

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

## *Mémoire de fin d'études*



En vue d'obtention du Diplôme Master en génie civil  
Option : Construction civil et industrielle

# *Thème*

*Calcul d'un bâtiment (R+7) d'usage d'habitation  
et commerciale contreventé par voiles et portique  
avec l'application « ETABS »*

Présenté par :

- YAHOU Mounira
- SEDKAOUI Dahbia

Encadré par :

Mme :  
HADDAD .MALEK.O

# DÉDICACE

J'ai l'honneur et le plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chers, certains d'entre eux à qui je dois mon éducation, mon instruction, ainsi qu'à d'autres ayants toutes ma considération et mon admiration, que ce travail soit le fruit de vos attentes.

## *A mon très cher Père*

Tu a toujours été à mes cotés pour me soutenir et m'encourager de toutes manières possible mais surtout moralement, que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

## *A ma très chère Mère*

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne pourrai te remercier comme il se doit, ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes cotés a toujours été ma source de force pour affronter différents obstacles

Je prie Dieu le tout puissant de vous protéger et de vous procurer santé, bonheur et longue vie.

## *Ma chère Sœur*

*Khadidja* à qui je souhaite au passage beaucoup de bonheurs et un avenir brillant.

## *Mon cher Frère*

*Nabil* je te remercie énormément pour ton soutien plus que précieux, ma vie ne serait pas aussi magique sans ta fraternité, ta présence et ton amour.

## *Mon chéri*

*Zakaria* qui a été toujours à mes côtés, je vous souhaite une vie pleine de joie, bonheur, et santé.

## *A ma binôme et chère amie Dahbia et sa famille*

## *A tous mes amis(es)*

Je vous souhaite pleinement courage et réussite dans vos études et votre vie, tous autant que vous faites, je ne saurai citer vos noms, mais à vous spécialement

*Melissa, Fateh, Amer, Fateh, Mehdi et Salim*

*Merci d'être toujours là pour moi*

*Mounira*

# DÉDICACE

Je dédie cet ouvrage

## *A mes chers parents*

Qui m'ont toujours indéfectiblement soutenu et qui n'ont épargné aucun effort pour me rendre heureuse, qu'ils trouvent ici ma profonde reconnaissance. Puisse Dieu vous donner une longue et joyeuse vie.

## *Mon mari adoré*

Kamel, qui a su partager avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail et qui m'a chaleureusement soutenu tout au long de mon parcours.

## *A Mes Frères et Sœurs*

Zizou (Abd Essalam) et Anis, Dalya et malika ,Dehbia pour leur goût à l'effort qu'ils ont suscité en moi durant toutes mes années d'études.

## *A ma belle-famille*

Les mots me manquent pour exprimer combien votre présence et votre soutien me touche.

## *A ma famille*

Qui me donnent tant d'amour et de vivacité ainsi que tous mes proches.

## *A mon binôme et chère amie Mounira et sa famille*

Pour sa patience infinie et à qui je souhaite amour et succès dans tout ce qu'elle entreprend dans sa vie

## *A tous mes amis(es)*

*Melissa, Fateh, Amer, Fateh ,Mehdi et Salim*

*Merci d'être toujours là pour moi*

***DAH'BIA***

# REMERCIEMENT

*En premier lieu, on tient à remercier **Dieu** le tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce modeste travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos cotés.*

*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.*

*On désire aussi remercier notre promotrice Madame **HADDAD.MALEK.O** pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils qui ont contribué à alimenter notre réflexion.*

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

*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.*

## **SOMMAIRE**

### ***Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage***

I Introduction.....	1
I.1 Description de l'ouvrage.....	1
I.1.1 Caractéristiques géométriques .....	1
I.2 Réglementations utilisées .....	2
I.3 Eléments de l'ouvrage .....	2
I.3.1 La superstructure.....	2
I.3.2 L'infrastructure .....	4
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	4
I.4.1 Béton .....	5
I.4.2 Acier.....	8
I.5 Protection des armatures .....	11
Conclusion.....	11

### ***Chapitre II : Pré-dimensionnement***

II Introduction .....	12
II.1 Pré-dimensionnement des planchers .....	12
II.1.1 Planchers en corps creux.....	12
II.1.2 Dalle pleine .....	13
II.2 Pré-dimensionnement des voiles .....	14

II.3 Pré-dimensionnement des poutres .....	15
II.3.1 Poutres principales .....	16
II.3.2 Poutres secondaires .....	16
II.3.3 Poutre de chaînage .....	17
II.3.4 Poutre palière .....	18
II.4 Pré dimensionnement des poteaux .....	18
II.5 Détermination des charges et surcharge .....	19
II.5.1 Charges permanentes .....	19
II.5.2 Surcharges d'exploitations .....	24
II.6 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.....	24
II.6.1 Surface d'influence .....	24
II.6.2 Poids propre des éléments.....	25
II.7 La loi de dégression des charges .....	26
II.7.1 Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges .....	27
II.8 Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1) .....	28
II.8.1 Vérification de la condition de non flambement des poteaux.....	28
Conclusion.....	29

### ***Chapitre III : Calcul des éléments***

III INTRODUCTION.....	30
III.1 Acrotère.....	30

III.1.1 Définition et rôle de l'acrotère .....	30
III.1.2 Caractéristiques géométriques de l'acrotère.....	30
III.1.3 Calcul des sollicitations .....	30
III.1.4 Les combinaisons de charges .....	31
III.1.5 Ferrailage de l'acrotère.....	32
III.1.5.1 Calcul à l'ELU .....	32
III.1.6 Vérifications à l'ELU .....	34
III.1.7 Vérification à l'ELS .....	37
Conclusion.....	39
III.2 Plancher.....	40
III.2.1 Calcul des planchers en corps creux .....	40
III.2.2 Calcul de la dalle de compression .....	40
III.2.2.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles .....	40
III.2.2.2 Armatures parallèles aux poutrelles.....	41
III.2.2.3 Dimensionnement de dalle de compression .....	41
III.2.3 Calcul des poutrelles .....	42
III.2.3.1 Dimensionnement des poutrelles.....	42
III.2.4 Choix de la méthode de calcul .....	47
III.2.4.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire BAEL91 modifié 99 (Art B.6.2.210).....	47
III.2.5 Principe de la méthode forfaitaire .....	48
III.2.6 Calcul des moments en travée et en appuis en fonction de $M_0$ .....	50

III.2.7 Ferrailage à L'ELU .....	64
III.2.8 Vérification à l'ELU .....	66
III.2.9 Vérification à l'ELS .....	70
Conclusion.....	72
III.3 Poutre de chaînage .....	73
III.3.1 Dimensionnement de la poutre de chaînage.....	73
III.3.2 Détermination des charges et surcharges .....	73
III.3.3 Combinaison de charges .....	73
III.3.4 Calculs a l'ELU.....	74
III.3.5 Ferrailage à ELU .....	75
III.3.5.1 Les armatures longitudinales .....	75
III.3.5.2 Les armatures transversales .....	76
III.3.6 Vérification à ELU .....	77
III.3.7 Calcul et vérification à ELS .....	80
Conclusion.....	81
III.4 Balcon en dalle pleine .....	84
III.4.1 Dimensionnement .....	84
III.4.2 Détermination des charges et des surcharges .....	84
III.4.3 Les combinaisons des charges.....	85
III.4.4 Calcul a l'ELU.....	85
III.4.5 Ferrailage à l'ELU.....	86
III.4.6 Vérifications à l'ELU .....	87

III.4.7 Calcul a l'ELS .....	88
III.4.8.Vérification à l'ELS .....	89
III.4.9.Vérification de la dalle pleine au séisme (RPA 99 / Art A.6.2.3) .....	90
III.5 Etude de l'escalier .....	92
III.5.1 Introduction .....	92
III.5.2 Caractéristiques dimensionnelles .....	92
III.5.2.1 Terminologie.....	92
III.5.2.2 Dimensionnement .....	93
III.5.3 Détermination des Charges et surcharges pour 1m de projeté horizontale .....	94
III.5.4 Calcul des efforts internes pour 1 m de largeur.....	95
III.5.5 Ferrailage des paillasse .....	98
III.5.6 Vérification a l'ELU .....	99
III.5.7 Calcul à l'état limite de service ELS .....	100
III.5.8 Vérification à l'ELS .....	103
III.5.9 Vérification de la flèche BAEL91 modifié 99(Art. B.6.5.2).....	105
Conclusion.....	107
III.6 Etude de la poutre palière.....	108
III.6.1 Définition .....	108
III.6.2 Pré dimensionnement .....	108
III.6.3 Détermination des charges revenant à la poutre .....	109
III.6.4 Calcul à l'ELU .....	109
III.6.5 Vérification à l'ELU .....	111

III.6.6 Calcul à l'ELS .....	113
III.6.7 Vérification à ELS.....	114

### ***Chapitre IV : Présentation de logiciel***

IV Introduction.....	117
IV.1 Description du logiciel ETABS .....	117
IV.2 Etapes de Modélisation .....	118
IV.2.1 Introduction de la géométrie de la structure à modéliser .....	118
IV.2.2 Spécification des propriétés mécaniques des matériaux .....	122
IV.2.3 Spécification des propriétés géométriques des éléments .....	123
IV.2.4 Définition des charges statiques (G, Q) .....	126
IV.2.5 Chargement des éléments.....	129
IV.2.6 Introduction des combinaisons d'actions .....	129
IV.2.7 Spécifier les conditions aux limites.....	130
IV.2.8 Lancement de l'analyse .....	132
Conclusion.....	132

### ***Chapitre V : Etude Dynamique***

V.1 Introduction .....	133
V.2 Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2) .....	133
V.3 Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3).....	133
V.4 Vérification des exigences du RPA.....	134

V.4.1. Vérification de la période empirique T .....	134
V.4.2. Vérification de l'excentricité.....	135
V.4.3 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	137
V.4.4. Justification du système de contreventement .....	137
V.4.5. Vérification de l'effort tranchant à la base .....	142
V.4.6 Vérification des déplacements .....	147
V.4.7. Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	149
Conclusion.....	152

### ***Chapitre VI : Poteaux***

VI Introduction.....	153
VI.1 Recommandation du RPA 2003.....	153
VI.2 Calcul du ferrailage à L'ELU .....	156
VI.3 EXEMPLE DE CALCUL MANUEL.....	158
VI.4 Ferrailage des poteaux .....	160
VI.5 Vérification à l'ELU .....	161
VI.6 Vérification à L'ELS.....	165
Conclusion.....	168

### ***Chapitre VII : Poutres***

VII Introduction.....	169
VII.1 Recommandations du RPA99/version 2003.....	169

VII.2 Calcul des armatures longitudinales .....	170
VII.3 Vérification des armatures longitudinales .....	173
VII.4 Vérification à L'ELS .....	179
VII.5 Vérification de la flèche .....	180
Conclusion.....	181

### ***Chapitre VIII : Voiles***

VIII Introduction .....	182
VIII.1 Combinaison d'action .....	182
VIII.2 Exposé de la méthode de calcul .....	182
VIII.3 Armatures verticales.....	184
VIII.4 Armatures horizontales .....	185
VIII.5 Armatures transversales :(article 7.7.4.3 du RPA 2003).....	186
VIII.6 Armatures de coutures.....	186
VIII.7 Armatures du potelet .....	186
VIII.8 Dispositions constructives.....	186
VIII.9 Vérifications .....	187
VIII.10 Exemple de calcul .....	188

### ***Chapitre IX : Fondations***

IX.1 Introduction.....	195
IX.2 Etude géotechnique du sol .....	195

IX.3 Choix du type de fondation .....	196
IX.4 Dimensionnement .....	196
IX.4.1 Semelles filantes .....	196
IX.5 Calcul du radier général .....	199
IX.5.1 Pré dimensionnement du Radier .....	200
IX.5.2 Vérifications.....	205
IX.5.2.1 Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 modifie 99(Art A.5.1.1).....	205
IX.5.2.2 Vérification de la stabilité du radier .....	206
IX.5.2.3 Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91 modifie 99] .....	207
IX.5.2.3 Vérification de l'effort de sous pression [Art.3.634/DTR-BC 2.331] .....	209
IX.5.3 Ferrailage du radier .....	209
IX.5.3.1 Ferrailage de la dalle du radier .....	209
IX.5.4 Vérifications à l'ELU.....	212
IX.5.4.1 Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91 révisé 99] .....	212
IX.5.5 Vérification à L'ELS.....	213
IX.5.5.1 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier .....	213
IX.6 Ferrailage du débord .....	215
IX.6.1 Calcul des armatures .....	215
IX.7 Ferrailage de la nervure .....	216
IX.7.1 Détermination des charges .....	217
IX.7.2 Diagramme des sollicitations .....	221

IX.7.3 Calcul des armatures .....	225
IX.7.4 Vérification à l'ELU.....	226
IX.7.5 Vérification à L'ELS .....	228

## ***Liste des tableaux***

### ***Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.***

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers .....	9
---	---

### ***Chapitre II : Pré- dimensionnement***

Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA .....	18
Tableau II-2 : charges permanentes du plancher terrasse.....	20
Tableau II-3 : Plancher d'étage courant en corps creux.....	21
Tableau II-4 : Dalle pleine de balcon .....	22
Tableau II-5 : charges permanentes du mur extérieur.....	22
Tableau II-6 : charges permanentes du mur intérieur .....	22
Tableau II.7 : valeur des charges permanente du voile .....	23
Tableau II-8 : valeur des surcharges d'exploitation .....	24
Tableau II-9 : Détermination des sections des poteaux.....	27
Tableau II-10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99 .....	28
Tableau II-11 : Vérification au flambement.....	29

### ***Chapitre III : Calcul des éléments***

Tableau III-1 : Détermination du poids propre de la volée .....	94
Tableau III-2 : Détermination du poids propre du palier .....	95

## ***Chapitre V : Etude Dynamique***

Tableau V-1: Vérification de l'excentricité .....	136
Tableau V-2 : Tableau (4.2/RPA 99) .....	145
Tableau V-3 : pénalité d'observation ou non du critère q .....	146
Tableau V-4 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant (x).....	149
Tableau V-5: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant (y).....	149

## ***Chapitre VI : Poteaux***

Tableau VI-1 : Paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.....	153
Tableau VI-2: Tableaux ferraillements des différents poteaux .....	160
Tableau VI-3 : Choix des armatures longitudinales .....	161
Tableau VI-4 : Coefficients correcteurs " $\rho$ " en fonction de l'élanement géométrique du poteau " $\lambda g$ " .....	162
Tableau VI-5 : Quantité minimale d'armatures transversales.....	163
Tableau VI-6 : vérification du ferraillement a l'ELS .....	165
Tableau VI-7 : Vérification de l'état limite de compression du béton et dans l'acier .....	168

## ***Chapitre VII : Poutres***

Tableau VII-4 : Résumer de la vérification de l'état limite de service du béton dans les poutres secondaires .....	172
Tableau VII-2 : Ferraillement des poutres secondaires .....	173
Tableau VII-3 : Résumer de la vérification de l'état limite de service du béton dans les poutres principales .....	181

Tableau VII-1 : Ferrailage des poutres principales .....	181
--	-----

### ***Chapitre VX : Fondations***

Tableau IX-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) .....	196
Tableau IX-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale).....	197
Tableau IX-3 : Résultante des charges sous poteaux .....	198
Tableau IX-4 : Calcul du moment de renversement .....	206
Tableau IX-5 : Vérification des contraintes du sol sous le radier à l'ELU .....	207
Tableau IX-6 : Vérification des contraintes du sol sous le radier à l'ELS.....	207
Tableau IX-7 : Calcul de la section d'armatures .....	212
Tableau IX-8 : Vérification de la condition de non fragilité.....	213
Tableau IX-9 : Calcul des contraintes .....	214
Tableau IX-10 : Calcul des charges de la nervure sens (X-X).....	219
Tableau IX-11 : Calcul des charges de la nervure sens (Y-Y).....	220
Tableau IX-12 : Tableau les efforts internes dans les nervures .....	225
Tableau IX-13 : Vérification de Condition de non fragilité.....	226
Tableau IX-14 : Calcul des contraintes .....	229

## *Liste des figures*

### *Chapitre I : Présentation de l'ouvrage*

Figure I-1 : Diagramme simplifié contraintes déformation du béton à l'ELU.....	6
Figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	7
Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier .....	10

### *Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments*

Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux .....	13
Figure II-2 : Section réduite du voile .....	14
Figure II-3 : Plancher en corps creux de terrasse (inaccessible) .....	20
Figure II-4 : Plancher d'étage courant en corps creux .....	21
Figure II-5 : Dalle pleine de balcon .....	21
Figure II-6 : Coupe transversale de l'acrotère.....	23
Figure II-7 : Surface d'influence .....	24
Figure II-8 : loi dégression des surcharges d'exploitations.....	26

### *Chapitre III : Calcul des éléments*

Figure III-1 : Coupe transversale de l'acrotère .....	30
Figure III-2 : Diagrammes des efforts internes (M, N, T).....	31
Figure III-3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée .....	32

Figure III-4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	33
Figure III-5 : Schéma de Ferrailage de l'acrotère .....	39
Figure III-6: coupe transversale du plancher.....	40
Figure III-7: Surfaces revenant aux poutrelles .....	43
Figure III-8 : Schéma statique de la poutre reposant sur 2 appuis .....	44
Figure III-9 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 3 appuis .....	50
Figure III-10 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 9 appuis .....	53
Figure III-11 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 3 appuis .....	59
Figure III-12 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 9 appuis .....	61
Figure III-13 : Plan de ferrailage du plancher .....	72
Figure III-14 : schéma statique de la poutre chaînage a l'ELU .....	74
Figure III-15 : Schéma statique de la poutre chaînage a l'ELS .....	80
Figure III-16: Ferrailage de la poutre chaînage.....	83
Figure III-17 : Schéma Statique du balcon.....	84
Figure III-18 : Ferrailage du balcon .....	91
Figure III-19 : Schéma de l'escalier .....	92
Figure III-20: Schéma statique de l'escalier à l'ELU .....	95
Figure III-21 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU .....	97
Figure III-22 Section droite de la paillasse a étudié.....	98
Figure III-23 : Schéma statique à l'ELS.....	101
Figure III-24 : Diagramme des efforts internes à l'ELS .....	103
Figure III-25 : Schéma de ferrailage des escaliers .....	107

Figure III-26 : Schéma de la poutre palière.....	108
Figure III-27 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant .....	110
Figure III-28 : Diagramme des efforts interne à l'ELS .....	114
Figure III-29 : Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	116

### ***Chapitre IV : Présentation de logiciel***

Figure IV-1 : Version utilisée du logiciel ETABS .....	117
Figure IV-2 : Icône Application ETABS .....	118
Figure IV-3 : Choix des unités .....	119
Figure IV-1 : Démarrer un nouveau model.....	119
Figure IV-2 : Introduction de la géométrie de base .....	120
Figure IV-3 : Les lignes de construction.....	120
Figure IV-4 : Définition des étages .....	121
Figure IV-5 : Affichage en plan et en 3D.....	121
Figure IV-6 : Définir les propriétés mécaniques des matériaux.....	122
Figure IV-7 : Caractéristiques du béton .....	122
Figure IV-11 : Définition des poutres .....	123
Figure IV-12 : Définition des poteaux .....	123
Figure IV-13 : Définition des éléments surfaciques.....	124
Figure IV-8 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.....	125
Figure IV-15 : Définition des charges statiques.....	126
Figure IV-16 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003 .....	127

Figure IV-17 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003 .....	127
Figure IV-18 : Définition des charges sismiques .....	128
Figure IV-19 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales .....	128
Figure IV-20 : Introduction des combinaisons d'actions.....	129
Figure IV-21 : Définition des options d'analyse.....	130
Figure IV-22 : Définition de la masse sismique.....	130
Figure IV- 23 : Définition des Diaphragmes.....	131
Figure IV-24 : Vue en plan après l'assignement des diaphragmes.....	131
Figure IV-25 : Lancement de l'analyse .....	132

### *Chapitre V : Etude Dynamique*

Figure V-1: Etapes pour détermination de la période .....	134
Figure V-2 : Résultats d'analyse dynamique ETABS.....	135
Figure V-3 : Vérification de l'excentricité .....	136
Figure V-4 : Résultats d'analyse dynamique ETABS.....	137
Figure V-5: Etapes à suivre pour détermination des pourcentages relatifs des charges .....	138
Figure V-6 : Effort repris par l'ensemble (bâtiment) selon EX .....	139
Figure V-7 : Effort repris par les voiles selon EX.....	139
Figure V-8 : Effort repris par l'ensemble (bâtiment) selon EY .....	140
Figure V-9 : Effort repris par voile selon EY.....	141
Figure V-10 : Effort repris par l'ensemble du bâtiment (poids) .....	141
Figure V-11 : Effort repris par les voiles (poids) .....	142

Figure V-12 : Spectre de réponse d'accélération suivant le RPA 99 .....	146
---	-----

### ***Chapitre VI : Poteaux***

Figure VI-1 : Schéma de calcul en flexion composée.....	156
Figure VI-2 : Exemple de calcul avec SOCOTEC.....	159
Figure VI-3 : Section d'acier donnée par SOCOTEC.....	159
Figure VI-4 : Zone nodale des poteaux .....	164

### ***Chapitre VII : Poutres***

Figure VII-1: Disposition des armatures tendus S.S.A .....	171
Figure VII-2: Disposition des armatures tendus S.S.A .....	171
Figure VII-3 : Délimitation de la zone nodale .....	178
Figure VII-4 : la flèche selon le sens X-X .....	171
Figure VII-5 : la flèche selon le sens Y-Y .....	171

### ***Chapitre VIII : Voiles***

FigureVIII-1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C) .....	183
Figure VIII-2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C) .....	184
Figure VIII-3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T) .....	184
Figure VIII-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles .....	187

## *Chapitre IX : Fondations*

Figure: IX-1 : La coupe verticale du radier.....	202
Figure IX-2 : Périmètre utile des poteaux .....	208
Figure IX-3 : Périmètre utile des voiles .....	208
Figure IX-4 : Schéma statique du débord.....	215
Figure IX-5 : Présentation des chargements simplifiés.....	217
Figure IX-6 : Schéma statique de la nervure a l'ELU .....	221
Figure IX-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	221
Figure IX-8 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU .....	221
Figure IX-9 : Schéma statique de la nervure a l'ELS .....	222
Figure IX-10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.....	222
Figure IX-11 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS .....	222
Figure IX-12 : Schéma statique de la nervure a l'ELU .....	223
Figure IX-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	223
Figure IX-14 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU .....	223
Figure IX-15 : Schéma statique de la nervure a l'ELS .....	224
Figure IX-16 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.....	224
Figure IX-17 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.....	224

# Introduction Générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

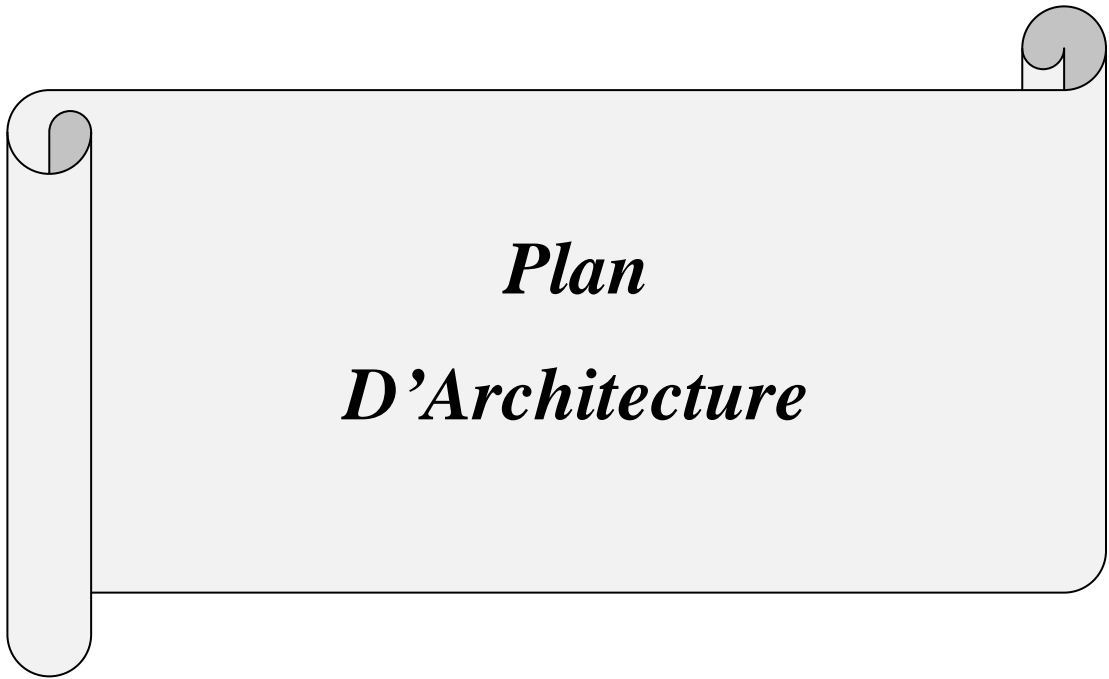
Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol. Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la fiabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales. Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et commercial) en R+7, contreventé par voiles porteurs.

