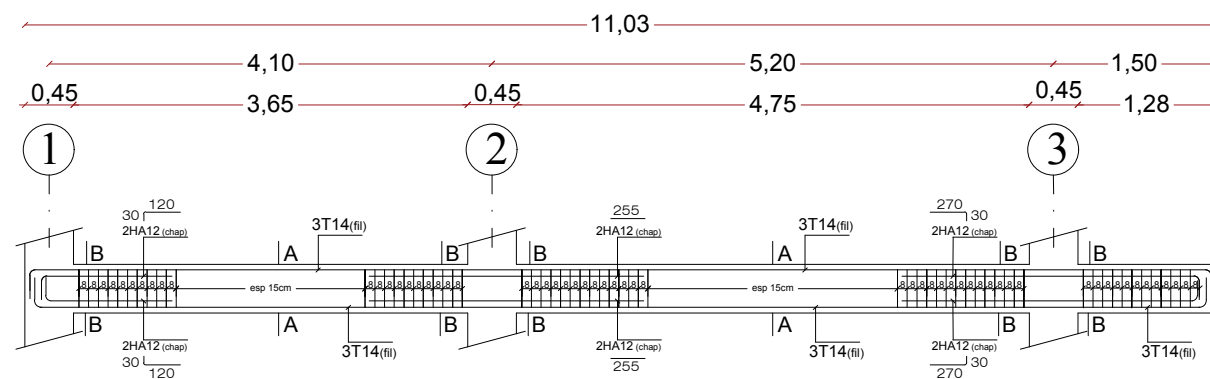
*Promotion:  
 2019-2020*

# FERRAILLAGE DES POUTRES NON ADHERES AUX VOILES

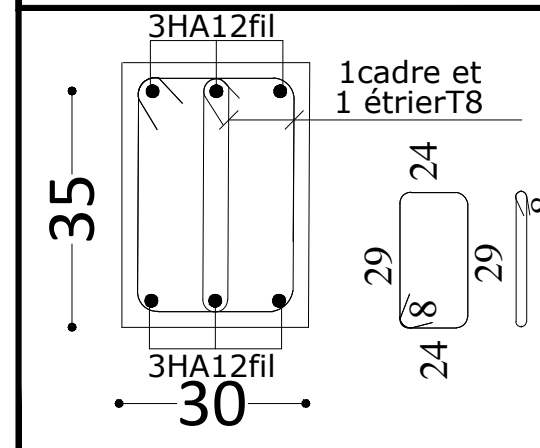
## Ferraillage des poutres secondaires (30x35)cm<sup>2</sup> files 1,2 et 3



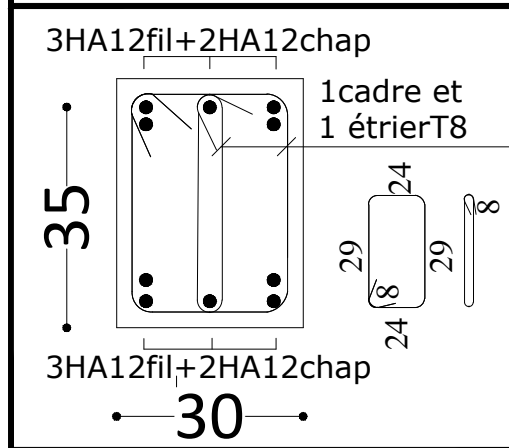
## Ferraillage des poutres principales (35X45)cm<sup>2</sup> axe: A; B; C; D; E; F; G et H



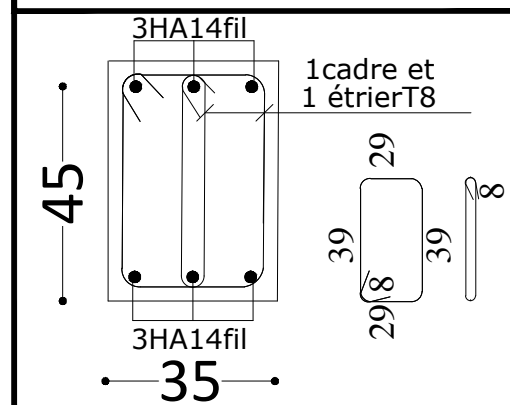
### Coupe A-A/Travée



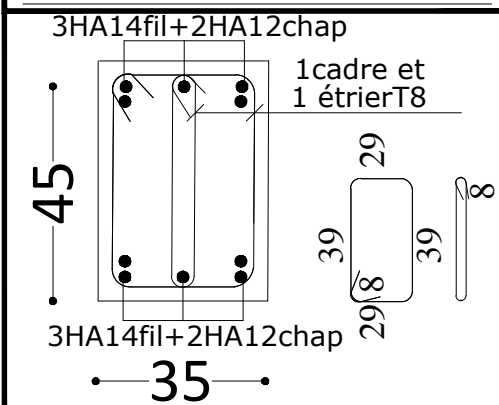
### Coupe B-B/Appui



### Coupe A-A/Travée



### Coupe B-B/Appui



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> HADDAD Akila  
-M<sup>elle</sup> GHEZALI Mariem

Dirigé par :

-M<sup>r</sup> IDIR.

Titre :