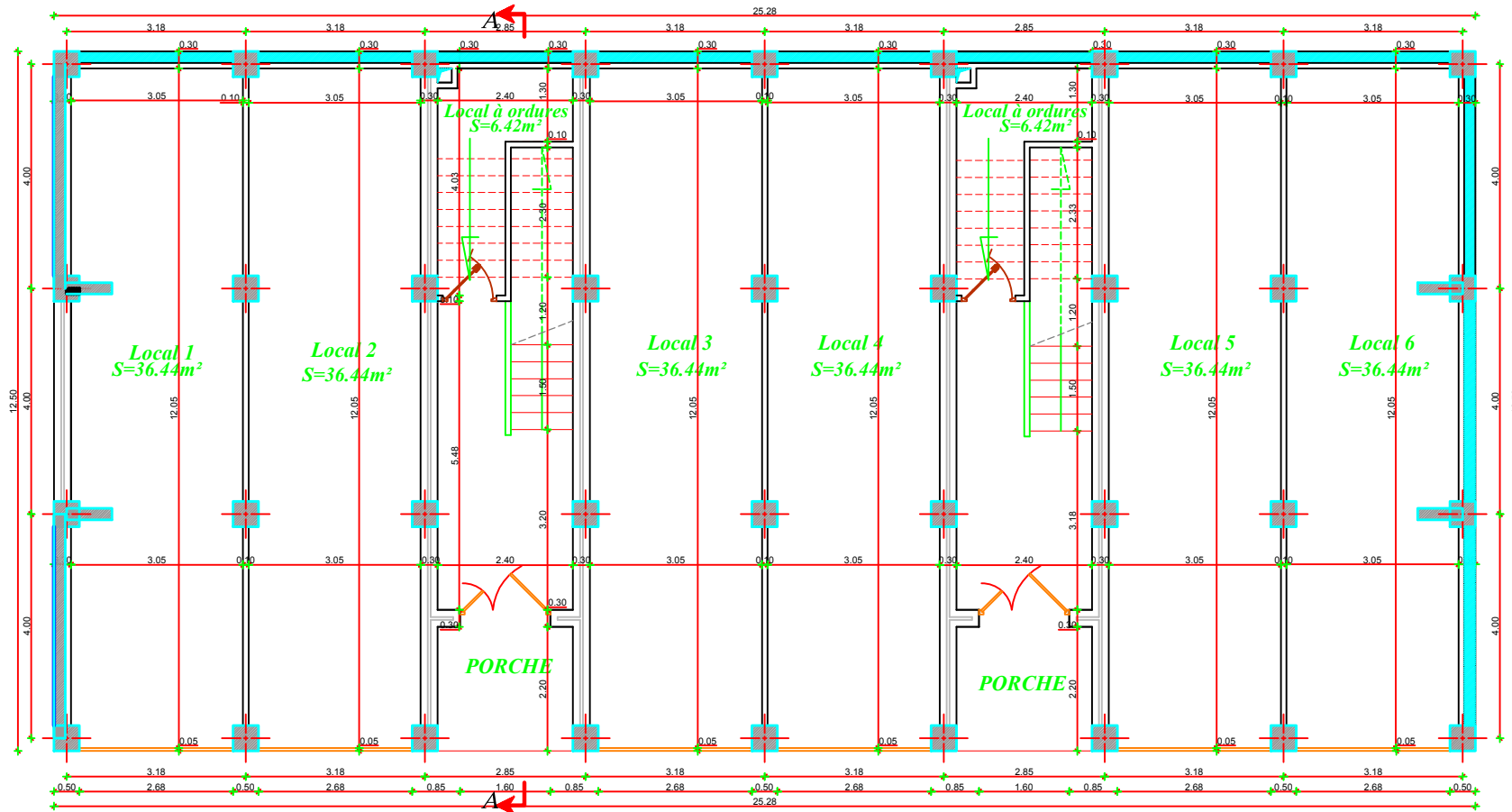
L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99.V2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R. BC 2.2. Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, Ce mémoire est constitué des parties suivantes :

- ❖ Le premier chapitre : qui est consacré pour les généralités.
- ❖ Le deuxième chapitre : pré dimensionnement des éléments structuraux.
- ❖ Le troisième chapitre : calcul des éléments.
- ❖ Le quatrième chapitre : modélisation de la structure.
- ❖ Le cinquième chapitre : vérification RPA.
- ❖ Le sixième chapitre : ferrailage des éléments.
- ❖ Le dernier chapitre : l'étude des fondations.

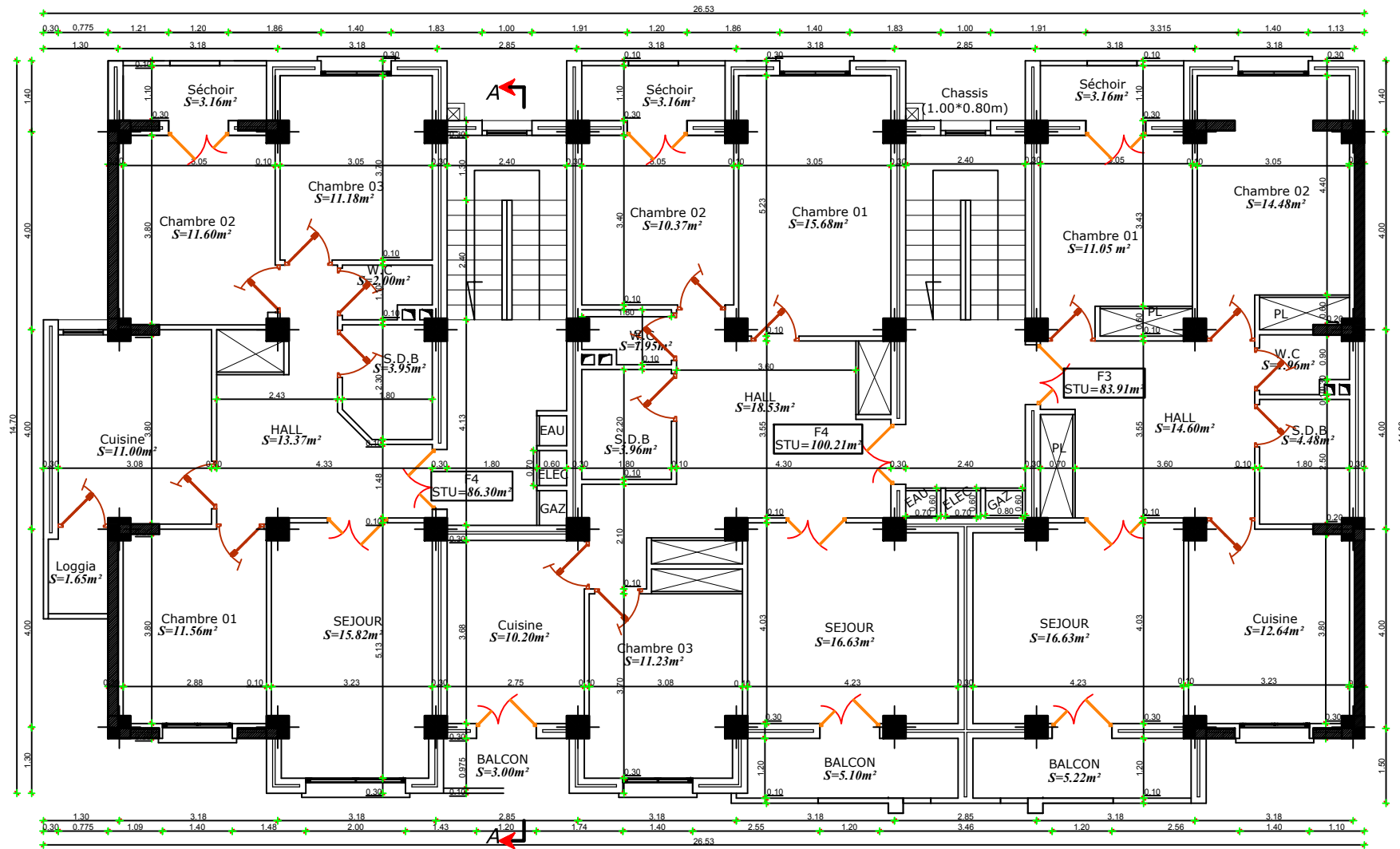
Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.



*Plan*  
*D'Architecture*



Plan D'aménagement  
REZ DE CHAUSSEE



Plan D'aménagement  
DE L'ETAGE COURANT



Plan De Façade



***Chapitre I :***  
***Présentation de l'ouvrage***

## I Introduction

L'étude des ouvrages en Génie Civil se fera de telle manière à assurer sa rigidité et sa stabilité en calculant les éléments résistants le constituant, tout en tenant compte de l'aspect économique. Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (révisé2003) et les règles du (BAEL91/modifié99).

### I.1 Description de l'ouvrage

Le projet en question consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+7) à usage multiples (commerces et habitations). Cet ouvrage est de moyenne importance (groupe d'usage 2), implanté à TIZI-OUZOU (lotissement 42 Hesnaoua), classée selon règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le rapport du sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur de  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars à 1 m de profondeur. Cette contrainte correspond à un sol meuble S<sub>3</sub>.

La structure est composée de :

- 07 étages courants à usage d'habitation
- 01 RDC à usage commercial
- 02 cages d'escalier.
- 01 terrasse inaccessible.

#### I.1.1 Caractéristiques géométriques

##### ➤ En plan

- Longueur totale du bâtiment : 26,08 m.
- Largeur totale du bâtiment : 14,90 m.

##### ➤ En élévation

- Hauteur d'étage courant : 3,06 m.
- Hauteur de RDC : 4,08 m.
- Hauteur totale : 25,50 m.

## I.2 Réglementations utilisées

L'étude sera menée selon les règles suivantes :

- Règles parasismique algériennes (RPA99 /version 2003)
- Règles technique de conception de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91révisé 99).
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2.2).

## I.3 Eléments de l'ouvrage

### A. La superstructure

C'est la partie de la construction située au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

#### A.1. Ossature

Le bâtiment à une ossature mixte composé de :

- Portiques (poteaux -poutres) transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et les surcharges verticales.
- Voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), servant de contreventement vis -à- vis des charges horizontales dues au séisme.
- L'ensemble (voiles, portiques) constitue un contreventement rigide qui assure la stabilité de l'ouvrage.

#### Système de coffrage

On a deux types de coffrages :

- Coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.
- Coffrage en bois pour les portiques.

#### A.2. Planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. Dans notre projet y a deux types de planchers :

► **Planchers en corps creux** : Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

- Nervures : appelées poutrelles. Elles reposent à leurs extrémités sur les poutres principales et reprennent la totalité des charges permanente et les surcharges.
- Remplissage en corps creux : Il est disposé entre les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et isolant phonique.
- Dalle de compression en béton armé : dalle en béton de 4cm à 5cm, armée d'un quadrillage d'armatures pour limiter les risques de fissuration.

► **Dalle pleine en béton armé** : 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. Dans notre structure, on a utilisé ce type de plancher au niveau :

- Des paliers de repos et d'arrivée des escaliers.
- Balcon.

### A.3. Maçonnerie

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de deux types de murs :

- **Les murs extérieurs et les murs de séparation entre deux logements**

Sont constitués de doubles parois en maçonnerie de briques (10+10 cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur qui assure l'isolation thermique.

- **Murs intérieurs :**

Sont réalisés en maçonnerie de brique creuse d'épaisseur égale a 10cm pour les murs de séparation des pièces et de (10+10) pour les murs de séparations des appartements.

### A.4. Escalier

Le bâtiment est composé de deux cages d'escaliers qui relient tous les différents étages. Ces derniers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasse en béton armé coulés sur place.

### A.5. Revêtement

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- 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'eaux.
- Le plancher terrasse sera recouvert d'une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### **A.6. Balcon**

Ils sont réalisés en dalle pleine.

#### **A.7. Acrotère**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un élément en béton armé dont la hauteur est de 70 cm et 10 cm d'épaisseur.

#### **A.8. Terrasse inaccessible**

Notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible.

### **B. L'infrastructure**

C'est la partie de la construction située au-dessous du sol, elle contient

#### **B.1. les fondations**

Les fondations sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

Différents type de fondation ;

- Fondation superficielle.
- Fondation semi- profonde.
- Fondation profonde.

#### **I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction

seront conformes au Règlement Parasismique Algérien RPA Version 2003, et au règlement du béton armé aux états limite BAEL91 modifié 99.

#### I.4.1 Béton

Le béton est un mélange optimal de granulats (sable + graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression. Du point de vue mécanique, il est donc défini par sa résistance à la compression.

##### a. Résistance Caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression, mesurée à l'âge de 28 jours et notée  $f_{c28}$ . Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées (de diamètre  $\varnothing = 16$  cm, hauteur,  $h = 32$  cm).

Dans notre étude, on prendra :  $f_{c28} = 25$  MPa.

Pour  $j < 28$  jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right. \longrightarrow \text{(BAEL91 modifié 99(Art A.2.1, 11))}$$

##### b. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \\ f_{cj} < 60 \text{ MPa} \end{array} \right. \longrightarrow \text{(BAEL 91 modifié 99(Art A.2.1, 12))}$$

Dans notre cas :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$

##### c. Etats limites

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. Ils se classent en deux catégories :

✓ **État limite ultime (ELU) :**

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. Cette limite correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_b = 1,15$  → En situation accidentelle

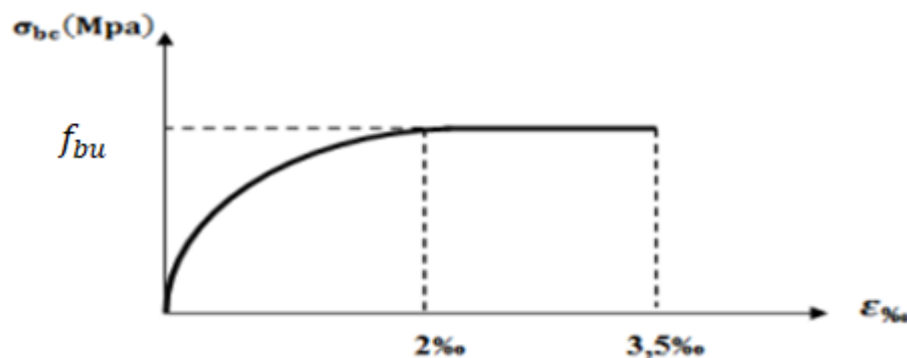
$\gamma_b = 1,5$  → En situation courante

$\theta$  : coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$\theta = 1$  → Si la durée d'application est > 24 heures

$\theta = 0,9$  → Si la durée d'application est entre 1h et 24 heures

$\theta = 0,85$  → Si la durée d'application est < 1 heure



**Figure I-1 : Diagramme simplifié contraintes déformation du béton à l'ELU.**

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression.

Pour  $\epsilon_{bc} < 2$  ‰ on applique la loi de Hooke définie par :  $\sigma_{bc} = E_b \times \epsilon_{bc}$

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰.

Avec :

$E_b$ : Module de Young

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique : la déformation relative est limitée à  $\epsilon_{bc} < 2$  ‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique) :  $2$  ‰  $\leq \epsilon_{bc} \leq 3,5$  ‰

✓ **État limite de service (ELS)**

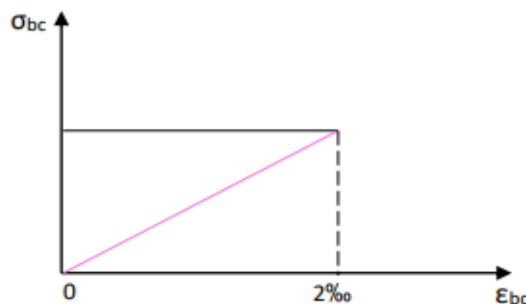
C'est l'état au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

La contrainte à l'état limite de service est donnée par

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{Tel que : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

À l'état limite de service le béton est en phase plastique d'où le diagramme est le suivant :



**Figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.**

**d. Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1, 21]**

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

$$\tau_{bc} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \longrightarrow \quad (\text{BAEL 91 modifié 99(Art A.5.1, 1)})$$

Avec :

$V_u$  : la valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU).

$b_0$  : la largeur de l'âme.

$d$  : valeur de la hauteur utile.

Selon l'article **A.5.1, 211 du BAEL91**, la contrainte limite de fissuration est limitée selon le type de fissuration comme suit :

$$\text{Fissuration peu nuisible} \quad \rightarrow \quad \tau_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \quad \rightarrow \quad \tau_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

**e. Module d'élasticité longitudinal**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

- **Module de déformation longitudinale instantanée du béton**

Lorsque la contrainte normale appliquée inférieure à 24h,

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

$$\text{À } j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différée du béton**

Pour une longue durée d'application de contrainte:

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

A 28 jours ; on aura :

$$E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

**f. Module d'élasticité transversal**

Le module de déformation transversale, notée G, est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson  $\nu$  : (Art A.2. 1, 3/ BAEL91 modifié 99)**

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à :

- ◆  $\nu = 0$  (à l'ELU).
- ◆  $\nu = 0,2$  (à l'ELS).

## I.4.2 Acier

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'aciers	Nomination	Limite d'élasticité $f_e$ [MPa]	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\psi$ )
Aciers en barres	Haute Adhérence (HA) FeE400	400	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ( $\Phi < 6\text{mm}$ )	520	8‰	1.3	1

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

**a. Module d'élasticité longitudinale :**

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art: A.2.2,1/BAEL 91 modifié 99}).$$

**b. Contraintes limites:**

- **Contrainte limite de calcul (ELU) :** (Art A.4. 3, 2/ BAEL91 modifié 99).

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1,15$  → Situation durable.

$\gamma_s = 1$  → Situation accidentelle.

- **Contrainte maximale des armatures tendues (ELS) :**

A fin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

➤ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e \rightarrow (\text{A.4.5,32/BAEL91 modifié 99}).$$

➤ **Fissuration préjudiciable :**

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad (\text{Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99}).$$

➤ **Fissuration très préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad (\text{Art A.4. 5, 34/ BAEL91 modifié 99}).$$

Avec :

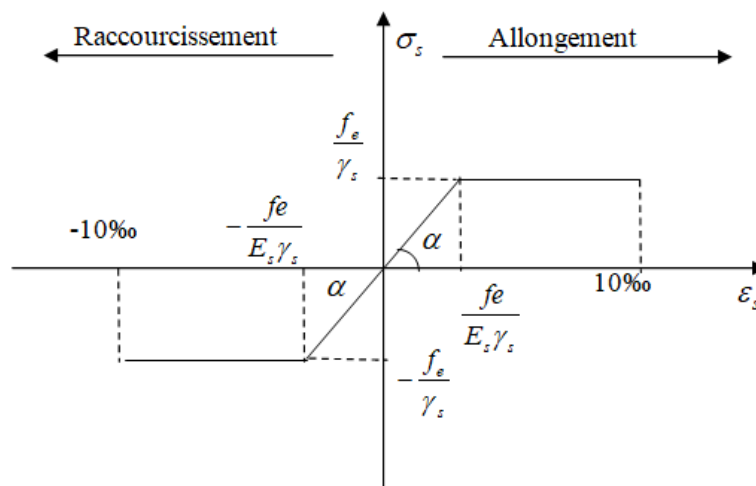
$\eta$ : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1.6 & \rightarrow \text{pour l'adhérence (HA) de diamètre } \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.3 & \rightarrow \text{pour les HA } < 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.0 & \rightarrow \text{pour les ronds lisses.} \end{cases}$$

• **Diagrammes des contraintes – déformations de calcul :**

(Art A.2.2, 2/ BAEL91 modifié 99).

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :



**Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.**

Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'ELS est conventionnellement défini par la figure I.3 (Art A.2.2,2/BAEL91 modifié 99).

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

**I.5 Protection des armatures : (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99).**

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ✓ **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓ **C ≥ 3 cm** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- ✓ **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

**Conclusion**

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la compose ainsi que le choix de matériaux utilisés, sa dans le but d'approfondir cette étude pour faire un pré-dimensionnement précis dans le chapitre que nous entamerons prochainement, afin d'assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre structure.



***Chapitre II :***  
***Pré-dimensionnement des***  
***éléments***

## II. Introduction

Comme on la cité déjà dans le premier chapitre, ce deuxième chapitre est consacré aux pré-dimensionnement des éléments qui constituent notre construction. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

### II.1. Pré-dimensionnement des planchers

#### II.1.1 Planchers en corps creux

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalles de compression.

➤ **Pré dimensionnement du plancher :**

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :

$$h_t = \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{Article B.6.8, 424 BAEL 91/révisée 99})$$

Avec :

$L_{max}$ : portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles.

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

**Remarque :**

Dans un premier temps on prend la section du poteau exigé par le RPA pour une zone sismique (Zone IIa) égale à (30x 35) cm<sup>2</sup>.

Le RPA exige min (b, h) cm en zone IIa on prend min=30cm

$$L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm} \quad \text{Par suite : } h_t = \frac{L_{max}}{22,5}$$

$$h_t = \frac{370}{22,5} = 16,44 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur :  $h_t = (16 + 4) \text{ cm}$

Epaisseur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

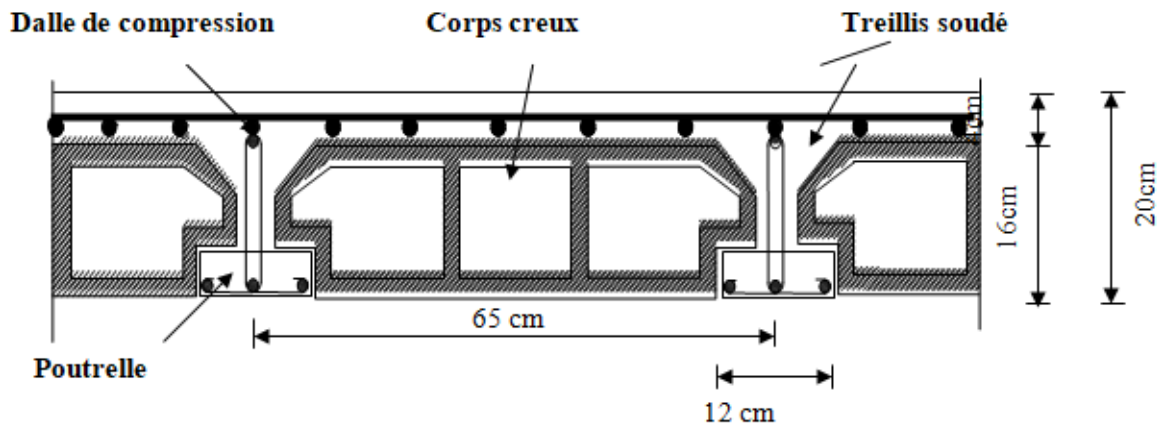


Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

### II.1.2 Dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

$L_0$  : La portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1,35 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{1,35}{10} = 0,135 \text{ m} = 13,5 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

**II.2 Pré-dimensionnement des voiles :**

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

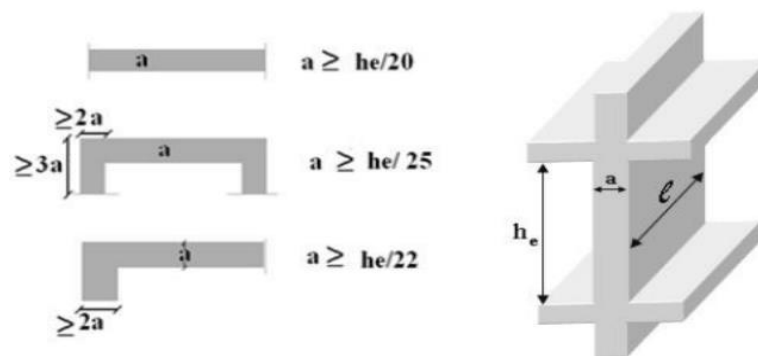
Selon le **RPA 99 modifié 2003, Art [7.7.1]** ; les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante:  $L \geq 4a$

Avec :

$a$ : épaisseur du voile.