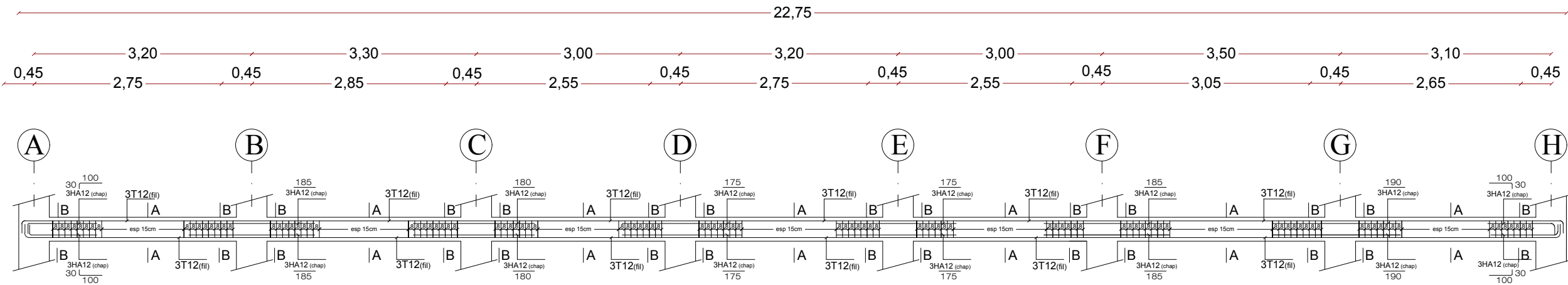
FERRAILLAGE DES POUTRES  
NON ADHERES AUX VOILES

Plan N°:12

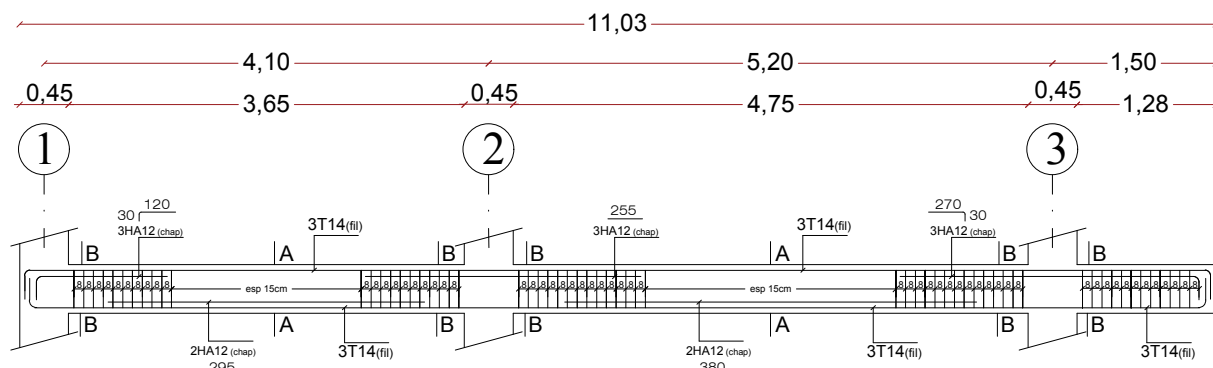
Promotion:  
2019-2020

# FERRAILLAGE DES POUTRES ADHERES AUX VOILES

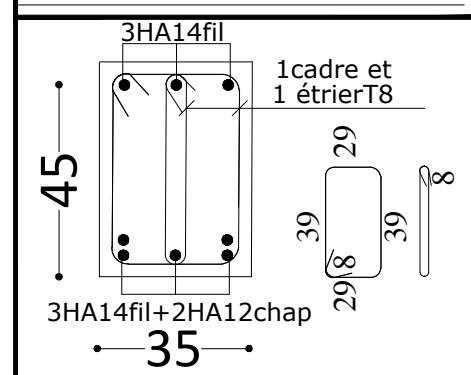
## Ferrailage des poutres secondaires (30x35)cm<sup>2</sup> files 2



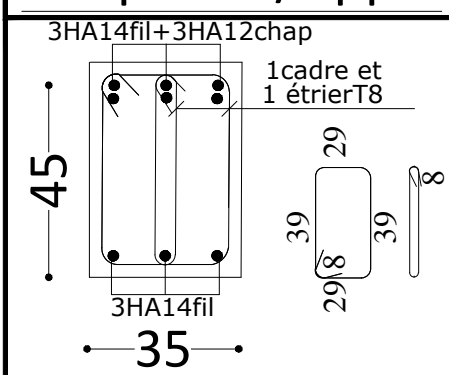
## Ferrailage des poutres principales (35X45)cm<sup>2</sup> axe: A et H



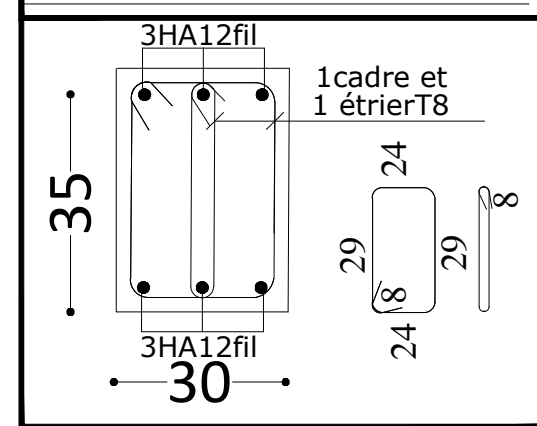
### Coupe A-A/Travée



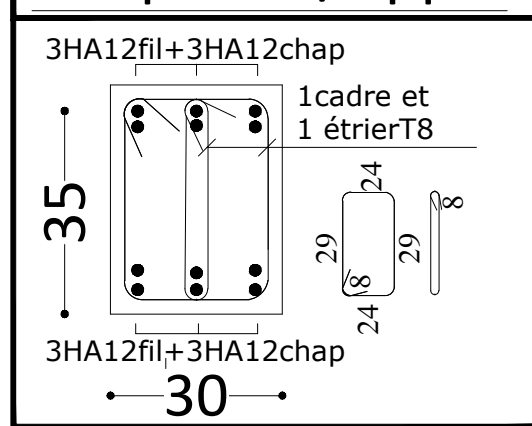
### Coupe B-B/Appui



### Coupe A-A/Travée



### Coupe B-B/Appui



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> HADDAD Akila  
-M<sup>elle</sup> GHEZALI Mariem

Dirigé par :

-M<sup>r</sup> IDIR.

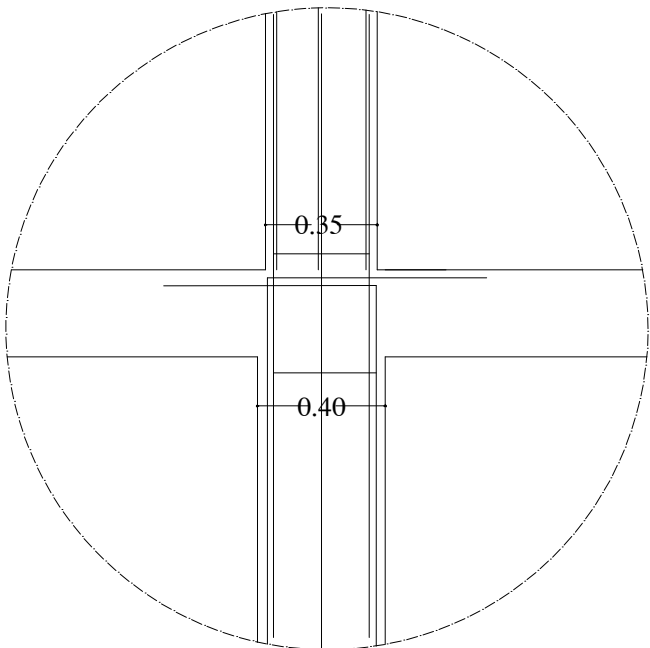
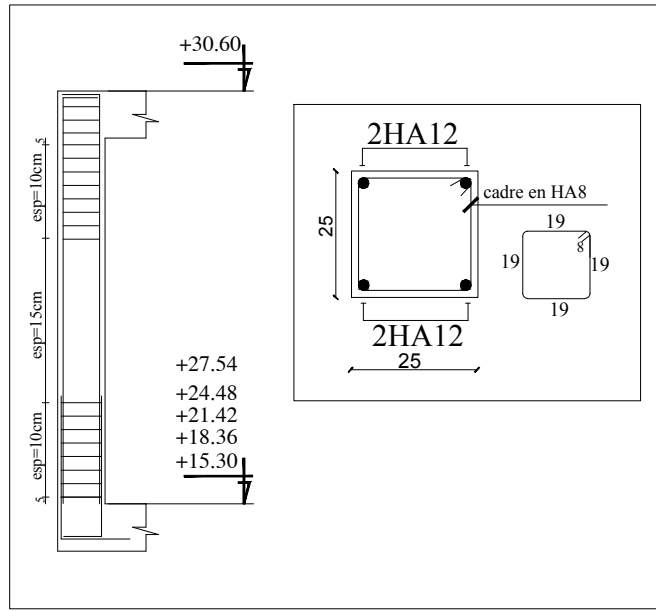
Titre :

FERRAILLAGE DES POUTRES  
ADHERES AUX VOILES

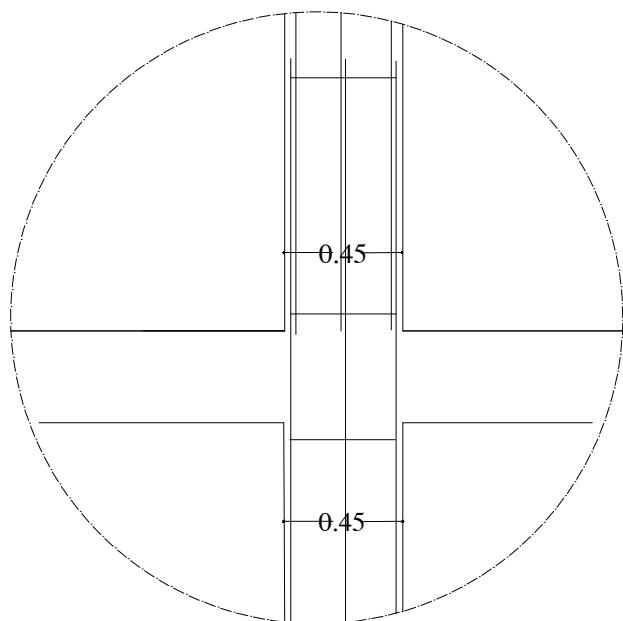
Plan N°:12'

Promotion:  
2019-2020

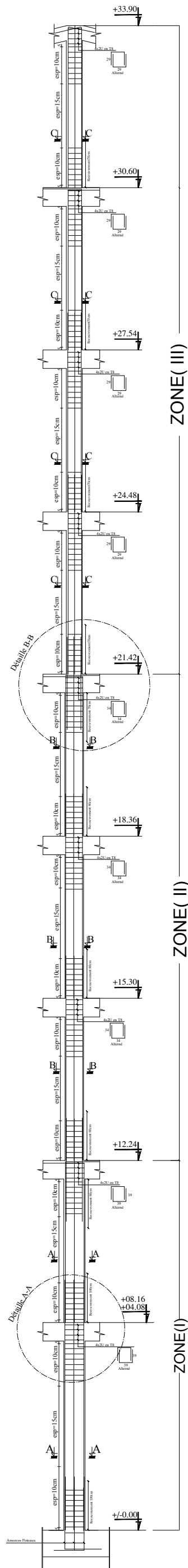
**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
**Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)**



Détaille B-B



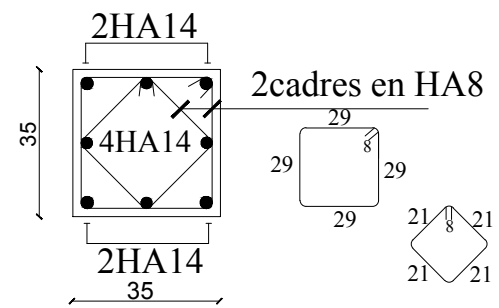
Détaille A-A



**Coupe C-C**

ZONE(III):

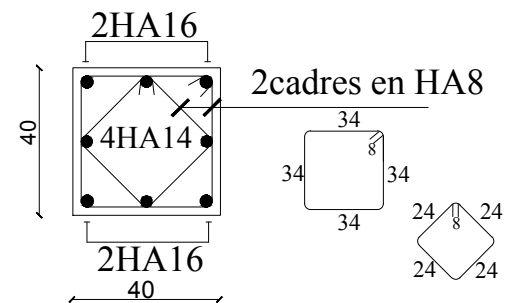
Poteau(35x35):4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> ETAGE et charpente



**Coupe B-B**

ZONE(II):

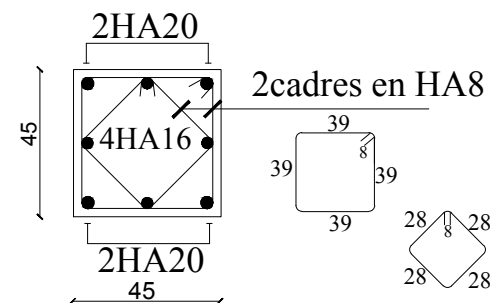
Poteau(45x45):1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> ETAGE



**Coupe A-A**

ZONE(I):

Poteau(45x45):S0US-SOL 2, S0US-SOL1 et RDC



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>lle</sup> HADDAD Akila  
 -M<sup>lle</sup> GHEZALI Mariem

Dirigé par :

-M<sup>r</sup> IDIR.

Titre :

FERRAILLAGE DES POTEAUX  
 Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)