$L$ : portée minimal du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm ( $a \geq 15\text{ cm}$ , (elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions e de rigidité aux extrémités.



**Figure II-2 : Section réduite du voile.**

Avec :

Dans notre cas le cas le plus défavorable est  $a \geq \frac{h_e}{20}$

$h_e = h - e_p$  Tel que :  $e_p$ : Hauteur du plancher = 20cm (16+4)

✓ **Pour RDC**

$$H_{RDC} = 4,08\text{ m} = 408\text{ cm} \Rightarrow h_e = 408 - 20 = 388\text{ cm} \Rightarrow a \geq \frac{388}{20} = 19,4\text{ cm}$$

On prend :  $a = 20\text{ cm}$

✓ Pour les étages courants :

$$H_{ec} = 3,06 \text{ m} = 306 \text{ cm} \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

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

**Conclusion :**

On adopte une épaisseur de 20 cm pour RDC et les étages courants.

### II.3 Pré-dimensionnement des poutres

On distingue deux types de poutres :

- ✓ Poutres principales (PP) : sont perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ Poutres secondaires(PS) : sont parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement de la poutre doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right. \quad \text{(BAEL91 modifié 99, Art A.4.14)}$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : portée maximale entre nus d'appuis.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art 7.5.1)}$$

### II.3.1 Poutres principales (PP)

Disposées perpendiculairement aux poutrelles suivant le sens transversal.

- La hauteur est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\text{ax}}}{15} \leq h_{\text{pp}} \leq \frac{L_{\text{ax}}}{10}$$

$$\text{AN: } L_{\text{ax}} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h_{\text{pp}} \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h_{\text{pp}} \leq 37,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_{\text{pp}} = 35 \text{ cm}$$

- La largeur est donnée par la formule suivante :

$$0,4 h \leq b_{\text{pp}} \leq 0,7 h$$

$$\text{AN: } 0,4 \times 35 \leq b_{\text{pp}} \leq 0,7 \times 35$$

$$\Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b_{\text{pp}} \leq 24,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } b_{\text{pp}} = 30 \text{ cm}$$

### II.3.2 Poutres secondaires (PS)

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres Principales.

- La hauteur est donnée par :  $\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h_{\text{ps}} \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$

$$L_{\text{max}} = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$$

$$\text{AN: } \frac{295}{15} \leq h_{\text{ps}} \leq \frac{295}{10}$$

$$19,66 \text{ cm} \leq h_{\text{ps}} \leq 29,5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h_{\text{ps}} = 35 \text{ cm.}$$

- La largeur est donnée par la formule suivante :

$$0,4h \leq b_{ps} \leq 0,7h .$$

$$\text{AN : } 0,4 \times 35 \leq b_{ps} \leq 0,7 \times 35 .$$

$$\Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b_{ps} \leq 24,5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } b_{ps} = 30 \text{ cm} .$$

### II.3.3 Poutre de chaînage

Ce sont des poutres qui reposent sur deux appuis, elles servent à relier les poutres des consoles entre elles. Elles supportent leur poids propre et le poids du plancher ainsi que le poids de la cloison.

$$\text{La hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pch} \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Art A.4.14/ BAEL 91modifié99})$$

Avec :

$h_{pch}$  : Hauteur de la poutre de chaînage.

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pch} \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{375}{15} \leq h_{pch} \leq \frac{375}{10} \rightarrow 25 \text{ cm} \leq h_{pch} \leq 37,5 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur :  $h_{pch} = 30 \text{ cm}$

La largeur :  $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } b = 25 \text{ cm}$$

### II.3.4 Poutre palière :

Dans notre projet on distingue deux poutres palières de dimension de portée différentes :

$$L = 283 \text{ cm} \quad \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{283}{15} \leq h_t \leq \frac{283}{10} \quad \rightarrow \quad 18,86 \text{ cm} \leq h_t \leq 28,3 \text{ cm}$$

Soit :  $h_t = 30 \text{ cm}$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$\rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ On prend: } b = 25 \text{ cm}$

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutre de chainage	Poutre palière	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	35	30	30	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	25	25	Vérifiée
$\frac{h}{b} < 4$	1,16	1,16	1,2	1,2	Vérifiée

Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

## II.4 Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité. Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal NS tel que :  $N_s = G + Q$

$$A_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} = \frac{G+Q}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$N_s$  : l'effort normal de compression à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

$\sigma_{bc}$  : la contrainte limite de service du béton en compression.

$A_p$  : la section du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{En zone I et IIa.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{En zone III et IIb.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

$(b_1, h_1)$  : dimensions de la section transversale des poteaux.

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

## **II.5 Détermination des charges et surcharge :**

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation.

### **II.5.1 Charges permanentes**

On calculera les charges correspondant aux planchers terrasse ; étages courants; murs extérieurs; murs intérieurs et l'acrotère.

On a :  $G = \rho \times e$

Avec :

$\rho$  : Le poids volumique.

$e$  : Epaisseur de l'élément.

✓ **Le plancher terrasse :**

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente assurant l'étanchéité et facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

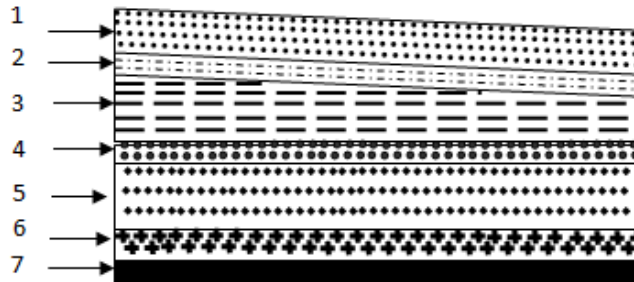


Figure II-3 : Plancher en corps creux de terrasse (inaccessible).

N	Éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (kN/m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier roulé (15/25)	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,08	22	1,76
4	Feuille de polyane (par vapeur)	0,01	1	0,01
5	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux (16+4)	0,2	14	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente $G_t$				<b><math>\Sigma=5,90</math></b>

Tableau II-2 : charges permanentes du plancher terrasse.

✓ **Plancher étage courant (en corps creux) :**

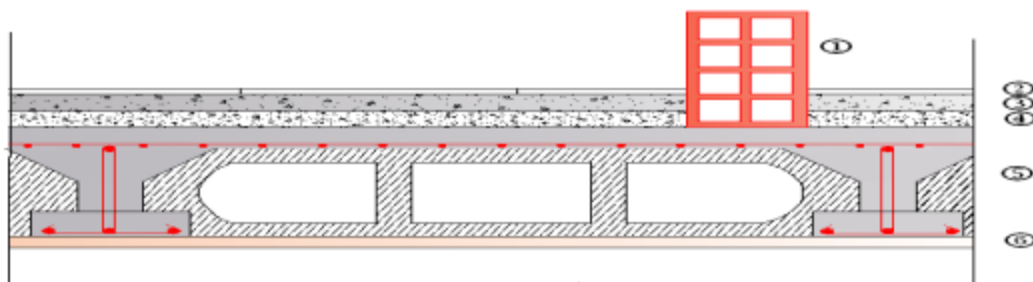


Figure II-4 : Plancher d'étage courant en corps creux.

N	désignation	Epaisseurs (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Charges permanentes G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Cloisons intérieures.	0.1	9	0.9
2	Revêtements en carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				<b>G = 5.06 kN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-3 : Plancher d'étage courant en corps creux.

✓ Dalle pleine de balcon :

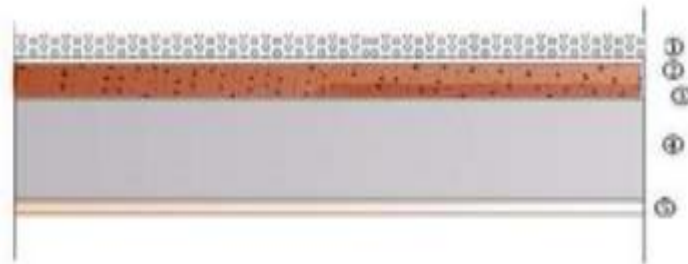


Figure II-5 : Dalle pleine de balcon.

N	Matériaux	Epaisseurs (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.20	10	0.20
				<b>G = 5.11 kN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-4 : Dalle pleine de balcon.

✓ Maçonnerie :

- Mur extérieur :

N	Composition	Epaisseur (m)	P (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit au mortier de ciment	0,02	18	0,36
2	Cloison en brique creuses 8 trous	0,10	9	0,9
3	Cloison en brique creuses 8 trous	0,10	9	0,9
4	Lame d'air	0,05	0	0
5	Enduit de plâtre sur a face intérieur	0,02	10	0,2
				<b>G = 2.36 kN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-5 : charges permanentes du mur extérieur.

- Mur intérieurs :

Ils sont constitués de brique creuse de 10cm et un enduit plâtre des deux faces.

N	Eléments	Epaisseurs (m)	P (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
2	Brique creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G = 1.30 kN/ m<sup>2</sup></b>

Tableau II-6 : charges permanentes du mur intérieur.

✓ Voile :

N	Éléments	Epaisseurs	Poids volumiques (kN/m <sup>3</sup> )	La charge G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Voile en béton armé	0.20	25	5
2	Enduit de ciment	0.02	10	0.20
3	Enduit de plâtre	0.03	18	0.54
				<b>G = 5.74 kN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.7 : valeur des charges permanente du voile.

✓ Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à : 70cm

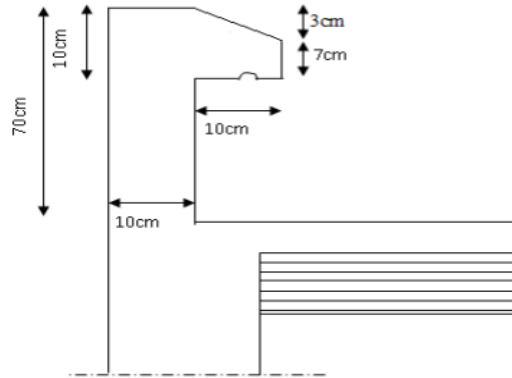


Figure II-6 : Coupe transversale de l'acrotère.

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre :  $G = \rho \times S \times 1ml$

$$S = \frac{(0,03 \times 0,1)}{2} + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,7) = 0,0785 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,0785 \times 1ml = 1,9652 \text{ kN/ml}.$$

II.5.2 Surcharges d'exploitations :

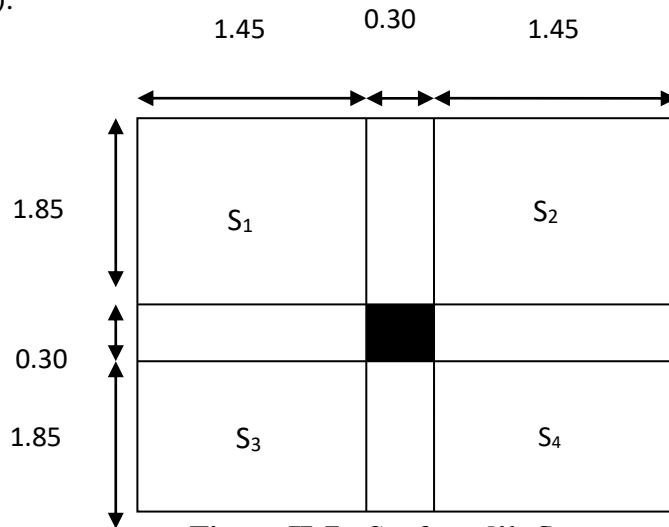
N	Eléments	Surcharges
1	Plancher terrasse inaccessible	1
2	Plancher de RDC (commercial)	3.5
3	Plancher étage courant (habitation)	1.5
4	escaliers	2.5
5	Acrotère	1
6	Balcons	3.5

Tableau II-8 : valeur des surcharges d'exploitation.

**II.6 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :**

**II.6.1 Surface d'influence :**

Calcul de la surface du plancher revenant aux poteaux le plus sollicité qui est repéré par (B2).



**Figure II-7 : Surface d'influence.**

• **Section nette :**

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

$$S_1 = 1,85 \times 1,45 = 2,68 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{D'où : } S_n = 4 \times S_1 = 4 \times 2,68 = 10,72 \text{ cm}^2 .$$

• **Section brute :**

$$S_b = 4 \times 3,2 = 12,80 \text{ cm}^2 .$$

**II.6.2 Poids propre des éléments :**

➤ **Calcul de poids propre des poutres**

• **Poutres principales :**

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^3 .$$

$$G_{pp} = (0,30 \times 0,35) \times (1,85 \times 2) \times 25 = 9,71 \text{ kN} .$$

- **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = (0,30 \times 0,35) \times (1,45 \times 2) \times 25 = 7,61 \text{ kN.}$$

- **Le poids total :**

$$G_t = G_{pp} + G_{ps} = 9,71 + 7,61 = 17,32 \text{ kN.}$$

- **Poids propre du plancher:**

$$P = G \times S$$

- **Plancher terrasse :**

$$G_{pt} = 6,29 \times 10,72 = 67,42 \text{ kN.}$$

- **Plancher étage :**

$$G_{pe} = 5,46 \times 10,72 = 58,53 \text{ kN.}$$

- **Poids propre des poteaux:**

$$P_{RDC} = 0,30 \times 0,35 \times 4,08 \times 25 = 10,71 \text{ kN.}$$

$$P_{\text{étage courant}} = 0,30 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 8,03 \text{ kN.}$$

- **Surcharge d'exploitation:**

$$\text{RDC: } Q \times S = 3,5 \times 12,80 = 44,80 \text{ kN}$$

$$\text{Etages courants : } Q \times S = 1,5 \times 12,80 = 19,2 \text{ kN}$$

$$\text{Terrasse inaccessible : } Q \times S = 1 \times 12,80 = 12,80 \text{ kN.}$$

## II.7 La loi de dégression des charges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être

considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée  $n \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

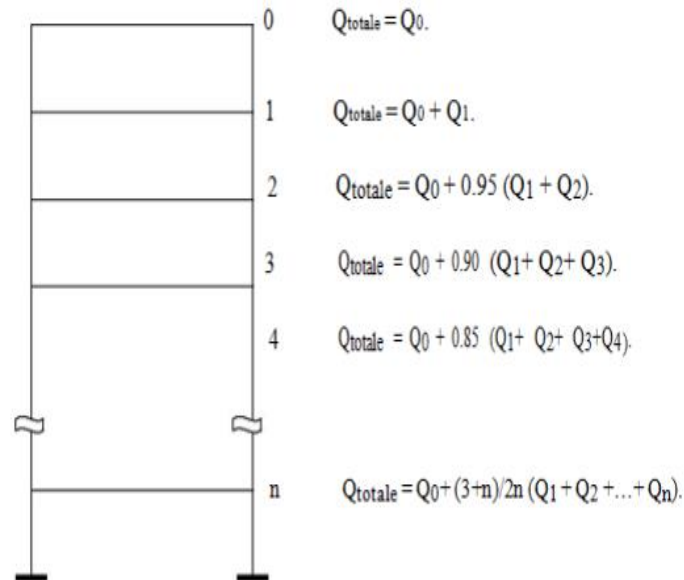


Figure II-8 : loi dégression des surcharges d'exploitations.

**II.7.1 Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :**

Terrasse :  $Q_0 = 12,80 \text{ kN}$

7<sup>ème</sup> :  $Q_0 + Q_1 = 12,80 + 19,20 = 32 \text{ kN}$

6<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 12,80 + 0,95(19,20 \times 2) = 49,28 \text{ kN}.$

5<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12,80 + 0,90(19,20 \times 3) = 64,64 \text{ kN}.$

4<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12,80 + 0,85(19,20 \times 4) = 78,08 \text{ kN}...$

3<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12,80 + 0,80(19,20 \times 5) = 89,60 \text{ kN}.$

2<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12,80 + 0,75(19,20 \times 6) = 99,20 \text{ kN}.$

1<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 12,80 + 0,71(19,20 \times 6) + 44,80 = 139,39 \text{ kN}.$

Niveau	Charges permanentes G					Surcharges Q		N (KN) N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	Sections (cm <sup>2</sup> )		
	Poids (KN)			G	G <sub>cumulé</sub>	Q	Q <sub>cumulé</sub>		S ≥ N/0,3f <sub>c28</sub>	S trouvée	S adoptées
	Plancher	poutres	Poteaux								
Terrasse	67.42	17.32	8.03	92.77	92.77	12.80	12.80	105.57	140.76	12×12	35×35
6	58.53	17.32	8.03	83.88	176.65	19.20	32	208.65	278.20	17×17	35×35
5	58.53	17.32	8.03	83.88	260.53	19.20	49.28	309.81	413.08	21×21	40×40
4	58.53	17.32	8.03	83.88	344.41	19.20	64.64	409.05	545.40	24×24	40×40
3	58.53	17.32	8.03	83.88	428.29	19.20	78.05	506.34	675.12	26×26	40×40
2	58.53	17.32	8.03	83.88	512.17	19.20	89.60	601.77	802.36	29×29	45×45
1	58.53	17.32	8.03	83.88	596.05	19.20	99.20	695.25	925.00	31×31	45×45
RDC	58.53	17.32	10.71	83.88	679.93	44.80	139.39	819.32	1092.43	34×34	45×45

Tableau II-9 : Détermination des sections des poteaux.

II.8 Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

Conditions exigées par le RPA	Poteaux	Valeur calculée	Vérification
$\min(b,h) \geq 25$ $\min(b,h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$	(35×35)	$\min(b,h) = 35 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{4.08}{20} = 0,20$	✓
	(40×40)	$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	✓
(45×45)			

Tableau II-10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

**II.8.1 Vérification de la condition de non flambement des poteaux :**

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations. On doit vérifier la condition de l’élancement suivant:

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

Avec :

**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement →  $L_f = 0,7L_0$

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

**H<sub>0</sub>** : Hauteur libre du poteau.

**S** : Section transversale du poteau →  $S = b \times h$ .

**I** : Moment d’inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{bh^3}{12}$  ,  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$  )

En remplaçant (2), (3), (4), dans (1) et on aboutira à :

$$\lambda = \frac{2.42}{b} L_0$$

Condition	Etages	poteaux	L <sub>0</sub> (m)	b (m)	λ	Vérification
$\lambda = \frac{2.42}{b} L_0$	RDC 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	45 × 45	4,08	0,45	21,94	✓
$\lambda = \frac{2.42}{b} L_0$	3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	40 × 40	3,06	0,40	18,51	✓
$\lambda = \frac{2.42}{b} L_0$	6 <sup>ème</sup> Terrasse	35 × 35	3,06	0,35	21,16	✓

**Tableau II-11 : Vérification au flambement.**

**Conclusion :**

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

**Remarque :**

Après vérification de l'effort normal réduit (calcul dynamique) les sections des poteaux ont été augmentées.

<b>Section des poteaux</b>	RDC ; 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50×50
	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	45×45
	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	40×40



***Chapitre III :***  
***Calcul des éléments***

### III Introduction

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrions les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent.

Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99/2003.

### III.1 Acrotère

#### III.1.1 Définition et rôle de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumis à un effort normal «N» dû à son poids propre et un effort latéral ( $Q=1$  kN/ml) dû à la main courante, provoquant un moment «M» de la section d'encastrement. Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec une compression pour une bonde de 1 mètre de largeur.

#### III.1.2 Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur :  $h = 70$  cm

L'épaisseur :  $h_0 = 10$  cm

L'enrobage :  $c = c' = 3$  cm

La surface :  $S = 0,0785$  m<sup>2</sup> (Du 2<sup>ème</sup> chapitre)

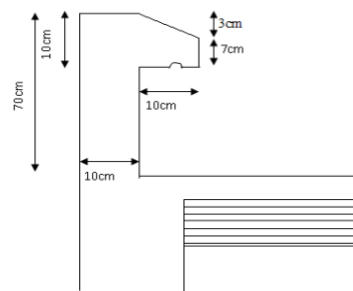


Figure III-1 : Coupe transversale de l'acrotère.

#### III.1.3 Calcul des sollicitations :

Le chargement :

Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho \times S$

$\rho$ : La masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \times 0.0785 = 1.9625 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$

➤ **Sollicitations:**

Efforts normal dû au poids propre :  $N = G \times 1 = 1,9625 \text{ kN}$

Efforts tranchants :  $T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$

Moment de renversement M dû à Q :  $M = Q \times h \times 1 = 0,70 \text{ kN.m}$

➤ **Schéma statique :**

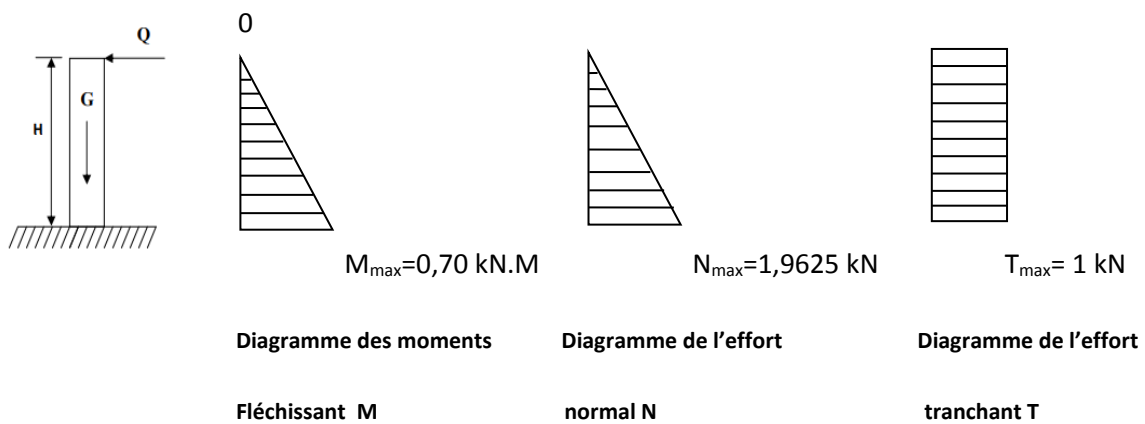


Figure III-2 : Diagrammes des efforts internes (M, N, T).

**III.1.4 Les combinaisons de charges :**

$$ELU = 1,35G + 1,5Q \quad \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35 \times N = 1,35 \times 1,9625 = 2,649 \text{ kN} \\ T_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN} \\ M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,70 = 1,05 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$ELS = G + Q \quad \left\{ \begin{array}{l} N_s = N = 1,9625 \text{ kN} \\ T_s = T = 1 \text{ kN} \\ M_s = M = 0,70 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

### III.1.5 Ferrailage de l'acrotère :

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire soumise à la flexion composée, le calcul s'effectue à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

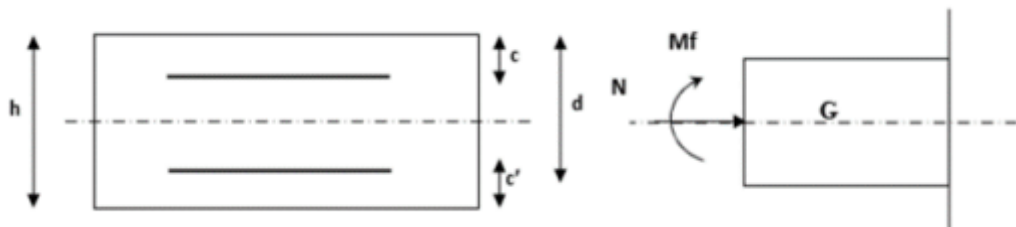


Figure III-3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Avec :

$h$  : Epaisseur de la section = 10 cm

$b$  : Largeur de la section = 100 cm

$c$  et  $c'$  : Enrobage = 3 cm

$d = h - c = 7 \text{ cm}$  (Hauteur utile)

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

#### III.1.5.1 Calcul à l'ELU :

##### a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,649} = 0,396 \text{ m} = 39,6 \text{ cm}$$

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

Avec :

$M_u$ : Moment du à la compression

$N_u$ : Effort de compression

$e_u$  : excentricité

$(\frac{h}{2} - c)$  → la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

$$e_u = 39,6 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).



Figure III-4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif «  $M_f$  » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

**b) Calcul en flexion simple :**

➤ **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times g = N_u [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

$$M_f = 2,649 \left[ 0,396 + \left( \frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 1,102 \text{ kN}.$$

➤ **Moment réduit:**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad f_{bc} = 0,85 \left( \frac{f_{c28}}{1,5} \right) = 14,16 \text{ MPa} \approx 14,20 \text{ MPa}$$

Tel que :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{1,102 \times 10^{-3}}{100 \times 7^2 \times 14,20} = 0,016 \text{ MPa} \quad \mu_u = 0,016 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  
 $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ .