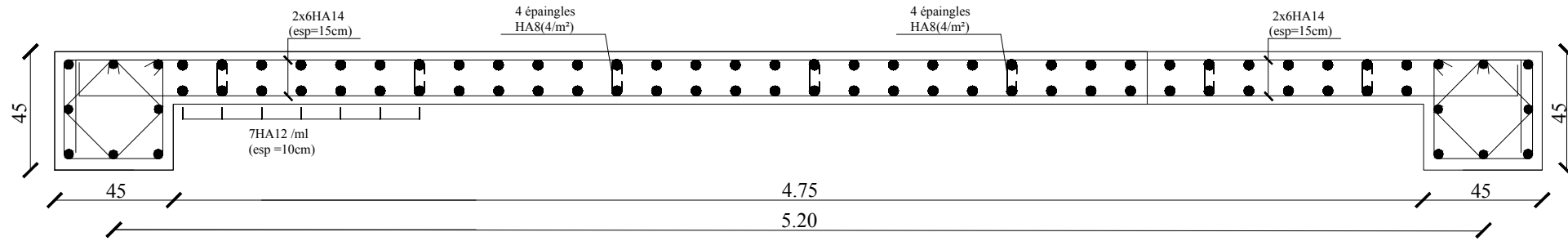
Plan N°:13

Promotion:  
 2019-2020

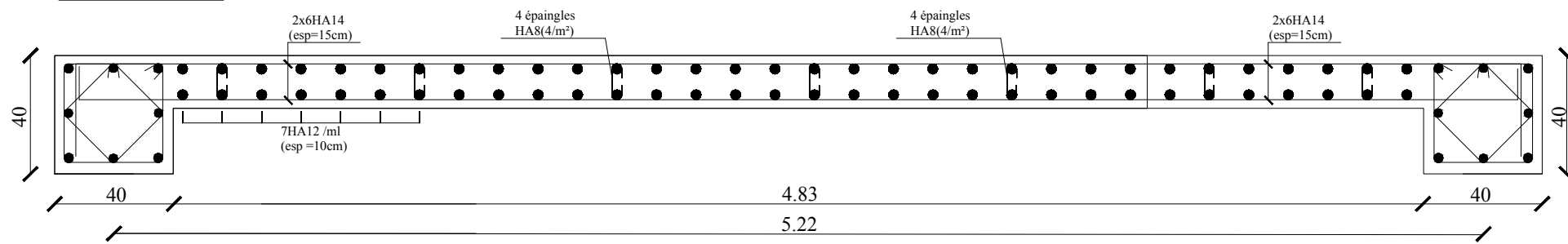
Voile Transversal :VT

-L=5.20m

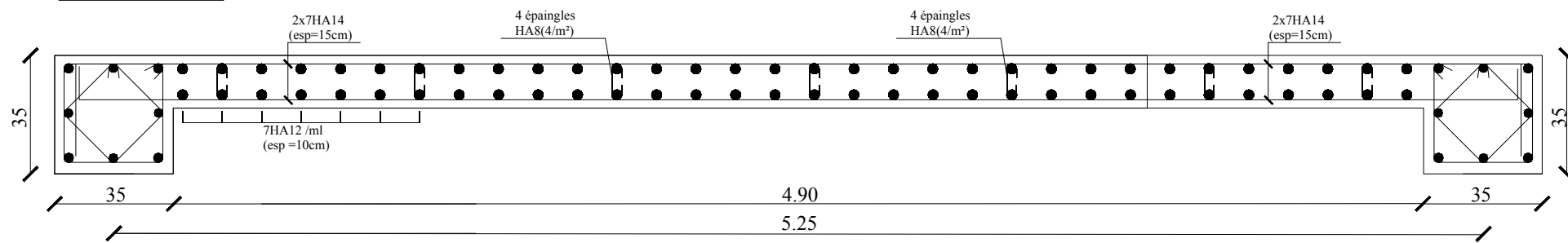
ZONE (I)



ZONE (II)



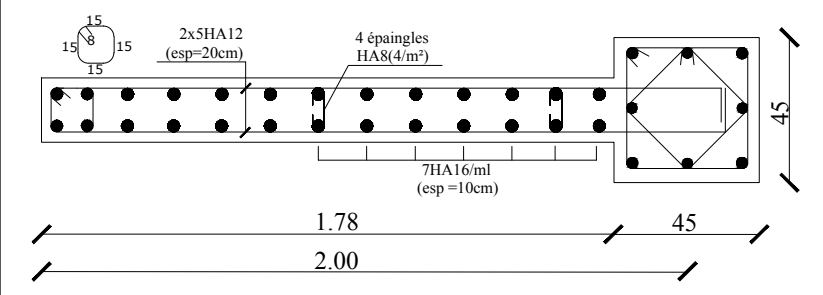
ZONE (III)



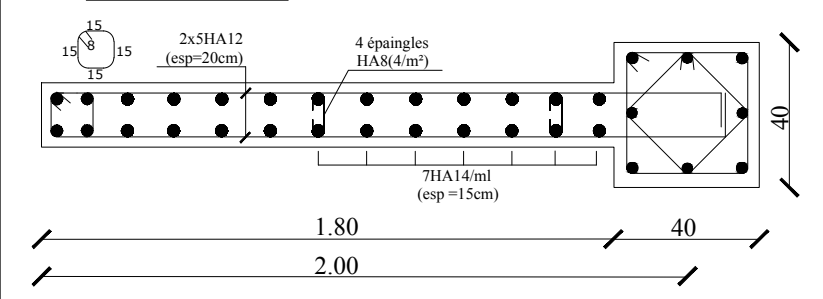
Voile Longitudinal:VL 01

-L=2.00m

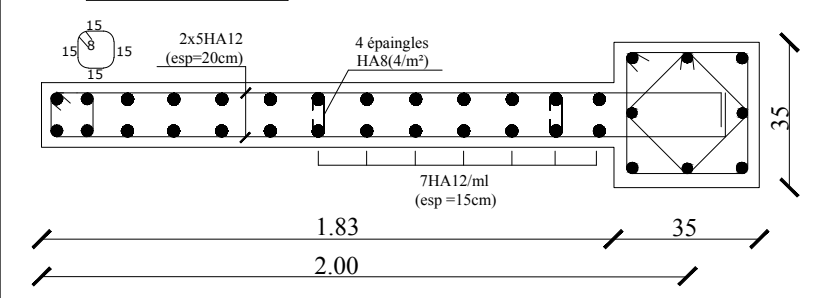
ZONE (I)



ZONE (II)



ZONE (III)



**FERRAILLAGE DES VOILES  
LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL  
VL et VT  
Pour les: Zone (I) et Zone (II)**

**UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU**  
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> HADDAD Akila  
-M<sup>elle</sup> GHEZALI Mariem

Dirigé par :

-M<sup>r</sup> IDIR.

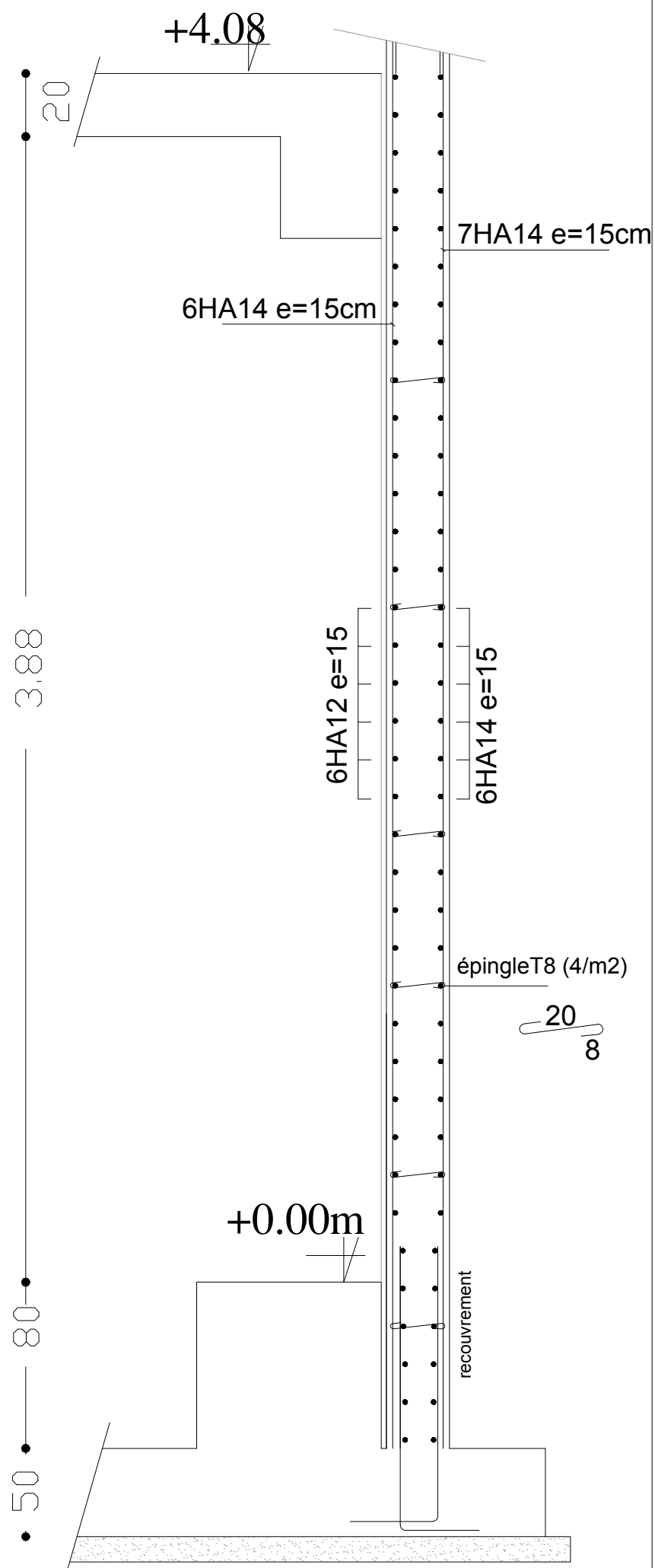
Titre :

**FERRAILLAGE DES VOILES  
LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL  
VL et VT  
Pour les: Zone (I) et Zone (II)**

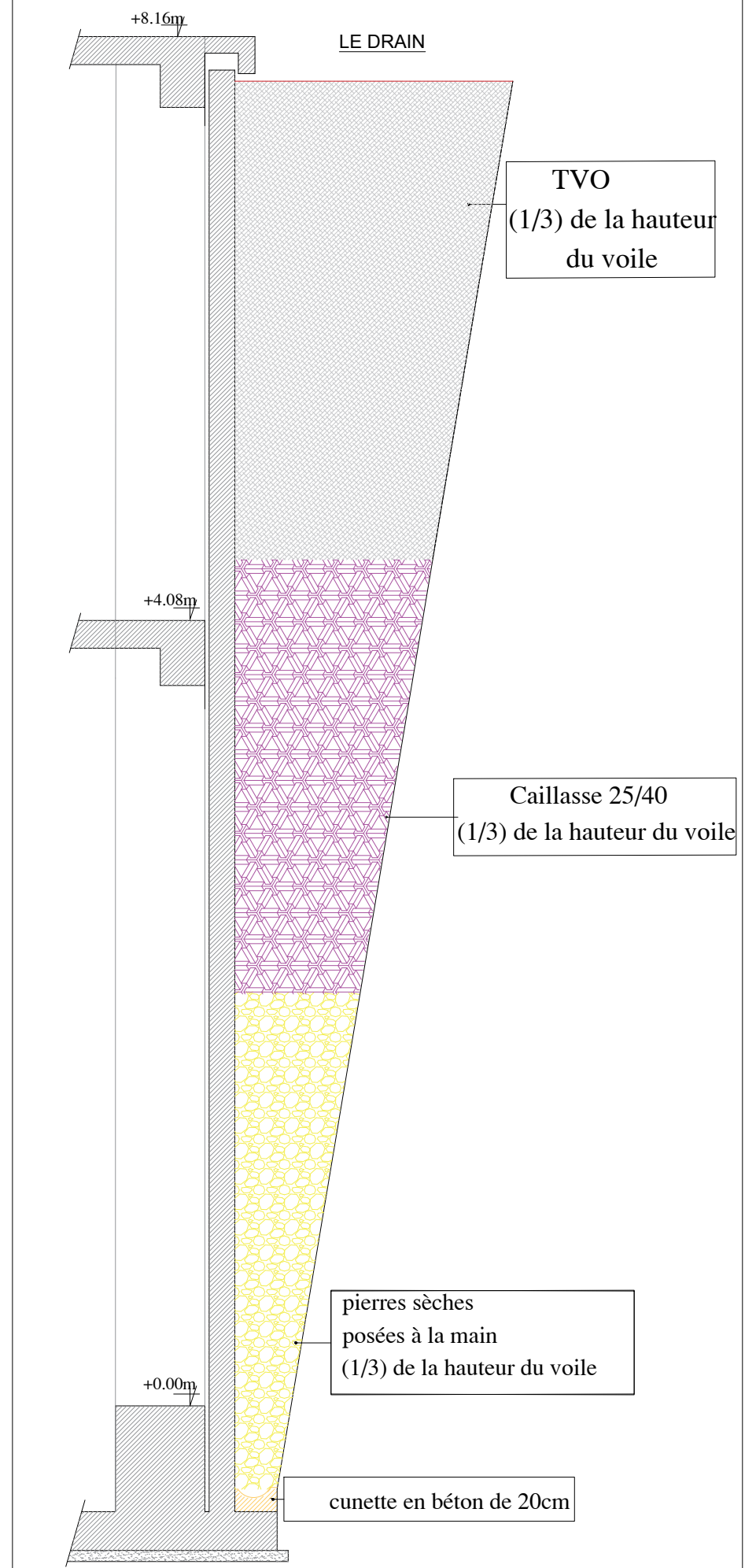
Plan N°:14

Promotion:  
2019-2020

## Détails de ferrailage le voile plaque



## Détails de drainage derrière le voile plaque



## FERRAILLAGE DE VOILE PLAQUE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU  
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> HADDAD Akila  
-M<sup>elle</sup> GHEZALI Mariem

Titre :