D'après le tableau :  $\mu_u = 0,016 \quad \beta = 0,992$

➤ **Armatures fictives (flexion simple) :**

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

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1050}{0,992 \times 7 \times 348} = 0,434 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0,434 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \left( \frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0,434 - \left( \frac{2,649}{348} \right) = 0,426 \text{ cm}^2 \quad A_{st} = 0,426 \text{ cm}^2$$

### III.1.6 Vérifications à l'ELU :

**a. Condition de non-fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

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

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0,445d}{e_s - 0,185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,70}{1,9625} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \left[ \frac{36 - 0,445 \times 7}{36 - 0,185 \times 7} \right] = 0,80 \text{ cm}^2$$

On a :  $A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,426 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition non vérifiée.

**Conclusion :**

$A_s < A_{min}$  La CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A_s = A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2/ml$$

On adoptera pour une section d'acier de 4HA 8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

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

➤ **Armatures de réparation**

Selon l'article BAEL9 1 modifié 99(Art A.8.2.41) Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec : un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**b. Vérification aux cisaillements BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1).**

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15}{1,5} \times 25 ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \{ 2,5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

Avec :

$$V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

**c. Vérification de l'adhérence des barres : (Art. A.6.1.3 BAEL 91 modifié 99)**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \\ \overline{\tau_{se}} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} \end{cases}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement ( $\psi_s = 1,5$  acier haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,48} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,237 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 2,835 \text{ MPa}$$

→ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**d. Longueur de scellement droit : (Art A.6.1.221 BAEL91/revisé99)**

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

$$L_s = 40\phi = 40 \times 8 = 320 \text{ mm} = 32 \text{ cm}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\overline{\tau_{se}}} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

On opte :  $L_s = 32 \text{ cm}$ .

**e. Vérification de l'ancrage des barres (ART A.1.2.2-BAEL 91, CBA93)**

$$L_s = 40\phi \text{ Pour FeE 400}$$

$$L_s = 50\phi \text{ Pour FeE 500 et les ronds lisses.}$$

$$\text{Dans notre cas : FeE400} \quad L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement est :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 32 = 12,8 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Soit un crochet 15 cm.}$$

**f. Vérification des espacements des barres (Art A.4.5, 33 /BAEL91 modifiée99) :**

Nous avons une fissuration préjudiciable.

$$\text{Armatures principales : } St = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 25 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\text{Armatures de répartition : } St = 25 \text{ cm} \leq \min (4h ; 33 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

**III.1.7 Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans l'acier**

L'acrotère est un élément très expose aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\mu f_{t28}} \} \right\}$$

$$\eta = 1.6 \text{ Fissuration préjudiciable (acier HA) } \phi \geq 6 \text{ mm}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max \{ 0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; \max (200 ; 201,63) \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad \text{Avec : } A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho = 0,287 \quad \beta_1 = 0,9555 \quad K_1 = 44,17$$

$$\sigma_{st} = \frac{700}{0,9555 \times 7 \times 2,01} = 52,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 52,07 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\text{Vérifions que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}.$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{52,07}{44,17} = 1,18 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis (BAEL 91 Art A 5.11) :**

$$V_u \leq \frac{0,4f_{c28}0,9bd}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 1000 \times 70 \times 10^{-3}}{1,5} = 420 \text{ kN}$$

$$V_u = 1,5 \text{ kN} < 420 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99/Art A.6.2.3) :**

D'après le RPA 99 (version 2003) les forces horizontales de calcul ( $F_p$ ) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

Dans notre cas :  $A = 0,15$  (Zone IIa, groupe d'usage 3).

$C_p$ : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas  $C_p = 0,8$ .

$W_P$ : poids de l'élément secondaire (acrotère)  $W_P = G = 1,9625 \text{ kN/ml}$ .

D'où :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,9625 = 0,942 \text{ kN/m} < Q = 1 \text{ kN/m}$ .

**Conclusion :**

Condition vérifiée, l'acrotère est calculé avec un effort horizontal  $Q=1 \text{ kN/ml}$  supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 25 cm.
- Armatures de répartition :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 25 cm.

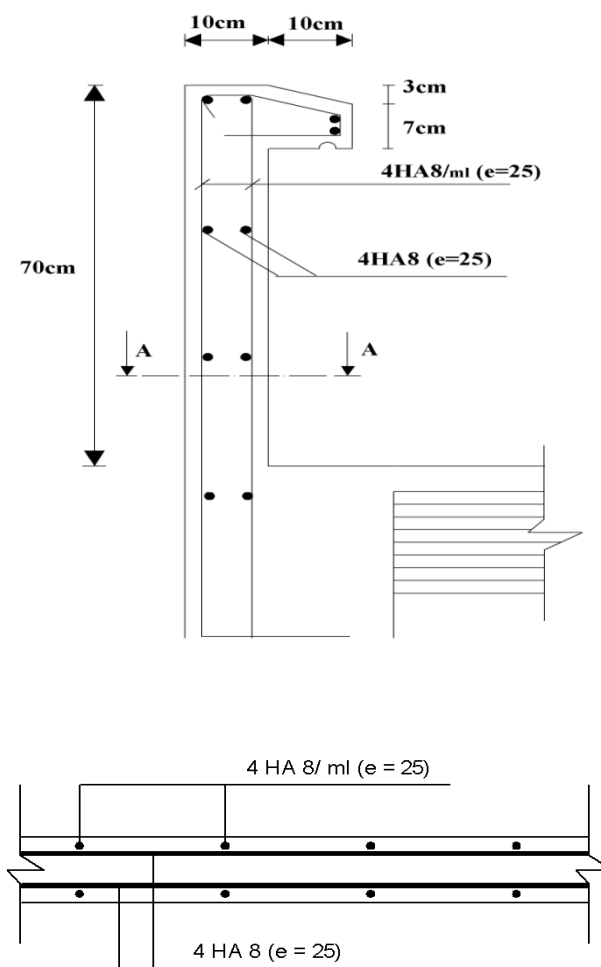


Figure III-5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## III.2 Plancher

### III.2.1 Calcul des planchers en corps creux :

Le calcul se fera pour le plancher à usage d'habitation, constitué en corps creux de 16cm et d'une dalle de compression 4cm reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le calcul sera fait pour les poutrelles **avant** et **après** coulage de la dalle de compression.

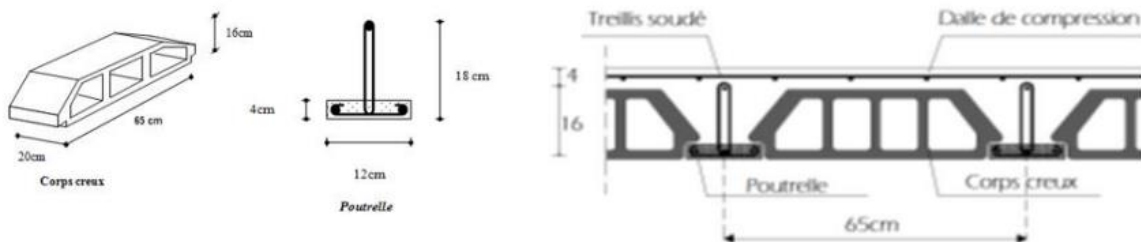


Figure III-6: coupe transversale du plancher.

### III.2.2 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression en béton armé de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520 ( $F_e = 520 \text{ MPa}$ ), ayant pour but 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 de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL 91. (Art 3.6.8.423)**

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

#### III.2.2.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :  $A_{\perp}$  : la section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilise en MPa.

$L$  : distance entre axes des poutrelles en cm.

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

Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

### III.2.2.2 Armatures parallèles aux poutrelles :

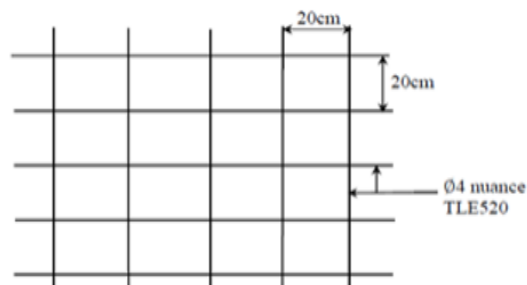
$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

On adoptera pour :  $A_{\parallel} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$

#### Conclusion :

On adoptera donc un treillis soudé (TLE520) de (4x4x200x200) mm



### III.2.2.3 Dimensionnement de dalle de compression

Les règles (BAEL) précisent que la largeur de la table de compression ( $b_1$ ) à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$1) \quad b_1 \leq \frac{L_0}{2} = \frac{b-b_0}{2}$$

$$2) \quad b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$3) \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L}{2}$$

$$4) \quad b_1 \leq \frac{2 \times L}{40} + \left( \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \right)$$

Avec :

$L_0$  : Distance entre 2 paramètres voisins de deux poutrelles.

$L$  : Longueur de la plus grande travée.

$x$  : Distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

$b_0$  : Largeur de la nervure.

$b_1$  : est le débord

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression.

Application :

$$1) b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$2) b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

$$3) b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{400}{2} = 133,33 \text{ cm}$$

$$4) b_1 \leq \frac{2 \times 400}{40} + \left( \frac{2}{3} \times \frac{400}{2} \right) = 153,33 \text{ cm}$$

$$5) b_1 = \min(1, 2, 3, 4) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm .}$$

### III.2.3 Calcul des poutrelles

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension  $(12 \times 4) \text{ cm}^2$  reposant sur deux appuis.

#### III.2.3.1 Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti (représentent son poids propre poids de corps creux et la surcharge revenant au plancher) dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

$$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

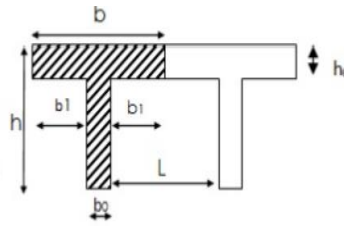
$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$



**Figure III-7: Surfaces revenant aux poutrelles.**

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties, et le calcul se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la dalle de compression.

❖ **1ère étape : Avant le coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

**a) Chargement :**

Poids propre de la poutrelle :  $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$ .

Poids propre du corps creux :  $G_{cc} = 0,65 \times 0,95 = 0,617 \text{ kN/ml}$ .

Surcharge due à l'ouvrier :  $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$ .

$$G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ kN/ml}.$$

Charge permanente :  $G = 0,74 \text{ kN/ml}$ .

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .

**b) Ferrailage à l'état limite ultime :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

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

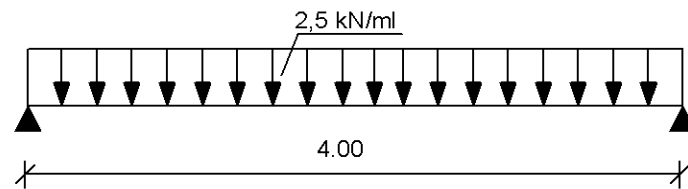


Figure III-8 : Schéma statique de la poutre reposant sur 2 appuis

- **Moment en travée**

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

$$M_0 = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T = \frac{q \times L}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ kN}$$

- **Calcul des armatures**

Soit l'enrobage :  $c = 2 \text{ cm}$

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

$$\mu_u = \frac{M_0}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u \frac{5 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14,2} = 7,34 \gg \mu_l = 0,392$$

→ La section est doublement armée.

### Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

- **Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires**

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

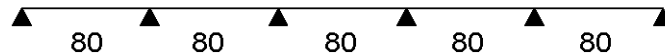
$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$M_l = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 \times 10^6 = 0,267 \text{ kN.m}$$

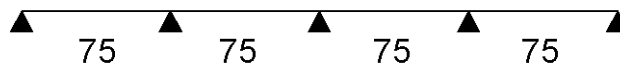
Donc, la longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$L_{max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = 0,924 \text{ m}$$

Pour les travées de 4 m, en doit prévoir  $\frac{4}{0,924} \approx 5$  pieds droits répartis comme suit :



Pour les travées de 3,18 m, en doit prévoir  $\frac{3,18}{0,924} \approx 4$  pieds droits répartis comme suit :



#### ❖ 2<sup>ème</sup> étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle aura une section en T est considérée continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement par ses deux extrémités.

#### • Dimensionnement de la poutrelle :

$$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm} \text{ (Hauteur de la section).}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \text{ (Épaisseur de la dalle de compression).}$$

$$c = 2 \text{ cm} \text{ (Enrobage).}$$

$$d = 18 \text{ cm} \text{ (Hauteur utile).}$$

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

$$1) \quad b_1 \leq \frac{L}{2}$$

$$2) \quad b_1 \leq \frac{L_1}{10}$$

$$3) \quad b_1 \leq \frac{2}{3} x$$

$$4) \quad b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3} x$$

Avec :

$L$  : distance entre faces voisines de deux nervures,

$L_1, L_2$  : distance de la portée des poutres,

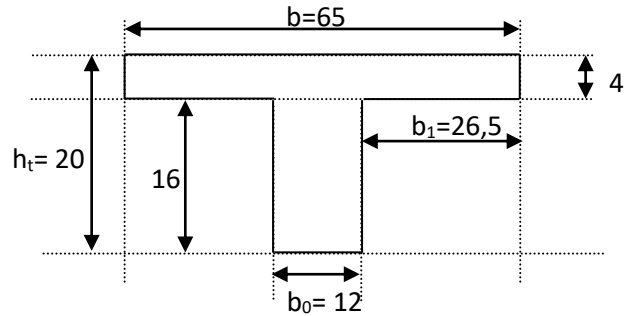
$x$  : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm.}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm.}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq \frac{2}{3} \left( \frac{400}{2} \right) = 133,33 \text{ cm.}$$

$$(4) \Rightarrow b_1 \leq \frac{400+400}{40} + \frac{2}{3} \left( \frac{400}{2} \right) = 153,33 \text{ cm.}$$



Donc:  $b_1 \leq 26,5 \text{ cm}$  On prend:  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

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

$b$  : largeur de la dalle de compression.

#### ✓ Plancher d'étage courant :

Poids propre du plancher

$$G = 5,06 \times 0,65 = 3,289 \text{ kN/ml.}$$

Charge d'exploitation

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml.}$$

#### La combinaison de charge

- ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,903 \text{ kN/ml.}$
- ELS:  $q_s = G + Q = 4,264 \text{ kN/ml.}$

#### ✓ Plancher terrasse inaccessible

Poids propre du plancher

$$G = 5,90 \times 0,65 = 3,835 \text{ kN/ml.}$$

Charge d'exploitation

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml} .$$

### La combinaison de charge

- **ELU** :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,152 \text{ kN/ml} .$
- **ELS** :  $q_s = G + Q = 4,485 \text{ kN/ml} .$

### Remarque :

On remarque que le chargement du plancher terrasse inaccessible est le plus défavorable. Donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage.

### III.2.4 Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes est effectuée à l'aide des méthodes usuelles tels que :

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

#### III.2.4.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire BAEL91 modifié 99 (Art B.6.2.210).

Les charges et surcharges reprises par le plancher considéré (terrasse inaccessible), sont :

$$G = 5,90 \text{ kN/m}^2 .$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 .$$

- $Q = 1 \text{ kN/ml} \leq \max \{2 \times G = 11,80 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 < \frac{l_1}{l_2} = \frac{3,18}{3,18} = 1 < 1,25 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 < \frac{l_2}{l_3} = \frac{3,18}{2,85} = 1,12 < 1,25 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 < \frac{l_2}{l_3} = \frac{2,85}{3,18} = 0,90 < 1,25 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 < \frac{l_2^2}{l_3^3} = \frac{3,18}{3,18} = 1 < 1,25 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 < \frac{l_2}{l_3} = \frac{3,18}{2,85} = 1,12 < 1,25 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 < \frac{l_2}{l_3} = \frac{2,85}{3,18} = 0,90 < 1,25 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 < \frac{l_2^2}{l_3^3} = \frac{3,18}{3,18} = 1 < 1,25 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

### III.2.5 Principe de la méthode forfaitaire

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées  $M_t$  et au niveau des appuis  $M_w$  et  $M_e$  à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison qui est supposée isostatique indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

#### ➤ Exposé de la méthode:

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  varie de 0 à  $\frac{2}{3}$  pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour  $Q = 0$   $\alpha = 0$  et pour :  $Q = 2G$   $\alpha = \frac{2}{3}$

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

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Avec :

$l$  : longueur de la travée entre nus d'appuis

$q$  : charge uniformément répartie

$M_w$  et  $M_e$  sont des moments en valeur absolue sur l'appui de gauche et de droite respectivement

$M_t$  : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs des moments  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\{1,05M ; (1 + 0,3\alpha)M\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \rightarrow$  Travée intermédiaire
- $M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \rightarrow$  Travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

0,6 $M_0$  Pour une poutre à 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 appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

0,3 $M_0$  pour les appuis de rive semi encastrés

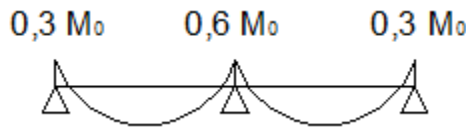
- Pour le calcul des efforts tranchant on utilisant les relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

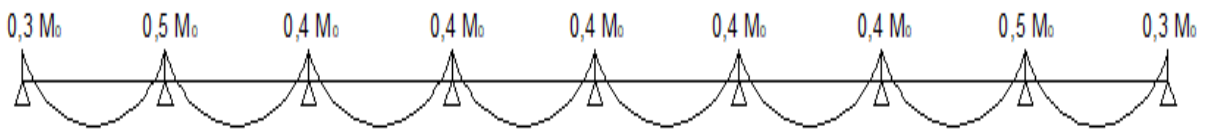
$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

➤ Les différents types de poutrelles :

1<sup>er</sup> cas : selon deux travées



2<sup>ème</sup> cas : selon huit travées :



III.2.6 Calcul des moments en travée et en appuis en fonction de  $M_0$ :

On dispose de deux cas, le premier, poutre continue sur six (9) appuis, et le deuxième cas poutre continue sur trois (3) appuis.

➤ Etat limite ultime (ELU)

a. Cas de la poutre continue sur trois appuis :

- Calcul des moments :

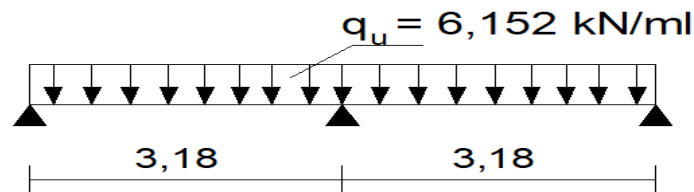


Figure III-9 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 3 appuis.

- Calcul du coefficient  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{q}{Q+G} = \frac{1}{1+5,90} = 0,145 .$$

On aura après le calcul :  $\alpha = 0,145$ .

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3(0,145) = 1,044$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1,044}{2} = 0,52$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3 \times 0,145}{2} = 0,62$$

- **Calcul des Moments isostatiques**

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

$$L_1 = 3,18m \rightarrow M_{01} = \frac{6,152 \times 3,18^2}{8} = 7,78 \text{ kN.m}$$

$$L_2 = 3,18 m \rightarrow M_{02} = \frac{6,152 \times 3,2^2}{8} = 7,78 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis**

$$\text{Appuis 0 : } 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 7,78 = 2,334 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 1 : } \text{Max}(0,6M_{01} ; 0,6M_{02}) = \text{Max}(4,668 ; 4,668) = 4,668 \text{ kN/m}$$

$$\text{Appuis 2 : } 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 7,78 = 2,334 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des moments sur travée**

**Travée 1 :**

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{01} ; (1 + 0,3\alpha)M_{01}\} - \frac{M_0 + M_1}{2} ; \left(\frac{0,3\alpha + 1,2}{2}\right) M_{01} \right\}$$

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{01} ; 1,044M_{01}\} - \frac{2,334 + 4,668}{2} ; 0,62M_{01} \right\}$$

$$M_t \leq \{ \max\{8,169 ; 8,122\} - 3,501 ; 4,824 \}$$

$$\text{D'où : } M_{t1} = 4,824 \text{ kN.m}$$

**Travée 2 :**

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{02} ; (1 + 0,3\alpha)M_{02}\} - \frac{M_1 + M_2}{2} ; \left(\frac{0,3\alpha + 1,2}{2}\right) M_{02} \right\}$$

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{02} ; 1,044M_{02}\} - \frac{4,668 + 2,334}{2} ; 0,62M_{02} \right\}$$

$$M_t \leq \{ \max\{8,169 ; 8,122\} - 3,501 ; 4,824 \}$$

$$\text{D'où : } M_{t2} = 4,824 \text{ kN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants :

**Travée 0-1 :**

$$T_0 = \frac{q_u L_{01}}{2} + \frac{M_1 - M_0}{L_{01}}$$

$$T_0 = \frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{4,668 - 2,334}{3,18} = 10,52 \text{ kN}$$

$$T_1 = -\frac{q_u L_{01}}{2} + \frac{M_1 - M_0}{L_{01}}$$

$$T_1 = -\frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{4,668 - 2,334}{3,18} = -9,05 \text{ kN}$$

**Travée 1-2:**

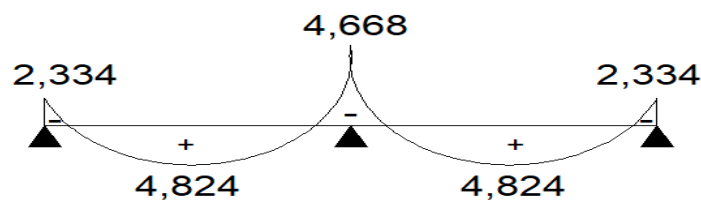
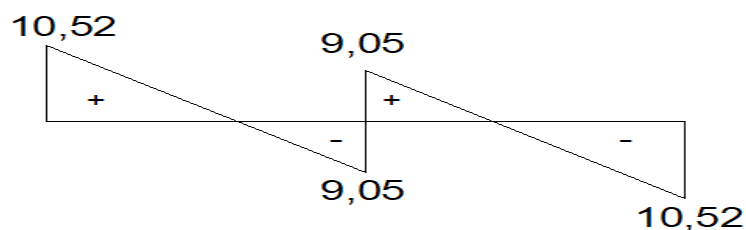
$$T_1 = \frac{q_u L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}}$$

$$T_1 = \frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{2,334 - 4,668}{3,18} = 9,05 \text{ kN}$$

$$T_2 = -\frac{q_u L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}}$$

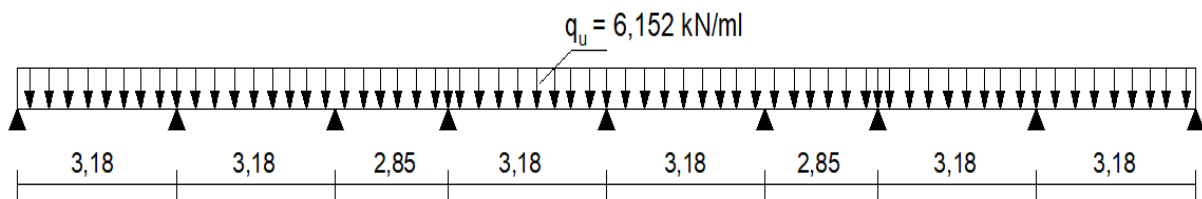
$$T_2 = -\frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{2,334 - 4,668}{3,18} = -10,52 \text{ kN}$$

D'où on remplace les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra les diagrammes suivants :

**Diagramme des moments :****Diagramme des efforts tranchant :**

**b. Cas de la poutre continue sur neuf appuis :**

- Calcul des moments :



**Figure III-10 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 9 appuis.**

- Calcul des Moments isostatiques

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

$$L_1 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{01} = \frac{6,152 \times 3,18^2}{8} = 7,78 \text{ kN.m}$$

$$L_2 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{02} = \frac{6,152 \times 3,18^2}{8} = 7,78 \text{ kN.m}$$

$$L_3 = 2,85 \text{ m} \rightarrow M_{03} = \frac{6,152 \times 2,85^2}{8} = 6,25 \text{ kN.m}$$

$$L_4 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{04} = \frac{6,152 \times 3,18^2}{8} = 7,78 \text{ kN.m}$$

$$L_5 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{05} = \frac{6,152 \times 3,18^2}{8} = 7,78 \text{ kN.m}$$

$$L_6 = 2,85 \text{ m} \rightarrow M_{06} = \frac{6,152 \times 2,85^2}{8} = 6,25 \text{ kN.m}$$

$$L_7 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{07} = \frac{6,152 \times 3,18^2}{8} = 7,78 \text{ kN.m}$$

$$L_8 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{08} = \frac{6,152 \times 3,18^2}{8} = 7,78 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis

$$\text{Appuis 0 : } 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 7,78 = 2,334 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 1 : } \text{Max}(0,5M_{01}; 0,5M_{02}) = \text{Max}(3,89 ; 3,89) = 3,89 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 2 : } \text{Max}(0,4M_{02}; 0,4M_{03}) = \text{Max}(3,112 ; 2,5) = 3,112 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 3 : } \quad \text{Max}(0,4M_{03}; 0,4M_{04}) = \text{Max}(2,5 ; 3,112) = 3,112 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 4 : } \quad \text{Max}(0,4M_{04}; 0,4M_{05}) = \text{Max}(3,112 ; 3,112) = 3,112 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 5 : } \quad \text{Max}(0,4M_{05}; 0,4M_{06}) = \text{Max}(3,112 ; 2,5) = 3,112 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 6 : } \quad \text{Max}(0,4M_{06}; 0,4M_{07}) = \text{Max}(3,112 ; 3,112) = 3,112 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 7 : } \quad \text{Max}(0,5M_{07}; 0,5M_{08}) = \text{Max}(3,89 ; 3,89) = 3,89 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 8 : } \quad 0,3 \times M_{08} = 0,3 \times 7,78 = 2,334 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des moments sur travée :**

**Travée 1 :**

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{01} ; (1 + 0,3\alpha)M_{01}\} - \frac{M_0 + M_1}{2} ; \left(\frac{0,3\alpha + 1,2}{2}\right) M_{01} \right\}$$

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{01} ; 1,044M_{01}\} - \frac{2,334 + 3,89}{2} ; 0,62M_{01} \right\}$$

$$M_t \leq \{ \max\{8,169 ; 8,122\} - 3,112 ; 4,824 \}$$

$$\text{D'où : } M_{t1} = 5,057 \text{ kN.m}$$

**Travée 2 :**

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{02} ; (1 + 0,3\alpha)M_{02}\} - \frac{M_1 + M_2}{2} ; \left(\frac{0,3\alpha + 1,2}{2}\right) M_{02} \right\}$$

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{02} ; 1,044M_{02}\} - \frac{3,89 + 3,112}{2} ; 0,62M_{02} \right\}$$

$$M_t \leq \{ \max\{8,169 ; 8,122\} - 3,501 ; 4,824 \}$$

$$\text{D'où : } M_{t2} = 4,824 \text{ kN.m}$$

**Travée 3 :**

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{03} ; (1 + 0,3\alpha)M_{03}\} - \frac{M_2 + M_3}{2} ; \left(\frac{0,3\alpha + 1,2}{2}\right) M_{03} \right\}$$

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{03} ; 1,044M_{03}\} - \frac{3,112 + 3,112}{2} ; 0,62M_{03} \right\}$$

$$M_t \leq \{ \max\{6,563 ; 6,525\} - 3,112 ; 3,875 \}$$

D'où :  $M_{t3} = 3,875 \text{ kN.m}$

**Travée 4 :**

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{04} ; (1 + 0,3\alpha)M_{04}\} - \frac{M_3+M_4}{2} ; \left(\frac{0,3\alpha+1,2}{2}\right) M_{04} \right\}$$

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{04} ; 1,044M_{04}\} - \frac{3,112+3,112}{2} ; 0,62M_{03} \right\}$$

$$M_t \leq \{ \max\{8,169 ; 8,122\} - 3,112 ; 3,875 \}$$

D'où :  $M_{t4} = 5,057 \text{ kN.m}$

**Travée 5 :**

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{05} ; (1 + 0,3\alpha)M_{05}\} - \frac{M_4+M_5}{2} ; \left(\frac{0,3\alpha+1,2}{2}\right) M_{05} \right\}$$

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{05} ; 1,044M_{05}\} - \frac{3,112+3,112}{2} ; 0,62M_{05} \right\}$$

$$M_t \leq \{ \max\{8,169 ; 8,122\} - 3,112 ; 3,875 \}$$

D'où :  $M_{t5} = 5,057 \text{ kN.m}$

**Travée 6 :**

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{06} ; (1 + 0,3\alpha)M_{06}\} - \frac{M_5+M_6}{2} ; \left(\frac{0,3\alpha+1,2}{2}\right) M_{06} \right\}$$

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{06} ; 1,044M_{06}\} - \frac{3,112+3,112}{2} ; 0,62M_{06} \right\}$$

$$M_t \leq \{ \max\{6,563 ; 6,525\} - 3,112 ; 3,875 \}$$

D'où :  $M_{t6} = 3,875 \text{ kN.m}$

**Travée 7 :**

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{07} ; (1 + 0,3\alpha)M_{07}\} - \frac{M_6+M_7}{2} ; \left(\frac{0,3\alpha+1,2}{2}\right) M_{07} \right\}$$

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{07} ; 1,044M_{07}\} - \frac{3,89+3,112}{2} ; 0,62M_{07} \right\}$$

$$M_t \leq \{ \max\{8,169 ; 8,122\} - 3,501 ; 4,824 \}$$

D'où :  $M_{t7} = 4,824 \text{ kN.m}$

**Travée 8 :**

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{08} ; (1 + 0,3\alpha)M_{08}\} - \frac{M_7+M_8}{2} ; \left(\frac{0,3\alpha+1,2}{2}\right)M_{08} \right\}$$

$$M_t \leq \left\{ \max\{1,05M_{08} ; 1,044M_{08}\} - \frac{3,89+2,334}{2} ; 0,62M_{08} \right\}$$

$$M_t \leq \{ \max\{8,169 ; 8,122\} - 3,112 ; 4,824 \}$$

$$\text{D'où : } M_{t1} = 5,057 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

**Travée 0-1 :**

$$T_0 = \frac{q_u L_{01}}{2} + \frac{M_1 - M_0}{L_{01}}$$

$$T_0 = \frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{3,89 - 2,334}{3,18} = 10,271 \text{ kN}$$

$$T_1 = -\frac{q_u L_{01}}{2} + \frac{M_1 - M_0}{L_{01}}$$

$$T_1 = -\frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{3,89 - 2,334}{3,18} = -9,292 \text{ kN}$$

**Travée 1-2:**

$$T_1 = \frac{q_u L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}}$$

$$T_1 = \frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{3,112 - 3,89}{3,18} = 9,537 \text{ kN}$$

$$T_2 = -\frac{q_u L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}}$$

$$T_2 = -\frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{3,112 - 3,89}{3,18} = -10,026 \text{ kN}$$

**Travée 2-3:**

$$T_2 = \frac{q_u L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}}$$

$$T_2 = \frac{6,152 \times 2,85}{2} + \frac{3,112 - 3,112}{2,85} = 8,767 \text{ kN}$$

$$T_3 = -\frac{q_u L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}}$$

$$T_3 = -\frac{6,152 \times 2,85}{2} + \frac{3,112 - 3,112}{2,85} = -8,767 \text{ kN}$$

**Travée 3-4:**

$$T_3 = \frac{q_u L_{34}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{34}}$$

$$T_3 = \frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{3,112 - 3,112}{3,18} = 9,782 \text{ kN}$$

$$T_4 = -\frac{q_u L_{34}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{23}}$$

$$T_4 = -\frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{3,112 - 3,112}{3,18} = -9,782 \text{ kN}$$

**Travée 4-5:**

$$T_4 = \frac{q_u L_{45}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_{45}}$$

$$T_4 = \frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{3,112 - 3,112}{3,18} = 9,782 \text{ kN}$$

$$T_5 = -\frac{q_u L_{45}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_{45}}$$

$$T_5 = -\frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{3,112 - 3,112}{3,18} = -9,782 \text{ kN}$$

**Travée 5-6:**

$$T_5 = \frac{q_u L_{56}}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_{56}}$$

$$T_5 = \frac{6,152 \times 2,85}{2} + \frac{3,112 - 3,112}{2,85} = 8,767 \text{ kN}$$

$$T_6 = -\frac{q_u L_{56}}{2} + \frac{M_6 - M_5}{L_{56}}$$

$$T_6 = -\frac{6,152 \times 2,85}{2} + \frac{3,112 - 3,112}{2,85} = -8,767 \text{ kN}$$

**Travée 6-7:**

$$T_6 = \frac{q_u L_{67}}{2} + \frac{M_7 - M_6}{L_{67}}$$

$$T_6 = \frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{3,89 - 3,112}{3,18} = 10,026 \text{ kN}$$

$$T_7 = -\frac{q_u L_{67}}{2} + \frac{M_7 - M_6}{L_{67}}$$

$$T_7 = -\frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{3,89 - 3,112}{3,18} = -9,537 \text{ kN}$$

**Travée 7-8 :**

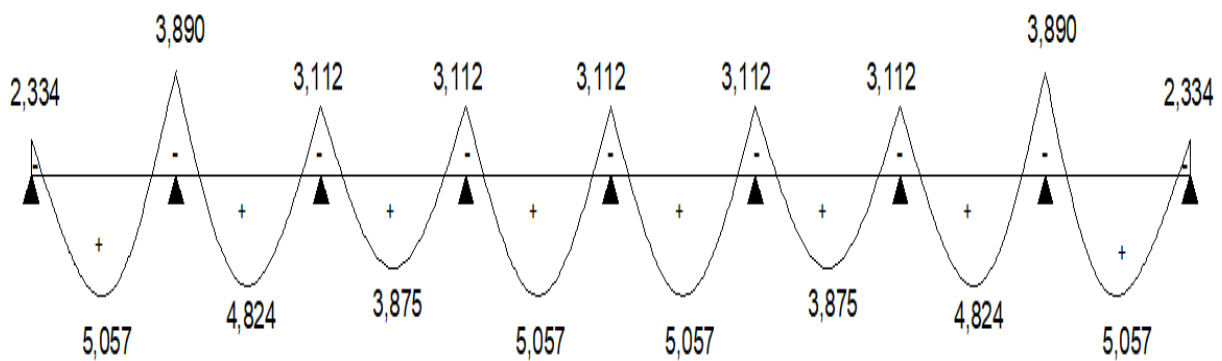
$$T_7 = \frac{q_u L_{78}}{2} + \frac{M_8 - M_7}{L_{78}}$$

$$T_7 = \frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{2,334 - 3,89}{3,18} = 9,292 \text{ kN}$$

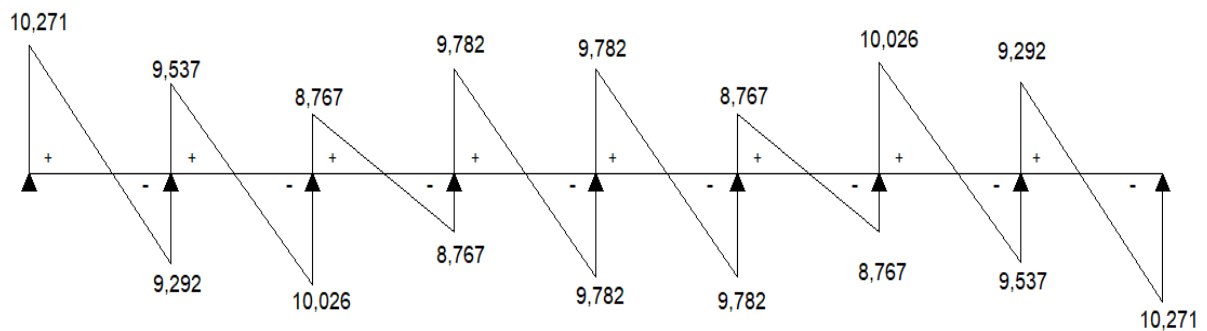
$$T_8 = -\frac{q_u L_{78}}{2} + \frac{M_7 - M_8}{L_{78}}$$

$$T_8 = -\frac{6,152 \times 3,18}{2} + \frac{2,334 - 3,89}{3,18} = -10,271 \text{ kN}$$

**Diagramme des moments :**



**Diagramme de l'effort tranchant :**



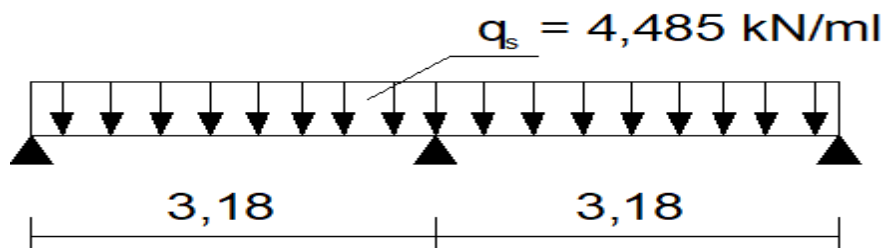
➤ **Etat limite service (ELS) :**

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à L'ELU sont proportionnelles à cette charge ( $q_u$ ). Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à L'ELU par ( $q_s$ ) et de diviser par ( $q_u$ ), pour obtenir les valeurs à L'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4,485}{6,152} = 0,729$$

**a. Cas de la poutre continue sur trois appuis :**

- **Calcul des moments :**



**Figure III-11 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 3 appuis.**

- **Calcul du coefficient  $\alpha$  :**  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5,90} = 0,145$

On aura après calcul :  $\alpha = 0,145$

$$1 + 0,3 \alpha = 1 + 0,3 \times (0,145) = 1,044$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1,044}{2} = 0,52 \qquad \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3 \times 0,145}{2} = 0,62$$

- **Calcul des Moments isostatiques**

$$L_1 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{01} = 7,78 \times I = 7,78 \times 0,729 = 5,672 \text{ kN.m.}$$

$$L_2 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{02} = 7,78 \times I = 7,78 \times 0,729 = 5,672 \text{ kN.m.}$$

- **Calcul des moments sur appuis**

$$\text{Appuis 0 : } 2,334 \times 0,729 = 1,701 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appuis 1 : } 4,668 \times 0,729 = 3,403 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appuis 2 : } 2,334 \times 0,729 = 1,701 \text{ kN.m.}$$

- Calcul des moments sur travée

**Travée 1 :**

$$M_{t1} = 4,824 \times 0,729 = 3,517 \text{ kN.m}$$

**Travée 2 :**

$$M_{t2} = 4,824 \times 0,729 = 3,517 \text{ kN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants :

**Travée 0-1 :**

$$T_0 = 10,52 \times 0,729 = 7,669 \text{ kN.}$$

$$T_1 = -9,05 \times 0,729 = -6,597 \text{ kN.}$$

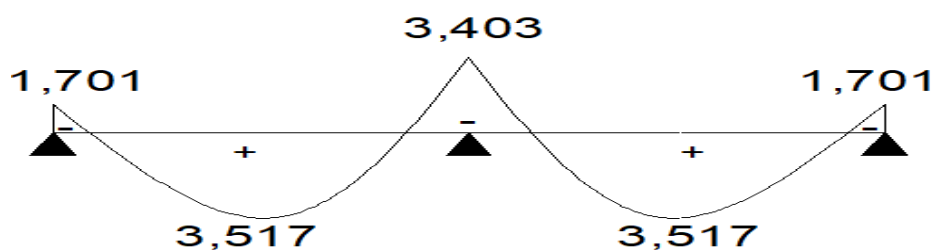
**Travée 1-2:**

$$T_1 = 9,05 \times 0,729 = 6,597 \text{ kN.}$$

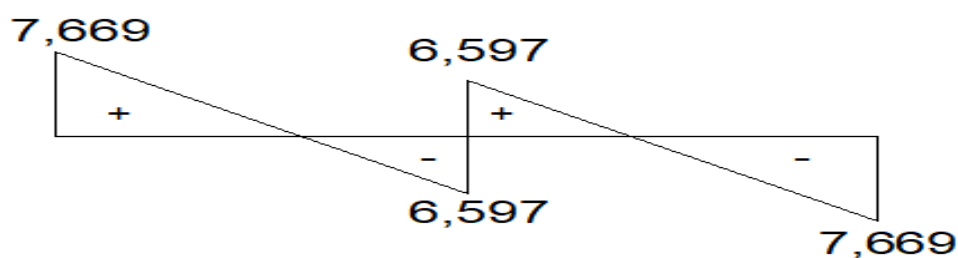
$$T_2 = -10,52 \times 0,729 = -7,669 \text{ kN.}$$

D'où on remplace les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra les diagrammes suivants :

**Diagramme des moments :**

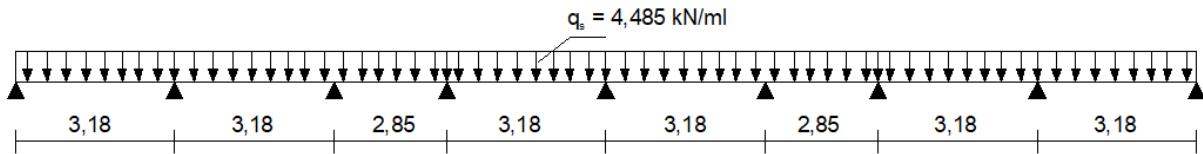


**Diagramme des efforts tranchants**



**b. Cas de la poutre continue sur neuf appuis :**

- **Calcul des moments :**



**Figure III-12 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 9 appuis.**

- **Calcul des Moments isostatiques**

$$L_1 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{01} = 7,78 \times 0,729 = 5,672 \text{ kN.m.}$$

$$L_2 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{02} = 7,78 \times 0,729 = 5,672 \text{ kN.m.}$$

$$L_3 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{03} = 6,25 \times 0,729 = 4,556 \text{ kN.m.}$$

$$L_4 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{04} = 7,78 \times 0,729 = 5,672 \text{ kN.m.}$$

$$L_5 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{05} = 7,78 \times 0,729 = 5,672 \text{ kN.m.}$$

$$L_6 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{06} = 6,25 \times 0,729 = 4,556 \text{ kN.m.}$$

$$L_7 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{07} = 7,78 \times 0,729 = 5,672 \text{ kN.m.}$$

$$L_8 = 3,18 \text{ m} \rightarrow M_{08} = 7,78 \times 0,729 = 5,672 \text{ kN.m.}$$

- **Calcul des moments sur appuis**

$$\text{Appuis 0 : } 2,334 \times 0,729 = 1,701 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 1 : } 3,89 \times 0,729 = 2,836 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 2 : } 3,112 \times 0,729 = 2,269 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 3 : } 3,112 \times 0,729 = 2,269 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 4 : } 3,112 \times 0,729 = 2,269 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 5 : } 3,112 \times 0,729 = 2,269 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 6 : } 3,112 \times 0,729 = 2,269 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 7 : } 3,89 \times 0,729 = 2,836 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 8 : } 2,334 \times 0,729 = 1,701 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des moments sur travée :**

**Travée 1 :**

$$M_{t1} = 5,057 \times 0,729 = 3,687 \text{ kN.m}$$

**Travée 2 :**

$$M_{t2} = 4,824 \times 0,729 = 3,517 \text{ kN.m}$$

**Travée 3 :**

$$M_{t3} = 3,875 \times 0,729 = 2,825 \text{ kN.m}$$

**Travée 4 :**

$$M_{t4} = 5,057 \times 0,729 = 3,687 \text{ kN.m}$$

**Travée 5 :**

$$M_{t5} = 5,057 \times 0,729 = 3,687 \text{ kN.m}$$

**Travée 6 :**

$$M_{t6} = 3,875 \times 0,729 = 2,825 \text{ kN.m}$$

**Travée 7 :**

$$M_{t7} = 4,824 \times 0,729 = 3,517 \text{ kN.m}$$

**Travée 8 :**

$$M_{t8} = 5,057 \times 0,729 = 3,687 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

**Travée 0-1 :**

$$T_0 = 10,271 \times 0,729 = 7,488 \text{ kN}$$

$$T_1 = -9,292 \times 0,729 = -6,774 \text{ kN}$$

**Travée 1-2:**

$$T_1 = 9,537 \times 0,729 = 6,952 \text{ kN}$$

$$T_2 = -10,026 \times 0,729 = -7,309 \text{ kN}$$

**Travée 2-3:**

$$T_2 = 8,767 \times 0,729 = 6,391 \text{ kN}$$

$$T_3 = -8,767 \times 0,729 = -6,391 \text{ kN}$$

**Travée 3-4:**

$$T_3 = 9,782 \times 0,729 = 7,131 \text{ kN}$$

$$T_4 = -9,782 \times 0,729 = -7,131 \text{ kN}$$

**Travée 4-5:**

$$T_4 = 9,782 \times 0,729 = 7,131 \text{ kN}$$

$$T_5 = -9,782 \times 0,729 = -7,131 \text{ kN}$$

**Travée 5-6:**

$$T_5 = 8,767 \times 0,729 = 6,391 \text{ kN}$$

$$T_6 = -8,767 \times 0,729 = -6,391 \text{ kN}$$

**Travée 6-7:**

$$T_6 = 10,026 \times 0,729 = 7,309 \text{ kN}$$

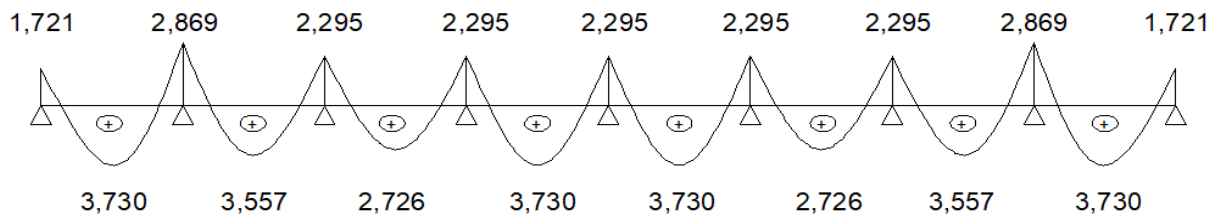
$$T_7 = -9,537 \times 0,729 = -6,952 \text{ kN}$$

**Travée 7-8 :**

$$T_7 = 9,292 \times 0,729 = 6,774 \text{ kN}$$

$$T_8 = -10,271 \times 0,729 = -7,488 \text{ kN}$$

**Diagramme des moments :**



**Diagramme de l'effort tranchant :**



**III.2.7 Ferrailage à L'ELU :**

$M_{tmax} = 5,057 \text{ kN.m}$  (2<sup>ème</sup> cas).

$M_{amax} = 4,668 \text{ kN.m}$  (1<sup>er</sup> cas).

➤ **Armatures longitudinales**

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

• **En travées**

**Positon de l'axe neutre**

Si  $M_t > M_0$  (l'axe neutre est dans la nervure).

Si  $M_t < M_0$  (l'axe neutre est dans la table de compression).

$$M_0 = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3$$

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

**Avec :**

$M_0$  : Le moment qui peut être repris par la table de compression.

$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

$M_{tmax} = 5,057 \text{ kN.m} < 59,072 \text{ kN.m} \rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression.

**Conclusion :** la section en Té se calcule comme une section rectangulaire de  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

- **Sections d'armatures :**

- $\mu = \frac{M_{tmax}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5,057}{14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,017$

$\mu = 0,017 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section Simplement Armée (SSA).

$\mu = 0,017 \rightarrow \beta = 0,9915$

- $A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$  Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,057 \times 10^3}{0,9915 \times 18 \times 348} = 0,814 \text{ cm}^2$$

On prend:  $A_{st} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis**

$$M_{amax} = 4,668 \text{ kN.m}$$

- $\mu = \frac{M_{amax}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{4,668}{14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,016$

$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section Simplement Armée (SSA).

$\mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$

- $A_{sa} = \frac{M_{amax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$  avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{sa} = \frac{M_{ap \max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,668 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 0,751 \text{ cm}^2$$

On prend:  $A_{sa} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$ .

➤ **Calcul des armatures transversales:**

- **Diamètre des barres [BAEL91/Art A.7.2, 2] :**

Le diamètre minimal des armatures transversales ( $\phi_t$ ) est donné comme suit:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\max} \right\}$$

Avec :

$\phi_l^{\max} = 10 \text{ mm}$  : Le diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$h = 20\text{cm} \quad b_0 = 12\text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\right\}$$

$$\phi_t \leq \min\{0.57; 1.2; 1\} = 0.57\text{ cm} .$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 6$ .