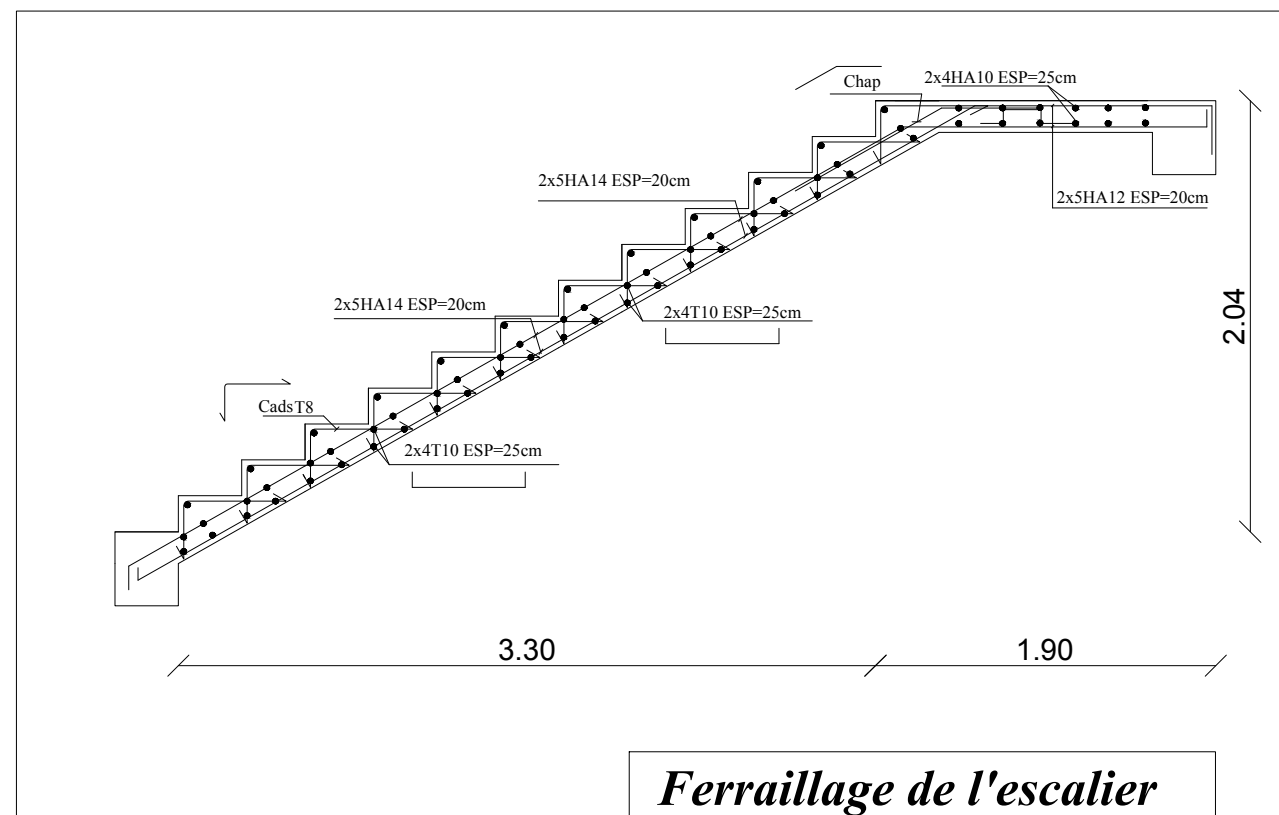
-FERRAILLAGE DE VOILE  
PLAQUE

Plan N°:15

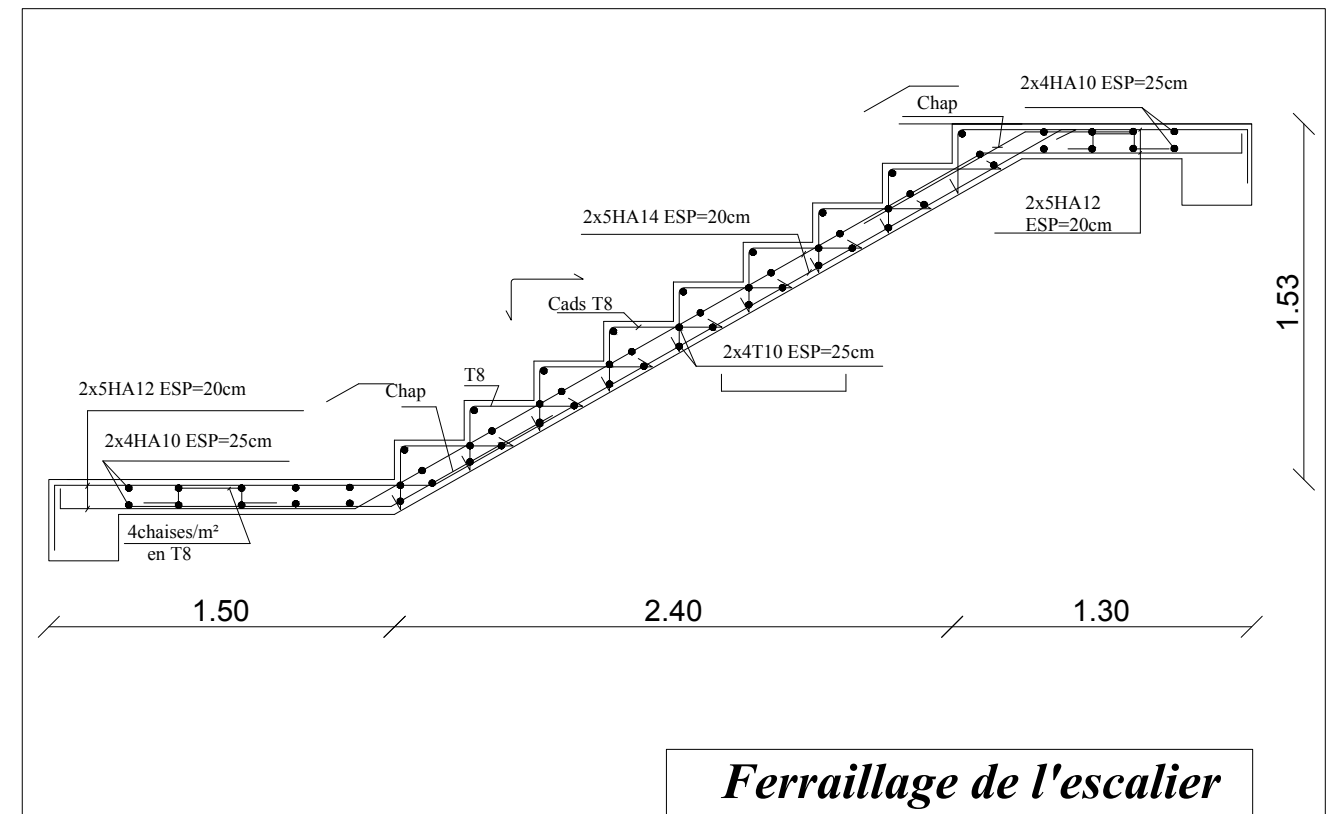
Dirigé par :

-M<sup>r</sup> IDIR.