Avec :

$$A_t = A_t = \frac{2\pi\phi^2}{4} = 0,565\text{ cm}^2 \rightarrow A_t = 0,57\text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures [BAEL91/Art A.5.1, 22] :**

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{0,9 \times 18; 40\text{ cm}\} = 16,2\text{ cm}$$

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

- **Pourcentage minimum des armatures transversales [BAEL91/Art A.5.1, 22]:**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

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

$$\frac{0,57 \times 400}{12 \times 15} = 1,267 \geq 0,4\text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.2.8 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité [BAEL91/Art A.4.2] :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}}$$

Avec :

$$\begin{cases} A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} & \text{En travée.} \\ A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times d \times b_0 \times f_{t28}}{f_e} & \text{Aux appuis.} \end{cases}$$

- **En travée :**

$$f_{t28} = 2,1\text{ MPa} \quad f_e = 400\text{ MPa} \quad d = 18\text{ cm} \quad b = 65\text{ cm}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 18 \times 65 \times 2,1}{400} = 1,413\text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{\text{adoptée}} = 2,36\text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,413\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$f_{t28} = 2,1\text{ MPa} \quad f_e = 400\text{ MPa} \quad d = 18\text{ cm} \quad b_0 = 12\text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 18 \times 12 \times 2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{\text{adoptée}} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,261 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \tau_u^{\text{adm}}$

Avec:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } T_u^{\max} = 10,52 \text{ kN}$$

• **Calcul de contrainte de cisaillement admissible :**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u^{\text{adm}} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{Art A.5.1, 211 /B.A.E.L91}).$$

Tel que :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$     $\gamma_b = 1,5$

$$\tau_u^{\text{adm}} \leq \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 5 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

• **Calcul de contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{10,52 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,487 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\tau_u = 0,487 \text{ MPa} < \tau_u^{\text{adm}} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et Entrainement des barres :**

La contrainte d'adhérence  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur limite ultime  $\tau_{se,u}$  :

$$\tau_{se} < \tau_{se,u} \quad (\text{B.A.E.L91/Art A.6.1,3})$$

Avec :  $\tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

- **Aux appuis**

$$\tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10,52 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,034 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau_{se} = 1,034 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

- **En travée**

$$\tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10,52 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,689 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau_{se} = 0,689 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

➤ **Influence de l'effort tranchant :**

- **Sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91)**

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0$$

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12$$

$$T_{max} \leq 129,6 \text{ kN}$$

**Appuis de rive :**

$$T_{umax} = 10,52 \text{ kN} < 129,6 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Appuis intermédiaires :**

$$T_{umax} = 10,026 \text{ kN} < 129,6 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_{umax} - \frac{M_{amax}}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left( 10,52 - \frac{4,668 \times 10^5}{0,9 \times 18} \right) = 0,828 \text{ cm}^2$$

**Appuis de rive :**

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,828 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Appuis intermédiaires :**

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,828 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes.

• **Ancrage des barres :**

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $l_s$  dite « longueur de scellement droit »

$$l_s = \frac{f_e \times \phi}{4 \times \tau_{su}} \quad (\text{B.A.E.L 91/Art A.6.1,221})$$

Avec :

$\tau_{su}$  : Contrainte d'adhérence.

D'après le (B.A.E.L 91/Art A.61 ,21) Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime:

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement pris égale à 1.5 pour les barres à haute adhérence.

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

▪ Les règles du (BAEL 91/art. A.6.1 ,253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors-crochet est au moins égale a :  $0.4l_s$  pour une barre HA de classe  $f_e E400$ .

$$\text{D'où : } l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm}$$

Soit un croché de 15 cm

**III.2.9 Vérification à l'ELS :**

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

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

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

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

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Etat limite de résistance de béton en compression:**

La contrainte de compression du béton est limitée à  $0,6f_{cj}$  [BAEL 91/art. A.4.5 ,2]

**En travée :**

• **La contrainte dans l'acier :**

On doit vérifier que  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  tel que :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

Avec :

$$P_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,093 \quad \text{D'où:} \quad K_1 = 19,74 \quad \beta_1 = 0,8561$$

$$\sigma_s = \frac{3,687 \times 10^3}{0,8561 \times 18 \times 2,36} = 101,383 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 101,383 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{101,383}{19,74} = 5,136 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5,136 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

### Aux appuis :

- **La contrainte dans l'acier :**

On doit vérifier que  $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$  :

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

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{ap}}$$

Avec :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727$  D'où :  $K_1 = 25,485$   $\beta_1 = 0,8765$

$$\sigma_s = \frac{3,668 \times 10^3}{0,8765 \times 18 \times 1,57} = 148,083 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 148,083 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

- **La contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$  :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{148,083}{25,485} = 5,811 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5,811 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

### ➤ Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

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

- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$
- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ts}^{\max}}{15M_0}$
- $\frac{A_{st}}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e}$

Avec :

$h_t$  : Hauteur total du plancher (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (3,18 m)

$M_{tS}^{\max}$  : Moment max a l'ELS (3,687 kN.m)

$M_0$  : Moment max de la travée isostatique (5,672 kN.m)

$A_{st}$  : Section des armatures (2,36 cm<sup>2</sup>)

b : largeur de la section (12cm)

d : hauteur utile de la section droite (18 cm)

- $\frac{h_t}{L} = \frac{20}{318} = 0,0629 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{h_t}{L} = \frac{20}{318} = 0,0629 \geq \frac{M_{tS}^{\max}}{15M_0} = \frac{3,687}{15 \times 5,672} = 0,043 \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 > \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow$  Condition vérifiée.

Les 3 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

### Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles des étages courants seront ferrillées comme suivant:

- **Armatures longitudinales :**

**3HA10** pour le lit inférieur.

**2HA 10** en chapeau au niveau des appuis (lit supérieur).

- **Armatures transversales :**

Un étrier en  $\emptyset 6$  tout les 15 cm.

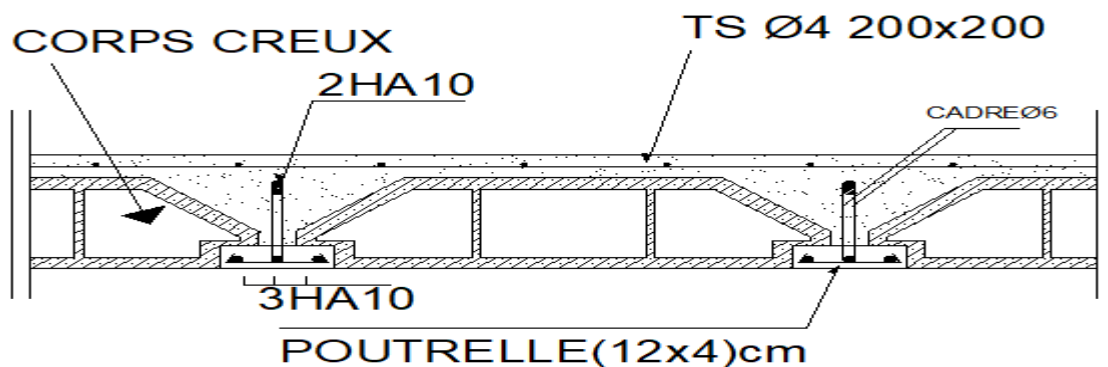


Figure III-13 : Plan de ferrailage du plancher.

### III.3 Poutre de chaînage

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieur.

#### III.3.1 Dimensionnement de la poutre de chaînage :

Du 2<sup>émé</sup> chapitre, on a :

$$h = 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 25 \text{ cm}$$

#### III.3.2 Détermination des charges et surcharges :

❖ Charge permanente :

Poids propre de la poutre :  $G_1 = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,87 \text{ kN/ml}$

Poids propre du mur :  $G_2 = 2,36(3,06 - 0,3) = 6,51 \text{ kN/ml}$

Poids propre du plancher :  $G_3 = 5,06 \times \frac{0,65}{2} = 1,64 \text{ kN/ml}$

Poids propre total :  $G_{\text{tot}} = 10,02 \text{ kN/ml}$

❖ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,49 \text{ kN/ml}$$

#### III.3.3 Combinaison de charges

**ELU** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,02 + 1,5 \times 0,49 = 14,26 \text{ kN/ml}$

**ELS** :  $q_s = G + Q = 10,02 + 0,49 = 10,51 \text{ kN/ml}$

## III.3.4 Calculs à l'ELU :

## 1. Calcul des efforts internes à l'ELU :

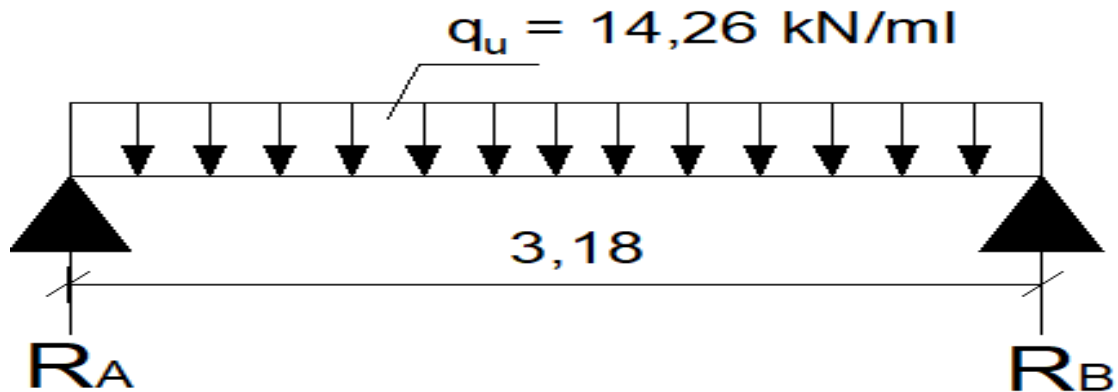


Figure III-14 : schéma statique de la poutre chaînage à l'ELU.

## • Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{14,26 \times 3,18}{2} = 22,67 \text{ kN}$$

## • Moment isostatique :

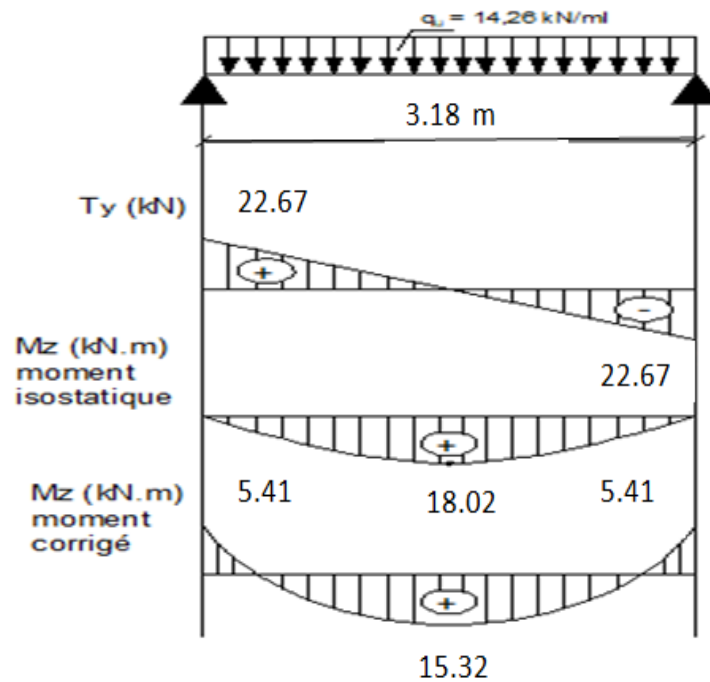
$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{14,26 \times 3,18^2}{8} = 18,02 \text{ kN.m}$$

## • Moment corrigé :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 18,02 = 15,32 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 18,02 = -5,41 \text{ kN.m}$$

2. Diagramme des efforts interne :



III.3.5 Ferrailage à ELU :

III.3.5.1 Les armatures longitudinales :

❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}}$$

Avec:

$$M_t = 15,32 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15,32 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,059$$

$\mu = 0,059 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA).

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :

$$\mu = 0,059 \rightarrow \beta = 0,9695$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{15,32 \times 10^3}{0,9695 \times 27 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis :**

$$M_a = -5,41 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,41 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,020$$

$\mu = 0,020 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA).

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :

$$\mu = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{5,41 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

### III.3.5.2 Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

$\phi_t$ : Diamètre des armatures transversal.

$\phi_1$ : Diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} ; 1,2 ; \frac{25}{10} \right\} = \min \{0,86 ; 1,2 ; 2,5\} = 0,86$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow$  Un cadre et un étrier de HA8.

## III.3.6 Vérification à ELU :

## 1. Condition de non-fragilité Art A 2.2.2 page 47/BAEL 91révisé 99) :

$$A_{adopté} > A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

## ❖ En travée :

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Aux appuis :

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## 2. Vérification au cisaillement (Art A.5.1 : 1page 49/BAEL.91 révisé 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 22,67 \text{ kN}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{25}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{22,67 \times 10}{25 \times 27} = 0,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

#### ➤ Influence sur le béton :

$$T_{max} \leq 0,4bd \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{max} \leq 0,4 \times 0,25 \times 0,27 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 450 \text{ kN}$$

$$T_u = 22,67 \text{ kN} < T_{max} = 450 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### ➤ Influence sur les armatures :

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

Avec :

$$M_{max} = 8,56 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = 22,67 \text{ kN}$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left( 22,67 \times 10^3 + \frac{8,56 \times 10^3}{0,9 \times 27} \right) = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3 page 52 BAEL.91 révisé 99) :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement.      Tel que :       $\Psi_s = 1,5$  (Pour les Aciers HA).

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$$\sum ui = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

Avec :  $\sum ui$ : Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{22,67 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113,04} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### 5. Espacement des armatures transversal :

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

#### ❖ Zone nodale:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{7,5; 14,4; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 7,5 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 7 \text{ cm}$ .

#### ❖ Zone courante:

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

III.3.7 Calcul et vérification à ELS :

1. Calcul des efforts internes à L'ELS :

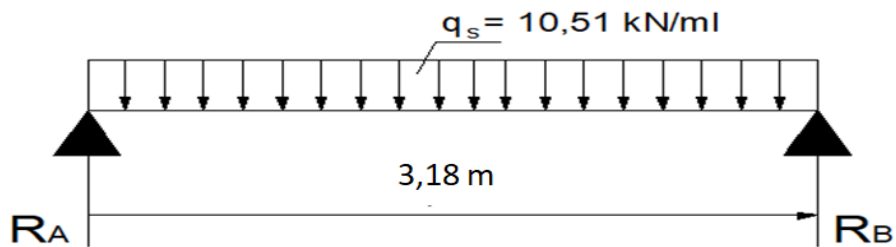


Figure III-15 : Schéma statique de la poutre chaînée à l'ELS.

➤ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{10,51 \times 3,18}{2} = 16,71 \text{ kN}$$

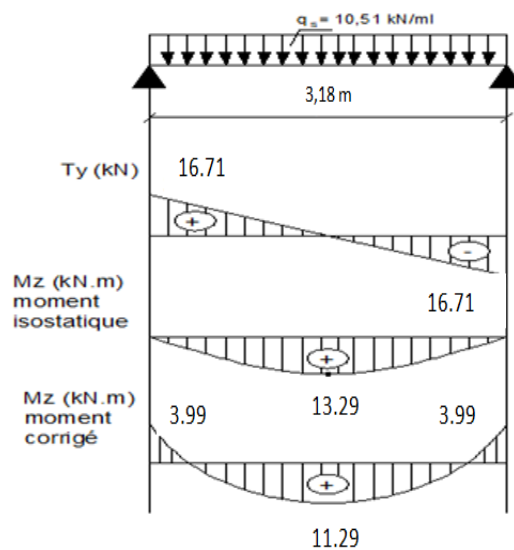
➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{10,51 \times 3,18^2}{8} = 13,29 \text{ kN}$$

➤ Moment corrigé :

- En travée :  $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 13,29 = 11,29 \text{ kN.m.}$
- Aux appuis :  $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 13,29 = -3,99 \text{ kN.m.}$

2. Diagramme des efforts interne :



- **Etat limite d'ouvertures des fissures :** BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.5.3).

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression dans le béton :** BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.5.2) :

Nous devons s'assurer que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

**a. En travée :**

✓ **Contrainte dans l'acier :**

$$M_s = 11,29 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \rightarrow \beta = 0,8933 \rightarrow K_1 = 31,87$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{11,29 \times 10^6}{0,8933 \times 270 \times 339} = 138,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 138,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{218,56}{31,87} = 6,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Aux appuis**

✓ **Contrainte dans l'acier :**

$$M_s = -3,99 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \rightarrow \beta = 0,8933 \rightarrow K_1 = 31,87$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{3,99 \times 10^6}{0,8933 \times 270 \times 339} = 48,80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 48,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{48,80}{31,87} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **État limite de déformation (Art B.6.5, 1 BAEL 91 /révisée99) :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{318} = 0,094 \geq 0,06 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \rightarrow 0,015 \geq \frac{11,29}{10 \times 13,29} = 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,39}{25 \times 27} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0050 \leq 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

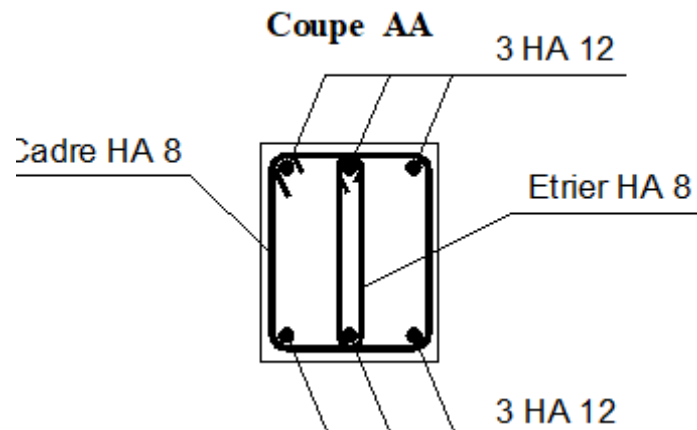
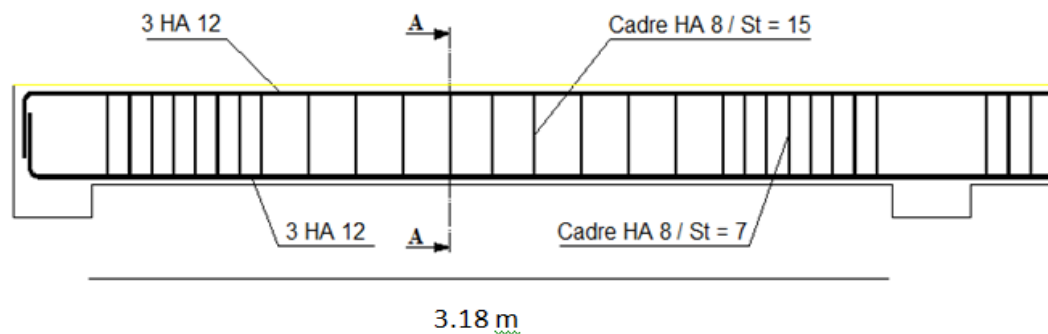
Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

→ Les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre de chaînage sera comme suit :

- Armatures longitudinales :
  - En travée : 3HA12
  - Aux appuis : 3HA12
- Armatures transversales :
  - 1 cadre et 1 étrier de HA8.



**Figure III-16: Ferrailage de la poutre chaînage.**

### III.4 Balcon en dalle pleine

Le balcon est calculé telle une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Soumis à des charges permanentes  $G$ , au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionner comme suit :

- $L = 1,50 \text{ m}$ ,  $L$  = la largeur du balcon.
- Un garde de corps de hauteur  $h = 1 \text{ m}$  en brique pleine de 10 cm d'épaisseur.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

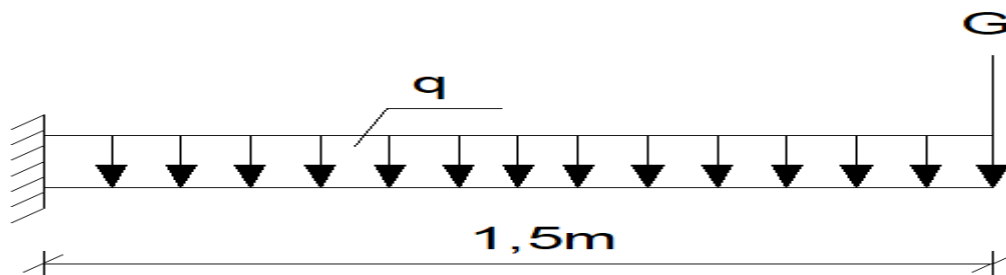


Figure III-17 : Schéma Statique du balcon.

#### III.4.1 Dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle de balcon est déterminée comme suit :

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

Avec :

$L$  : La largeur du balcon.

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit : } e_p = 15 \text{ cm}$$

#### III.4.2 Détermination des charges et des surcharges :

➤ Charges et surcharges du plancher en dalle pleine :

$$G_1 = 5,11 \times 1 = 5,11 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_1 = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ KN/ml.}$$

➤ Charges et surcharges revenant au garde-corps :

$$G_2 = 2 \times 0,36 + 0,9 = 1,62 \text{ kN/ml}$$

$$Q_2 = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_2 : \text{ Charge due à la main courante.}$$

Le moment engendré par l'effort de la poussée de la main courante, est faible par rapport au moment d'encastrement des charges uniformément réparties. Donc on néglige cet effet dans le calcul.

### III.4.3 Les combinaisons des charges :

- **Dalle pleine :**

**A L'ELU : 1,35G + 1,5Q**

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 3,5 = 12,15 \text{ kN/m.}$$

**A L'ELS: G + Q**

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5,11 + 3,5 = 8,61 \text{ kN/m.}$$

- **Garde corps :**

**A L'ELU : 1,35G + 1,5Q**

$$q_{u2} = 1,35G_2 = 1,35 \times 1,62 = 2,19 \text{ kN/m.}$$

**A L'ELS: G + Q**

$$q_{s2} = G_2 = 1,62 = 1,62 \text{ kN/m.}$$

### III.4.4 Calcul a l'ELU

La console est calculée en flexion simple avec une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

- **Calcul de moment fléchissant :**

- Le moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  :

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1}l^2}{2} = \frac{12,15 \times 1,50^2}{2} = 13,67 \text{ kN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge  $q_{u2}$  :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2,19 \times 1,5 = 3,29 \text{ kN.m}$$

- Le moment total :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 13,67 + 3,29 = 16,96 \text{ kN.m}$$

• **Calcul Effort tranchant :**

- L'effort tranchant provoqué par la charge  $q_{u1}$  :

$$T_{qu1} = q_{u1} \times l = 12,15 \times 1,5 = 18,23 \text{ KN}$$

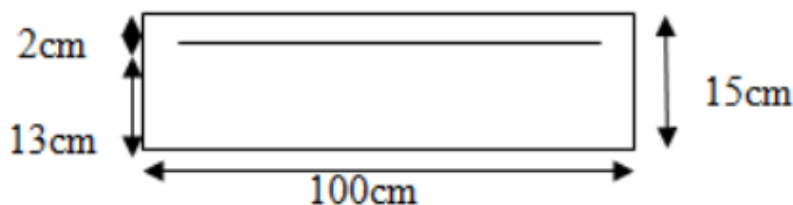
- L'effort tranchant provoqué par la charge  $q_{u2}$  :

$$T_{qu2} = q_{u2} = 2,19 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant total :  $T_u = T_{qu1} + T_{qu2} = 18,23 + 2,19 = 20,42 \text{ kN}$ .