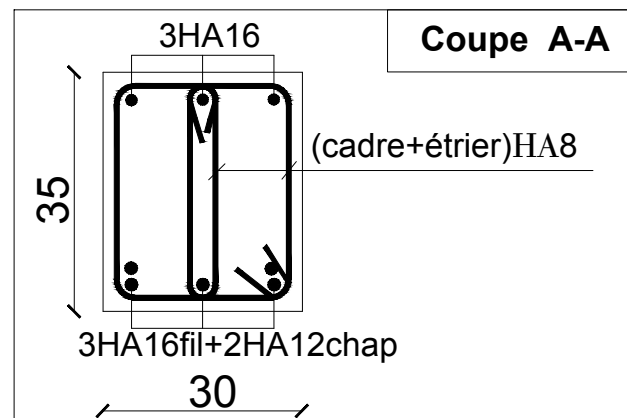
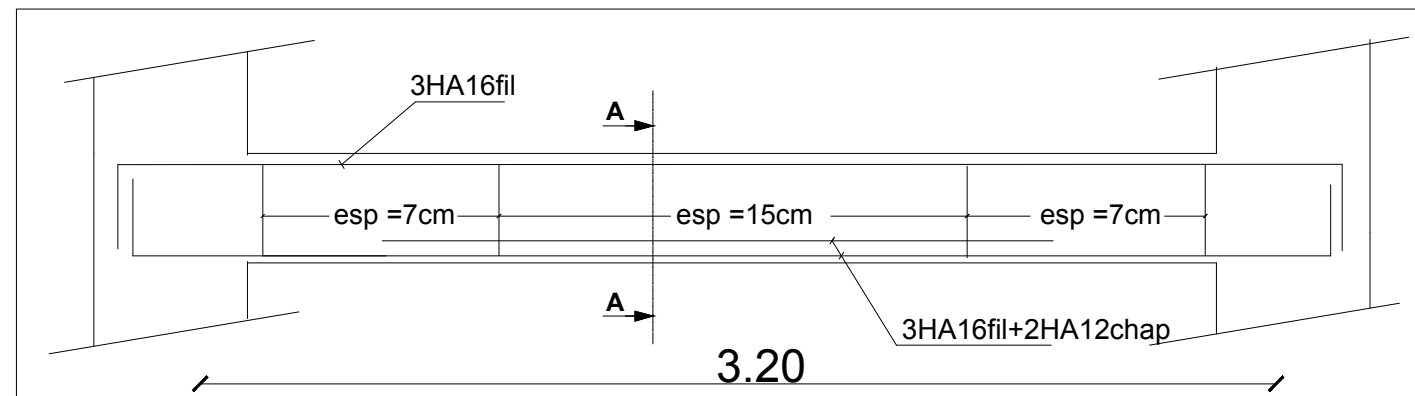
Promotion:  
2019-2020