**III.4.5 Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande 1m.



**a. Armatures principales :**

$$c = 2 \text{ cm} \quad d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16,96}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,070 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA (ASC} = 0 \text{ cm}^2)$$

$$\mu = 0,070 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,96 \times 10^6}{0,964 \times 130 \times 348} = 388,89 \text{ mm}^2 = 3,89 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>      avec :  $S_t = \frac{100}{5} = 25 \text{ cm}$

**b. Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>      avec :  $S_t = \frac{100}{5} = 25 \text{ cm}$

**III.4.6 Vérifications à l'ELU :**

**a) Vérification de la condition de non-fragilité (Art 4.2, 1/BAEL 91/révisée 99) :**

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification au cisaillement (Art 5.1, 211/BAEL 91/revisé99) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{20,42 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,157 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,157 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**c) Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum u_i = n\pi Q = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm} \quad \text{Avec } n : \text{ nombre de barre.}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,42 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 1,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**d) Vérification de l'écartement des barres :(A.8.2, 42BAEL 91 /révisée99) :**

• Pour des charges concentrées :

$$\text{Armatures principales : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

• **Pour des charges réparties :**

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Armatures de répartition :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**e) Longueur de scellement droit :( Art A6.1 ,221BAEL 91/révisé99) :**

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

$$l_s = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :  $l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On opte pour  $l_s = 48 \text{ cm}$

$l_s$  Dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

$$l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm} \quad \text{D'où : } l_c = 20 \text{ cm}$$

### III.4.7 Calcul a l'ELS :

**Calcul de moment fléchissant :**

- Le moment provoqué par la charge  $q_{s1}$  :

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8,61 \times 1,50^2}{2} = 9,69 \text{ kN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge  $q_{s2}$  :

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1,62 \times 1,5 = 2,43 \text{ kN.m}$$

- Le moment total :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 9,69 + 2,43 = 12,12 \text{ kN.m} .$$

**Calcul Effort tranchant :**

- L'effort tranchant provoqué par la charge  $T_{qs1}$ :

$$T_{qs1} = q_{s1} \times l = 8,61 \times 1,5 = 12,92 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge  $T_{qs2}$  :

$$T_{qs2} = q_{s2} = 1,62 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant total :

$$T_s = T_{qs1} + T_{qs2} = 12,92 + 1,62 = 14,54 \text{ kN.m}$$

**III.4.8.Vérification à l'ELS :****a. État limite de compression de béton :(Art A 4.5, 2/ BAEL 91/révisée99)****• Contrainte dans l'acier :**

Nous devons s'assurer que :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,348 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,9093 \quad \rightarrow K_1 = 39,55$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\square}}{\beta d A_{\square}} = \frac{9,12 \times 10^6}{0,9093 \times 130 \times 452} = 170,67 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 170,67 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**• Contrainte dans le béton :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{170,67}{39,55} = 4,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. État limite de déformation (Art B.6.5, 1 BAEL 91 /révisée99) :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 \geq 0,06 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{\square}}{10 M_0} \rightarrow 0,1115 \geq \frac{14.73}{10 \times 14.73} = 0,1 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0043 \leq 0.0105 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

### Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

### III.4.9. Vérification de la dalle pleine au séisme (RPA 99 / Art A.6.2.3) :

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul ( $\square_{\square}$ ) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :  $F_p = 4 A C_p W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. Dans notre cas :

$$A = 0,15 \text{ (Zone (IIa), groupe d'usage 2)}$$

$C_p$ : Facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas

$$C_p = 0,3$$

$W_p$ : Poids de l'élément secondaire

$$W_p = G = 5,11 \text{ kN/ml}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 5,11 = 0,9198 \text{ kN/ml} \quad \rightarrow F_p = Q = 1 \text{ kN/ml.}$$

### Récapitulatif des sections d'aciers adoptées :

#### • Armatures principales :

$$A = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 25 \text{ cm.}$$

#### • Armatures de répartition :

$$A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 25 \text{ cm}$$

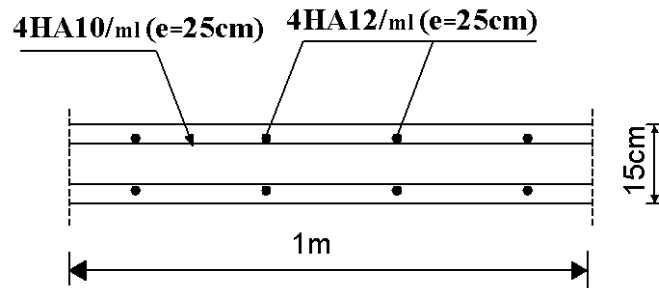
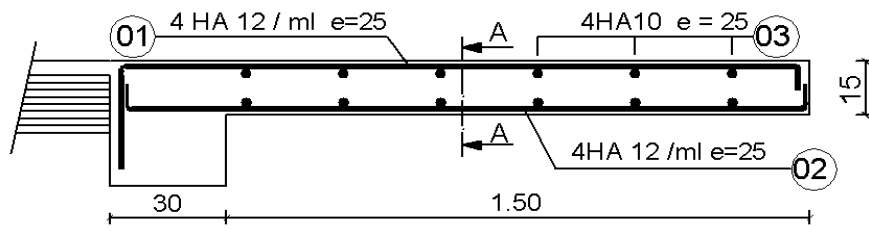


Figure III-18 : Ferrailage du balcon

### III.5 Etude de l'escalier :

#### III.5.1 Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier), il permet de passer d'un niveau à un autre.

#### III.5.2 Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, les valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées Intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches

#### III.5.2.1 Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

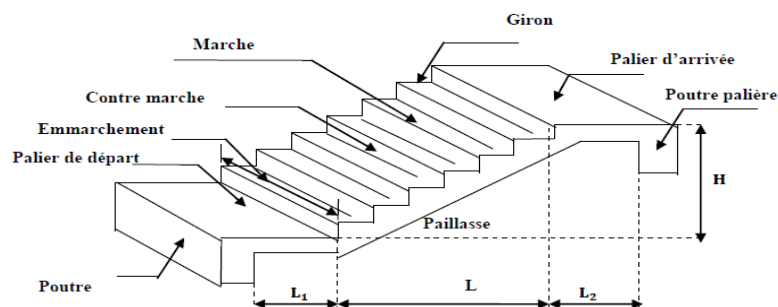


Figure III-19 : Schéma de l'escalier.

**Notations utilisées :**

- g** : giron ( longueur des marches).  
**ep** : épaisseur de la paillasse et du palier.  
**E** : Emmarchement.  
**h** : hauteur des marches.  
**H** : hauteur de la volée.  
**L<sub>1</sub>** : longueur du palier de départ  
**L** : longueur projeté de la volée.  
**L<sub>2</sub>** : longueur du palier d'arrivée.

**III.5.2.2 Dimensionnement :**

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**

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

**Avec :**

**h** : Hauteur de la contre marche.

**g** : Giron

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{On prend } h = 17 \text{ cm}$$

**• Le nombre de contre marches n:**

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

**• Le nombre de marches m:**

$$m = n - 1 = 8$$

**• Le giron g:**

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

**• Calcul de longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g (n-1) = 30 (9-1) = 240 \text{ cm}$$

$$\mathbf{L = 240 \text{ m.}}$$

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 59 \leq 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

En adoptant pour une hauteur des marches **h=17cm** et un giron **g= 30 cm**

• **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Prenant compte des recommandations du **BAEL9**

Le pré dimensionnement se fera pour une poutre simplement appuyée sur les deux côtés

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

$$\frac{L}{30} < ep < \frac{L}{20}$$

Avec :

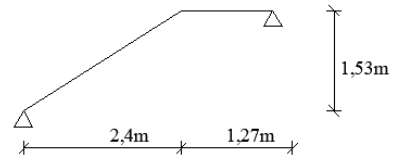
**L** : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{1.53}{2.4} = 0.637 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\text{Donc : } L = 1.27 + \frac{2.4}{\cos 32.52} = 4.116 \text{ m}$$

$$\frac{411.6}{30} < ep < \frac{411.6}{20} \rightarrow 13.72 < ep < 20.58$$



**L<sub>1</sub>**: La longueur de palier intermédiaire.

**L<sub>2</sub>**: La longueur de la paillasse projetée.

**Conclusion**

On opte pour une paillasse d'épaisseur **ep=18 cm**.

On prend la même épaisseur la volée et le palier intermédiaire.

**III.5.3 Détermination des Charges et surcharges pour 1m de projeté horizontale :**

**A) La volée**

Matériaux	Epaisseur	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Poids des marches</b>	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
<b>Poids de la paillasse</b>	$\frac{1 \times 0.18}{\cos 29.53}$	25	5.18
<b>Lit de sable</b>	0.02	18	0.36
<b>Mortier de pose</b>	0.02	22	0.44
<b>Poids de revêtement (carrelage, enduit)</b>	0.02	22	0.44
<b>Poids du garde corps</b>	-	-	0.30
<b><math>\Sigma G = G_{\text{volée}}</math></b>			<b>8.845</b>

**Tableau III-1 : Détermination du poids propre de la volée.**

b) le palier :

Matériaux	Epaisseur	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Poids propre du palier	0.18	25	4.5
Poids de revêtement (carrelage, Enduit)	0.01	22	0.44
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
$\Sigma G = G_{\text{palier}}$			5.74

Tableau III-2 : Détermination du poids propre du palier.

• Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR, et elle est la même pour la volée et le Palier.

Selon le DTR (BC2-2) pour une construction à usage d'habitation  $Q = 2,5 \text{ KN} / \text{m}^2$

### III.5.4 Calcul des efforts internes pour 1 m de largeur:

Combinaison de charges :

ELU :

$$qu = (1,35G + 1,5 Q) \times 1\text{m}$$

$$\text{Volée : } qu^v = (1.35 \times 8.845 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 15.70 \text{ kN/m}$$

$$\text{Palier : } qu^p = (1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 11.50 \text{ kN/m}$$

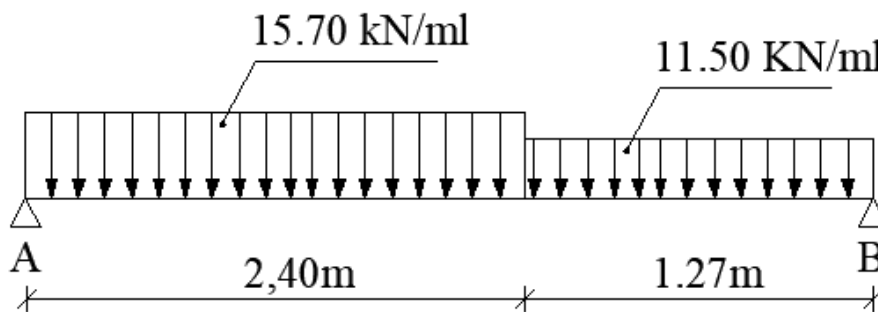


Figure III-20: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

➤ **Calcul des réactions :**

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B - (q_{uv} \times 2.40) - (q_{up} \times 1.27) = 0$$

$$R_A + R_B = 52.28 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (q_{up} \times 1.27 \times 3.035) + (q_{uv} \times \frac{2.40^2}{2}) - R_B \times 3.67 = 0$$

$$\sum M/A = (11.50 \times 1.27 \times 3.035) + (15.70 \times \frac{2.40^2}{2}) = R_B \times 3.67$$

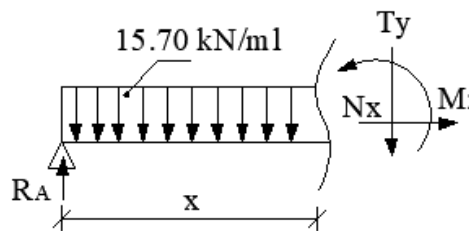
Donc :

$$R_A = 27.88 \text{ KN}$$

$$R_B = 24.40 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des efforts internes:**

▪ **1er tronçon :  $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$**



$$\sum M/0 = 0 \rightarrow 27.88x - 15.70 \frac{x^2}{2} - M_z = 0$$

$$M_z = -7.85x^2 + 27.88x$$

• Pour  $x = 0 \rightarrow M_z = 0$

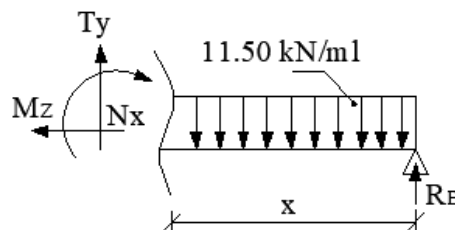
• Pour  $x = 2.40 \rightarrow M_z = 21.70 \text{ KN.m}$

$$T_y = -15.70x + 27.88$$

• Pour  $x = 0 \rightarrow T_y = 27.88 \text{ KN}$

• Pour  $x = 2.40 \rightarrow T_y = -9.8 \text{ KN}$

▪ **2ème tronçon :  $0 \leq x \leq 1.27$**



$$\sum M/0 = 0 \rightarrow 24.40x - 11.50 \frac{x^2}{2} - M_z = 0$$

$$M_z = -5.75x^2 + 24.40x$$

- Pour  $x = 0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour  $x = 1.27 \rightarrow M_z = 21.70 \text{ kN.m}$

$$T_y = -11.50 x + 24.40$$

- Pour  $x = 0 \rightarrow T_y = 24.40 \text{ kN}$
- Pour  $x = 1.27 \rightarrow T_y = 9.8 \text{ kN}$ .

➤ **Calcul du moment max ( $M_{\max}$ ) :**

$M_z$ , Atteint la valeur max à

$$T_y = -15.70 x + 27.88 = 0 \quad \text{d'où : } x = \frac{27.88}{15.70} = 1.78 \text{ m}$$

Puis on remplace dans l'équation de moment on aura :

$$M_z = -7.85x^2 + 27.88x$$

$$M_{\max} = 24.75 \text{ kN.m}$$

**PS :** on multiplie  $M^{\max}$  par des coefficients de réductions pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités.

$$\text{En travées : } M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 24.75 = 21.12 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a = -0.3 M^{\max} = -0.3 \times 24.75 = -7.42 \text{ kN.m}$$

• **Diagramme des efforts interne :**

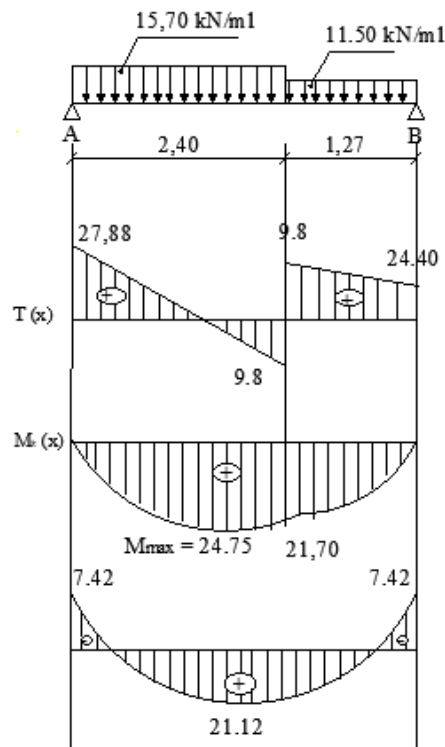


Figure III-21 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

### III.5.5 Ferrailage des paillasse :

Le calcul se fera a en flexion simple pour une bande de largeur ( $b=1\text{m}$ ) et d'épaisseur ( $ep= 18\text{ cm}$ )

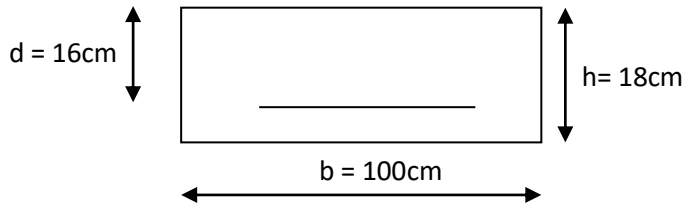


Figure III-22 Section droite de la paillasse a étudié.

#### 1. Armatures principales :

➤ **En travée:**

$$\mu_b = \frac{M_{\bar{a}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.12 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.058 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.058 \implies \beta = 0.970$$

$$A_{st} = \frac{M_{\bar{a}}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.12 \times 10^3}{0.970 \times 16 \times 348} = 3.91 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup> avec St = 25cm

➤ **Aux appuis**

Le moment max aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.42 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.020 \implies \beta = 0.990$$

$$A_{s_a} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.42 \times 10^3}{0.990 \times 16 \times 348} = 1.35 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec St = 25cm.

#### 2. Armatures de répartitions :

➤ **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \implies \text{On opte pour 4HA10} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec St} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{s_a}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \implies \text{On opte pour 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec St} = 25 \text{ cm}$$

**III.5.6 Vérification a l'ELU :**

**a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{s \text{ a}} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$A_{\text{st}} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b. Espacement des barres :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ \text{- En travée : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ \text{- En travées : } e = 25\text{m} \end{array} \right\} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**c. Contraintes tangentielles :**

• **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1c) (cisaillement)**

$$T_{u \text{ max}} = 27.88 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = \frac{27880}{1000 \times 160} = 0.174 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min ( 3.33 ; 5 \text{ MPa} )$$

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

$\tau_u = 0.174 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### d. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{v_u \bar{m}_{ax}}{0.9d \times \Sigma U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad (\text{Art A.6.1.3/BAEL99})$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\Psi_s=1.5$  (pour les aciers HA)

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

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.88 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 150.72} = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\rightarrow$  Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

#### e. Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad (\text{Art A.6.1, 22 / BAEL91})$$

$$\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Forfaitairement :  $L_s = 40\varphi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \quad L_a = 20 \text{ cm}$$

### III.5.7 Calcul à l'état limite de service ELS :

#### 1. Calcul des efforts :

##### a. Combinaison de charge à l'ELS :

- La volée :

$$q_{volée} = G + Q = (8.84 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 11.34 \text{ kN/m.}$$

- Le palier :

$$q_{palier} = G + Q = (5.74 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 8.24 \text{ kN/m}$$

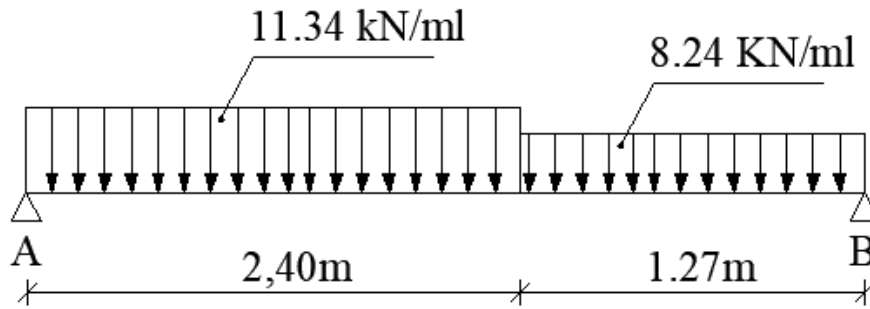


Figure III-23 : Schéma statique à l'ELS

**b. Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B - (q_{sv} \times 2.40) - (q_{sp} \times 1.27) = 0$$

$$R_A + R_B = (11.34 \times 2.40) + (8.24 \times 1.27) = 37.68 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 37.68 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = (q_{sp} \times 1.27 \times 3.04) + (q_{sv} \times \frac{2.40^2}{2}) - R_B \times 3.67 = 0$$

$$\sum M/A = (8.24 \times 1.27 \times 3.035) + (11.34 \times \frac{2.40^2}{2}) = R_B \times 3.67$$

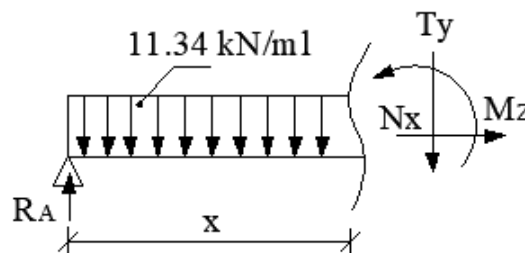
Donc :

$$R_A = 20.12 \text{ kN}$$

$$R_B = 17.55 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

- **1<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$**



$$\sum M/0 = 0 \rightarrow 20.12 x - 11.34 \frac{x^2}{2} - M_z = 0$$

$$M_x = -5.67 x^2 + 20.12 x$$

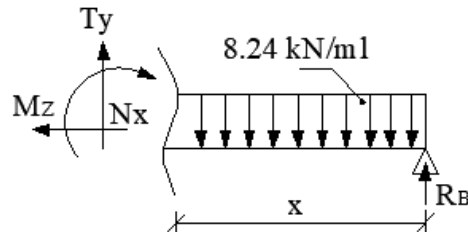
• Pour  $x = 0 \rightarrow M_z = 0$

• Pour  $x = 2.40 \rightarrow M_z = 15.62 \text{ kN.m}$

$$T_y = -11.34 x + 20.12$$

- Pour  $x = 0 \rightarrow T_y = 20.12 \text{ kN}$
- Pour  $x = 2.40 \rightarrow T_y = -7.09 \text{ kN}$ .

• 2ème tronçon :  $0 \leq x \leq 1.27$



$$\Sigma M/0 = 0 \rightarrow 17.55x - 8.24 \frac{x^2}{2} - M_z = 0$$

$$M_z = -4.12 x^2 + 17.55x$$

- Pour  $x = 0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour  $x = 1.27 \rightarrow M_z = 15.51 \text{ kN.m}$

$$T_y = -8.24 x + 17.55$$

- Pour  $x = 0 \rightarrow T_y = 17.55 \text{ kN}$
- Pour  $x = 1.27 \rightarrow T_y = 7.09 \text{ kN}$

➤ Calcul du moment max ( $M_{\max}$ ) :

$M_z$ , Atteint la valeur max à

$$T_y = -11.34 x + 20.12 = 0 \text{ d'où : } x = \frac{20.12}{11.34} = 1.77 \text{ m}$$

Puis on remplace dans l'équation du moment on aura :

$$M_z = -5.67 x^2 + 20.12 x$$

$$M_{\max} = 17.85 \text{ kN.m}$$

**PS :** on multiplie  $M^{\max}$  par des coefficients de réductions pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités.

**En travées :**

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 17.85 = 15.17 \text{ kN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_a = -0.3 M^{\max} = -0.3 \times 17.85 = -5.35 \text{ kN.m}$$

• Diagramme des efforts interne :

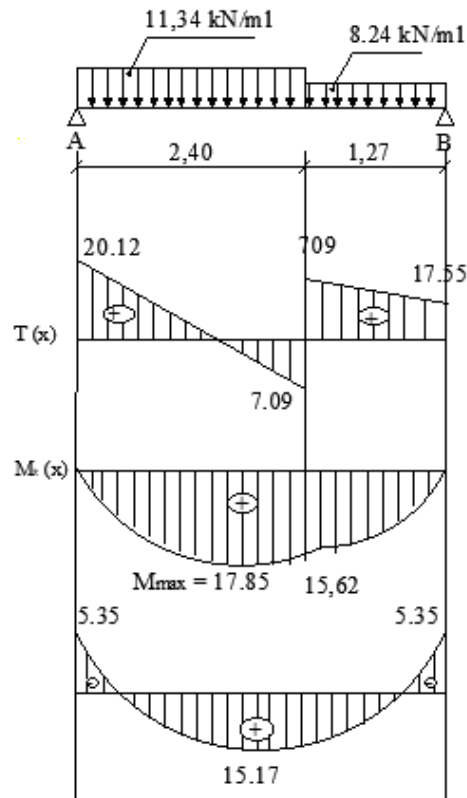


Figure III-24 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.5.8 Vérification à l'ELS :

➤ Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

1. Armatures longitudinales :

✓ Aux appuis :

$$\mu_{la} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{5.35 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.020 \longrightarrow \beta_1 = 0.993$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{sa}} = \frac{5.35 \times 10^3}{0.993 \times 16 \times 348} = 0.967 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} < 3.14 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes

✓ En travée :

$$\mu_{lt} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{15.17 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.042 \longrightarrow \beta_1 = 0.979$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15.17 \times 10^3}{0.979 \times 16 \times 348} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} < 4.52 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :**

• **En travée :**

$$M_t = 15.17 \text{ KN.m} \qquad A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A}{b_0 d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 16} = 0.283$$

De l'abaque en tire les valeurs de :  $\beta_1 = 0.916$  et  $K = 98.6$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{15.17 \times 10^6}{452 \times 0.916 \times 160} = 228.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{228.1}{98.6} = 2.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{amax} = 5.35 \text{ kN.m} \qquad A = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{A}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 16} = 0.198$$

De l'abaque en tire les valeurs de :  $\beta_1 = 0.928$  et  $K = 54.44$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{5.35 \times 10^6}{0.928 \times 160 \times 314} = 114.75 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{k_t} = \frac{114.75}{54.44} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.5.9 Vérification de la flèche BAEL91 modifié 99(Art. B.6.5.2).**

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$  avec : h : la hauteur de la poutre.  
L : longueur max entre nus d'appuis.
- ✓  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{\square}}{M_0}$   $M_t$  : moment max en travée.  
 $M_0$  : valeur maximum de moment en travée.
- ✓  $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{fe}$  A : section des armatures.  
b : longueur de la section.  
d : hauteur utile de la section droite.

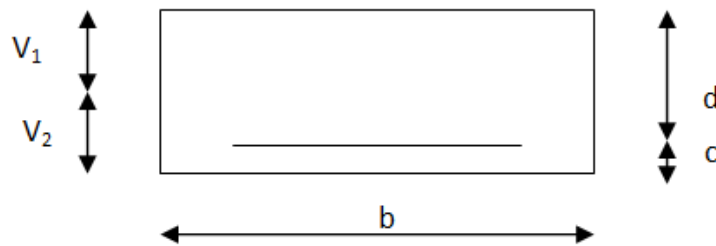
a)  $\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.18}{3.67} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow$  Condition non vérifiée.

b)  $\frac{h}{L} \leq \frac{1}{10} \times \frac{M_{\square}}{M_0} \rightarrow \frac{0.18}{3.67} = 0.049 < \frac{1}{10} \times \frac{15.17}{17.85} = 0.085 \rightarrow$  Condition non vérifiée.