**Ferrailage de l'escalier  
(RDC) H=4.08**

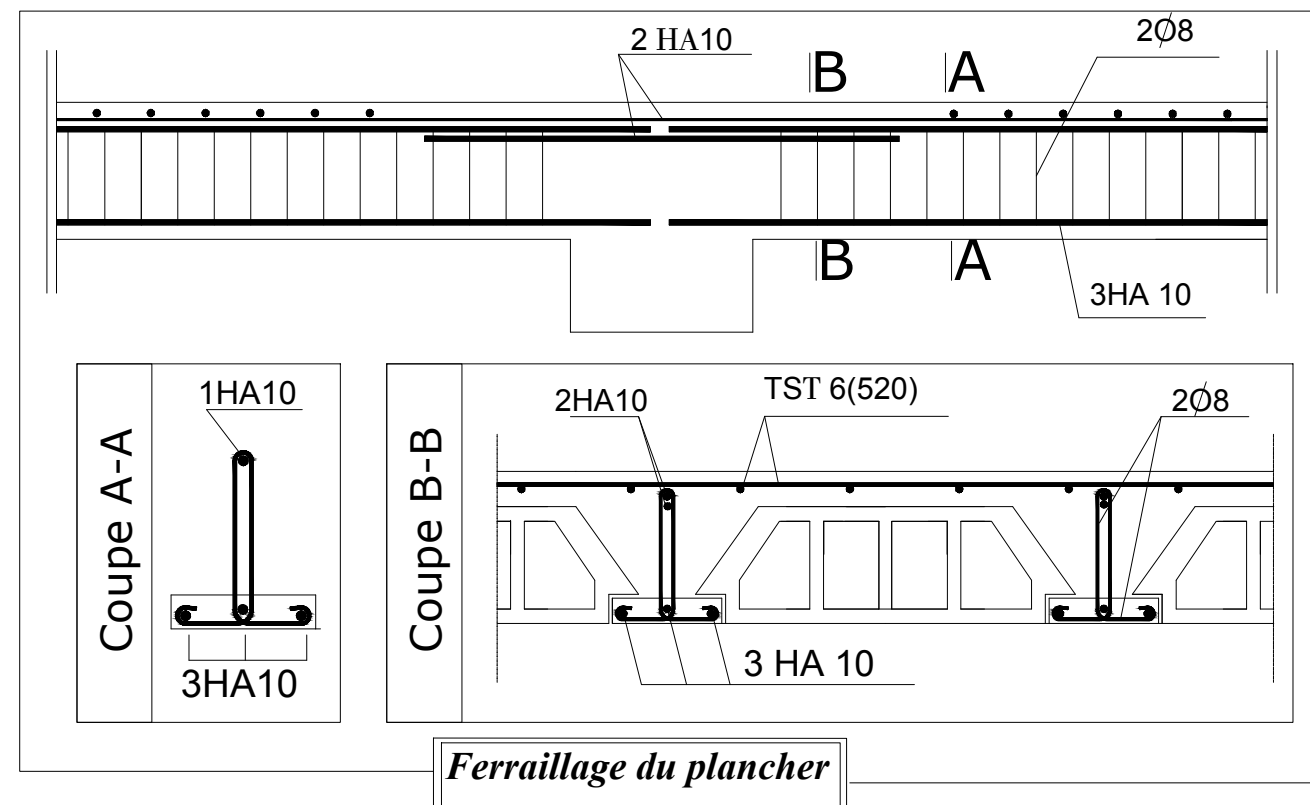
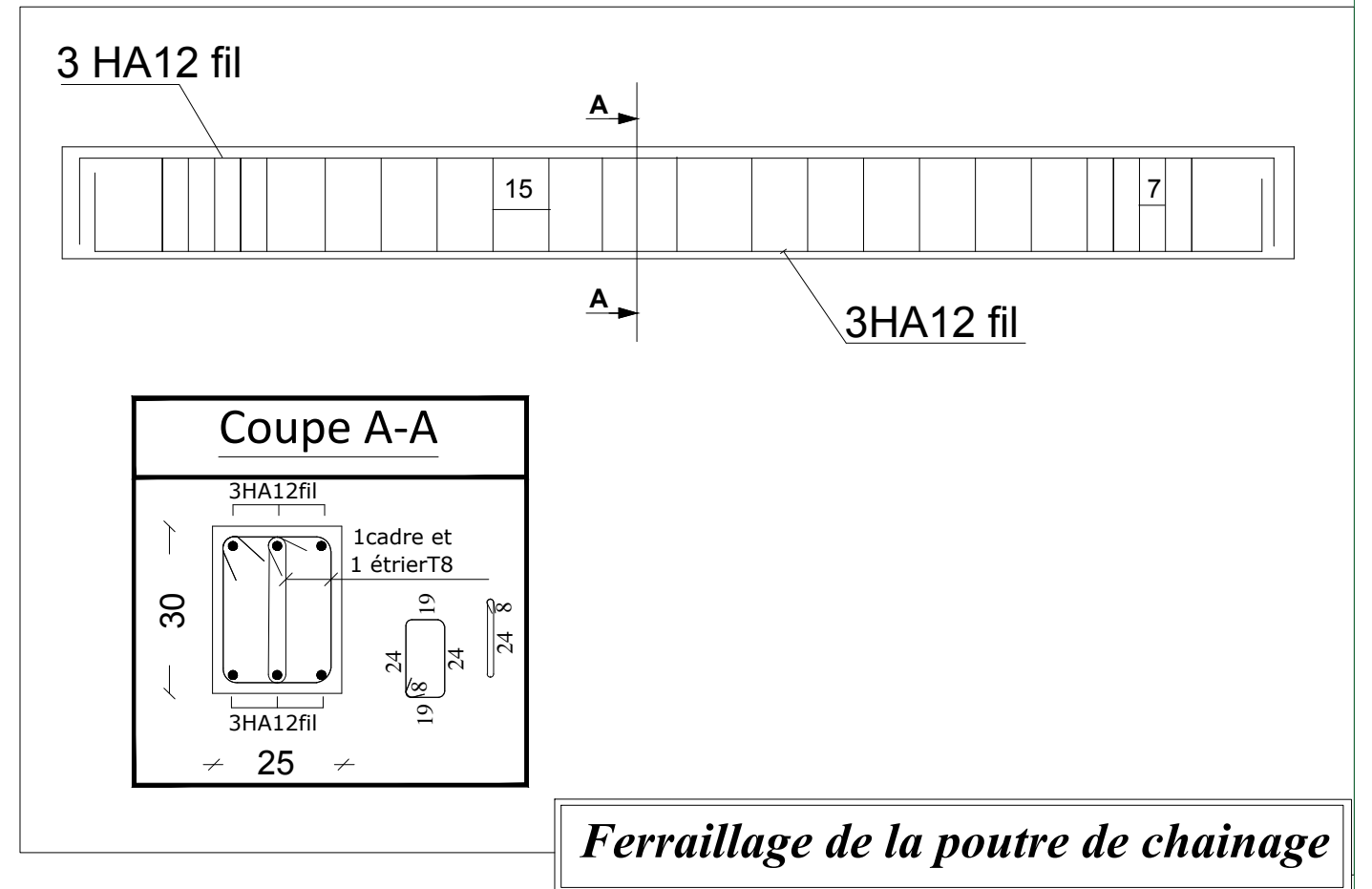
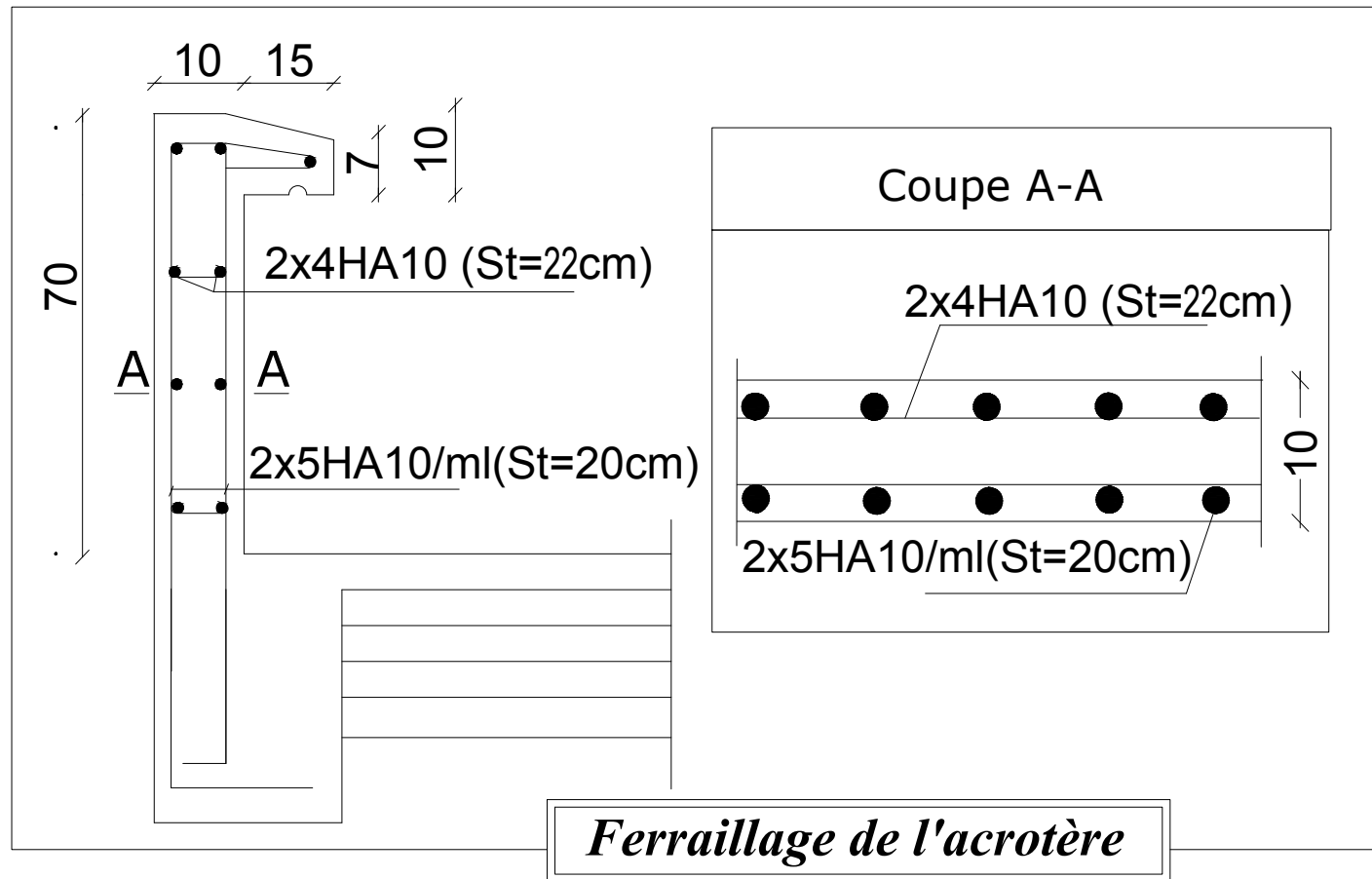


**Ferrailage de l'escalier  
(Etage courant)**



**Ferrailage de la poutre palière**

<b>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<b>Etudié par :</b> -M <sup>elle</sup> HADDAD Akila -M <sup>elle</sup> GHEZALI Mariem	<b>Titre :</b> -Ferrailage de l'escalier (RDC) H=4.08 -Ferrailage de l'escalier(Etage courant)	<b>Plan N°:16</b>
<b>Dirigé par :</b> -M <sup>r</sup> IDIR.	-Ferrailage de la poutre palière	<b>Promotion:</b> 2019-2020



**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

*Etudié par :*

-M<sup>elle</sup> HADDAD Akila  
 -M<sup>elle</sup> GHEZALI Mariem

*Dirigé par :*

-M<sup>r</sup> IDIR.

*Titre :*

-Ferrailage de l'acrotère  
 -Ferrailage de la poutre de chaînage  
 -Ferrailage du plancher

*Plan N°:17*

*Promotion:  
 2019-2020*