$\frac{A_{\square}}{b^0 d} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion**

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut faire le calcul de la flèche.



$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3670}{500} = 7.40mm$$

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195MPa$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 4.52} = 9.254 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.254 = 8.746 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} \left( 9.254^3 + 8.746^3 \right) + 15 \times 4.52 (8.746 - 2)^2$$

$$I_0 = 151565.3 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{4.52}{100 \times 16} = 0.002825$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0,02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.002825} = 2.97$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002825 \times 384 + 2.1} \right\} = 0.390$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{15.17 \times 10^6 \times 3670^2}{10 \times 32164.19 \times 151565.3 \times 10^4} = 0.42 \text{ mm}$$

Donc  $f < \bar{f} = 7.40 \text{ mm} \rightarrow$  condition vérifiée.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

**Remarque :** On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

**Conclusion :**

Après toutes vérifications, l'escalier sera ferrillé comme suit :

- **Armature principales :**

**En travée :** 4HA12/ml avec un espacement  $s_t = 25$  cm.

**En appui :** 4HA10/ml avec un espacement  $s_t = 25$  cm.

- **Armatures de répartitions :**

**En travée :** 4HA8/ml avec un espacement  $s_t = 25$  cm.

**En appui :** 4 HA10/ml avec un espacement  $s_t = 25$  cm.

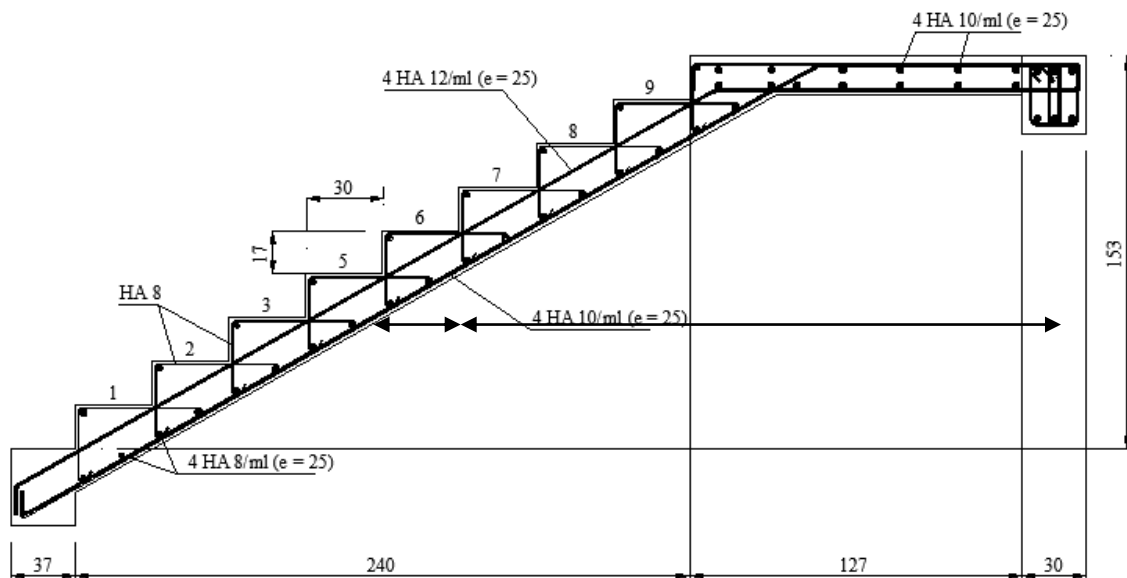


Figure III-25 : Schéma de ferrailage des escaliers.

### III.6 Etude de la poutre palière

#### III.6.1 Définition

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ( $b \times h$ ), considérée comme semi encastree dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur et la réaction du palier.

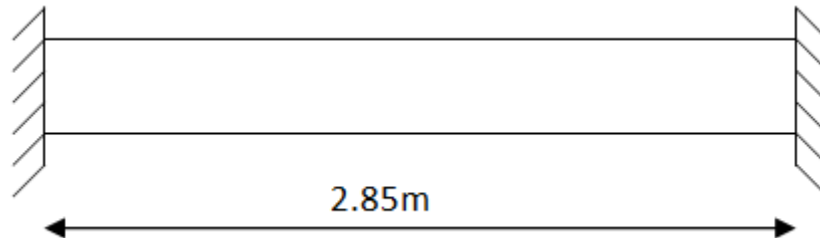


Figure III-26 : Schéma de la poutre palière.

#### III.6.2 Pré dimensionnement :

- **Hauteur :**

La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$L$  : portée maximum entre nus d'appuis.

$$\frac{285}{15} \leq h_t \leq \frac{285}{10} \quad \Rightarrow \quad 19 \text{ cm} \leq h_t \leq 28,5 \text{ cm}$$

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

- **Largeur :**

La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

$b$  : largeur de la poutre.

On prend :  $b = 25 \text{ cm}$

- **Recommandations de RPA (Art 7.5.1) :**

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

→ Condition vérifiée.

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

→ Condition vérifiée.

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4$$

→ Condition vérifiée.

Notre poutre a pour dimension ( $b \times h$ ) = (25 × 30) cm<sup>2</sup>.

### III.6.3 Détermination des charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre :

$$G = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 \text{ kN/ml}$$

- poids propre du au mur extérieure :

$$G_m = 1 \times 2,36 = 2,36 \text{ kN/ml}$$

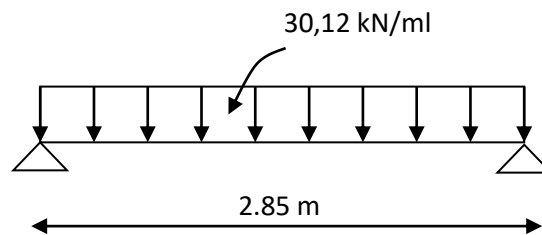
- Réaction de l'escalier sur la poutre :

$$\text{ELU : } R_{u,\text{palier}} = 24,40 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } R_{s,\text{palier}} = 17,55 \text{ kN/ml}$$

### III.6.4 Calcul à l'ELU:

Calcul des efforts internes :



$$q_u = 1,35G + R_u$$

$$q_u = 1,35(1,875 + 2,36) + 24,40 = 30,12 \text{ kN/ml}$$

- ✓ Réaction d'appuis:

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A = R_B = \frac{q_u l}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{30,12 \times 2,85}{2} = 42,92 \text{ kN}$$

- ✓ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{30,12 \times 2,85^2}{8} = 30,58 \text{ kN.m}$$

- ✓ Effort tranchant :

$$T_u = R_A = R_B = 42,92 \text{ kN}$$

- Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_u^a = -0,3M_u = -0,3 \times 30,58 = 9,17 \text{ kN.m}$$

$$M_u^t = 0,85M_u = 0,85 \times 30,58 = 25,99 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont sur le diagramme suivant:

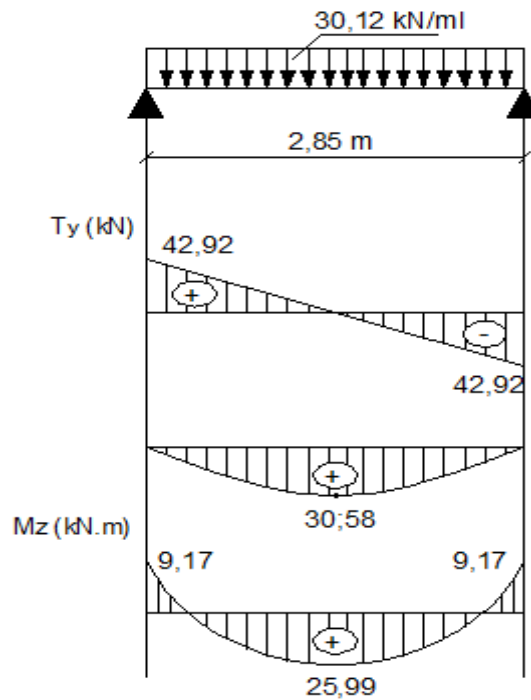


Figure : III-27 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

➤ Calcul des armatures:

$b = 25 \text{ cm}$      $h = 30 \text{ cm}$      $c = 2 \text{ cm}$      $d = 28 \text{ cm}$

• En travée:

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25,99 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,094$$

$\mu = 0,094 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,951$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25,99 \times 10^3}{0,951 \times 28 \times 348} = 2,80 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,17 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,032$$

$\mu = 0,032 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,17 \times 10^3}{0,984 \times 28 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

**III.6.5 Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité : (Art A4.2.1 BAEL91) :**• **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,845 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,845 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Calcul des armatures transversales :**➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A5.1, 21 BAEL91)**

$$T_u^{max} = 42,92 \text{ kN}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{42,92 \times 10^3}{25 \times 28 \times 10^2} = 0,613 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 0,613 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillements.

**c) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99****ArtA.6.1, 21):**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum ui}$$

Avec :  $\sum ui$ : somme des périmètres utiles des barres

$$\sum ui = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

Tel que : n: nombre de barres.

Avec :

$$T_u^{max} = R_A = R_B + 42,92 \text{ kN}$$

$$\tau_{se} = \frac{42,92 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 1,29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**d) Longueur de scellement :**

Longueur de scellement droit est donnée par la loi:

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

$$\text{Avec : } \tau_s = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On opte pour :  $L_s = 50 \text{ cm}$

D'après (Art A.6. 1 ,253/BAEL 9 1modifiées 99) si la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à (0.4Ls).

$$L_t = 0,4L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}$$

On opte pour :  $L_s = 20 \text{ cm}$

**e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):**

✓ Influence sur le béton :

$$T_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 280 \times 250 \times 10^{-3}}{1,5} = 420 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = 42,92 \text{ kN} < 420 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Influence sur les armatures :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{T_u^{max}}{\sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{42,92 \times 10^3}{348} = 123,33 \text{ mm}^2$$

$$A_{adopté} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,23 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

**f) Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{30}{35}; 1,2; \frac{25}{10} \right\} = \min \{0,875; 1,2; 2,5\} = 0,875 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ **espacement des armatures transversales  $S_t$ :**

Les espacements seront donnés comme suit :

• Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$$S_{t1} < \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} < \min(25,2 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t1} = 15 \text{ cm}$$

• D'après le RPA2003 Art 7 .5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones.

❖ **la zone nodale :**  $S_t < \min\left(\frac{l}{4} ; 12\phi\right)$

❖ **En dehors de la zone nodale :**  $S_t < \frac{h}{2}$

Ce qui donne :

En zone nodale :  $S_t < \min(6,75 ; 14,44) < S_t = 7 \text{ cm}$

En dehors de la zone nodale :  $S_t = \frac{28}{2} = 14 \text{ cm} \rightarrow$  On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**III.6.6 Calcul à l'ELS:**

➤ **Combinaison de charges :**

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 4,235 + 17,55 = 21,79 \text{ kN/ml}$$

➤ **Réaction d'appuis:**

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A = R_B = \frac{q_s l}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{21,79 \times 2,85}{2} = 31,04 \text{ kN}$$

➤ **Moment isostatique:**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{21,79 \times 2,85^2}{8} = 22,12 \text{ kN.m}$$

➤ **Effort tranchant:**

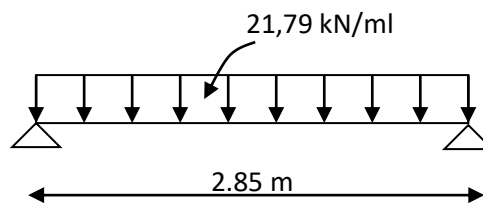
$$T_s = R_A = R_B = 31,04 \text{ kN}$$

✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_s^a = -0,3M_s = -0,3 \times 22,12 = -6,34 \text{ kN.m}$$

$$M_t^a = 0,85M_s = 0,85 \times 22,12 = 18,80 \text{ kN.m}$$

**Les résultats sont sur le diagramme suivant :**



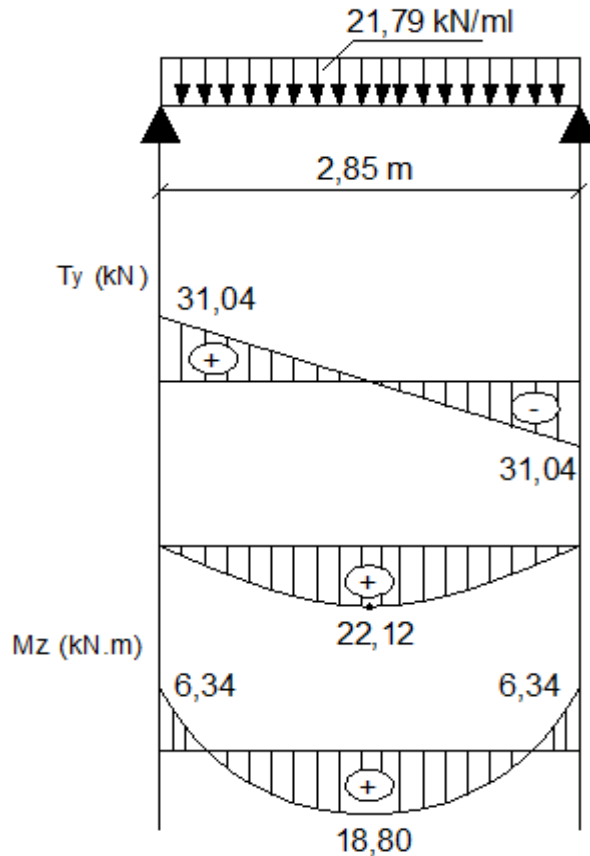


Figure III-28 : Diagramme des efforts interne à l'ELS.

**III.6.7 Vérification à ELS:**

**a. Etat limite de compression du béton:**

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

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{25 \times 28} = 0,360$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,907 \\ K_1 = 38,76 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{A_{st}\beta d} = \frac{6,34 \times 10^3}{3,39 \times 0,907 \times 28} = 73,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{73,64}{38,76} = 1,90 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,483$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,895 \\ K_1 = 32,62 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{st}\beta d} = \frac{18,80 \times 10^3}{4,62 \times 0,895 \times 28} = 162,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{162,38}{32,62} = 4,98 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

**c. Etat limite de déformation:**

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{285} = 0,105 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{30}{28,5} = 0,105 > \frac{18,80}{10 \times 22,12} = 0,085 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,39}{28 \times 25} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire..

**d. Etat limite de déformation :**

La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

**Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

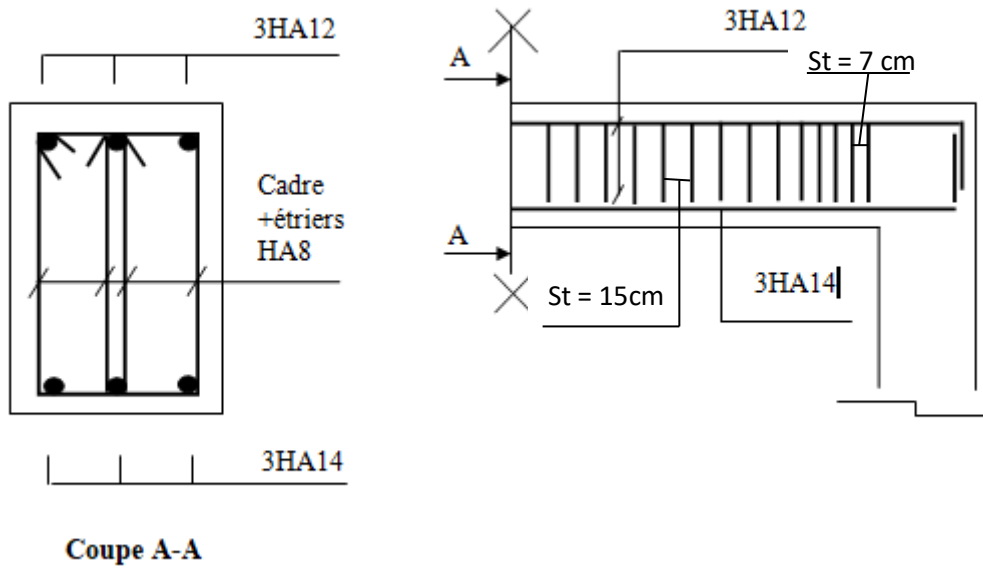


Figure III-29 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.



***Chapitre IV :***  
***Préstation du logiciel***

## IV Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP....etc.

Dans notre projet on a utilisé la version ETABS (V 9.7.0)

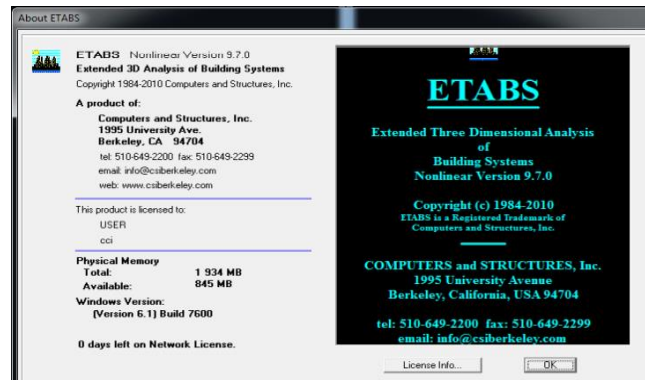


Figure IV-1 : Version utilisée du logiciel ETABS.

### IV.1 Description du logiciel ETABS

ETABS est l'abréviation de « Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems » pouvant être traduit par « Analyse tridimensionnelle étendue des systèmes de construction ». Ce logiciel a été développé par la compagnie américaine « COMPUTERS and STRUCTURES » avec une première version datant de 1984.

ETABS est destiné à la conception et l'analyse des structures de génie civil. Grâce à une interface graphique unique, il permet une modélisation facile et rapide avec un choix illimité de matériaux.

Il permet aussi :

- ✓ La modélisation de tous types de bâtiments.
- ✓ La prise en compte des propriétés des matériaux.

- ✓ L'analyse des effets dynamique et statique.
- ✓ La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- ✓ Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

### **IV.2 Etapes de Modélisation :**

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7.0 dont les Principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges et surcharges (G et Q) ; spectre de réponse.
5. Chargement des éléments.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Spécifier les conditions aux limites.
8. Lancement de l'analyse.

Pour accéder à l'interface du logiciel, notre machine fonctionne sur un système d'exploitation « Windows 7 ». On clique sur l'icône exécutable représentée sur la figure suivante :



**Figure IV-2 : Icône Application ETABS.**

#### **IV.2.1 Introduction de la géométrie de la structure à modéliser :**

##### **➤ Choix des unités :**

La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS en bas de l'écran, l'unité utilisée dans notre cas est (KN.m).

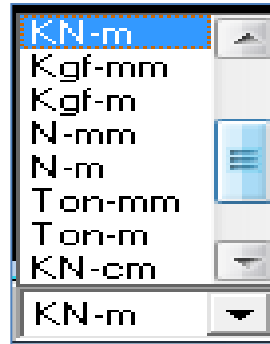


Figure IV-3 : Choix des unités.

➤ **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :

**File → New model**

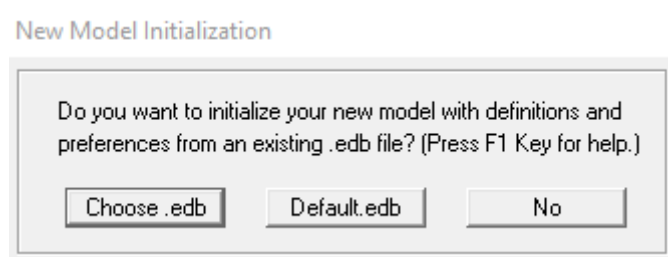


Figure IV-1 : Démarrer un nouveau model.

- « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- « **No** »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Après avoir cliqué sur la commande « **No** » on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Le nombre d'étages.
- Les longueurs des travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure

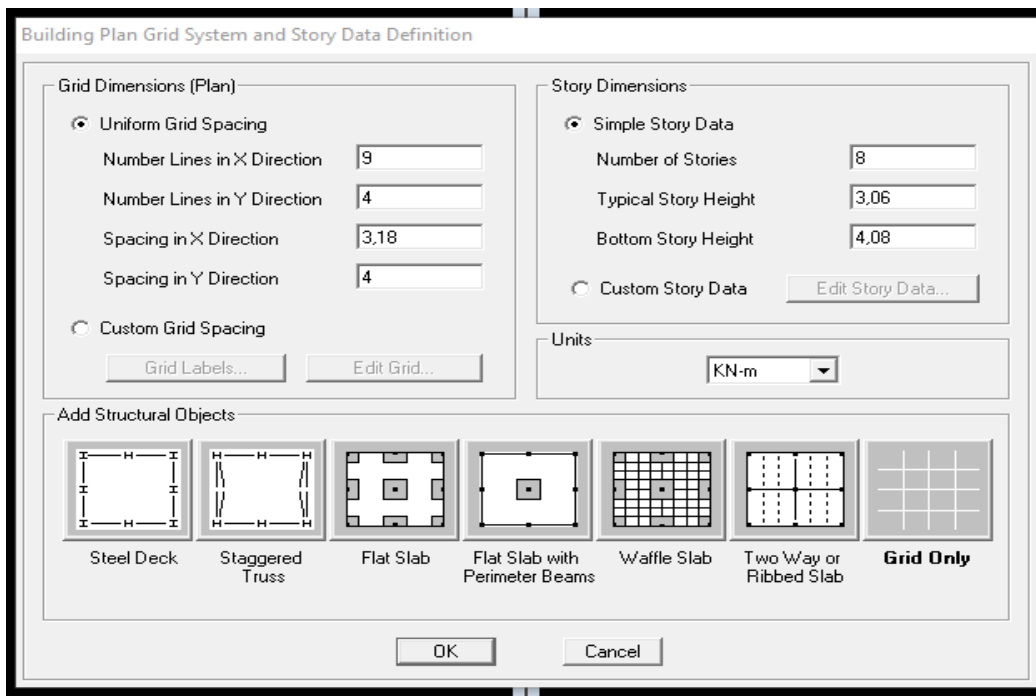


Figure IV-2 : Introduction de la géométrie de base.

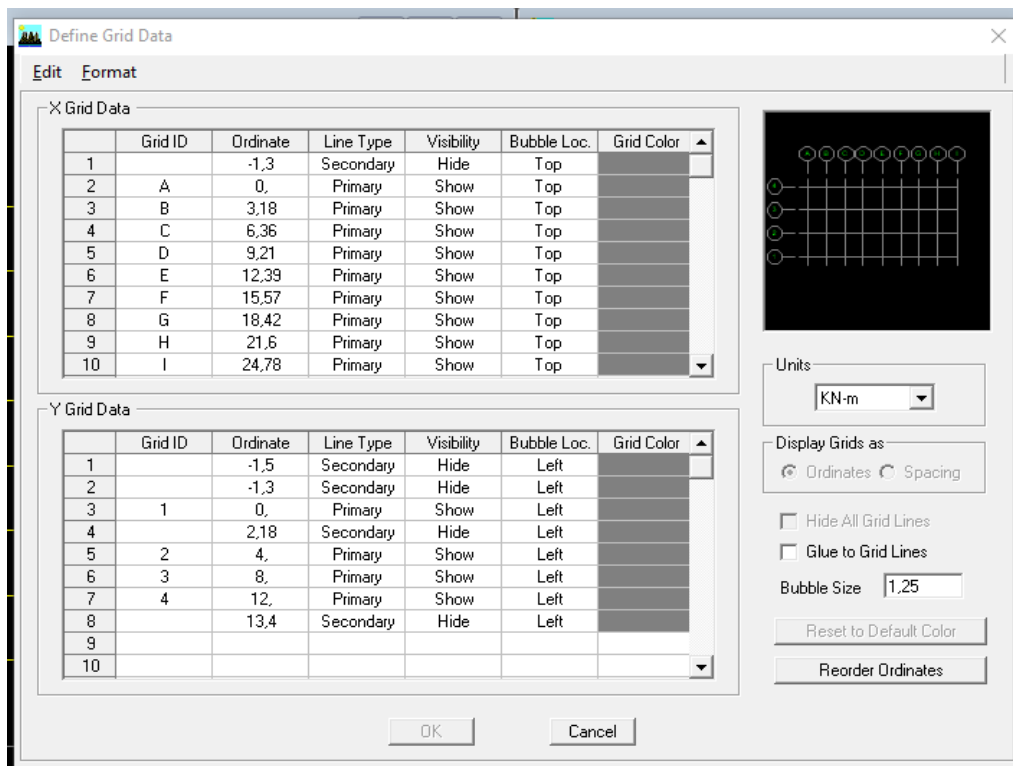


Figure IV-3 : Les lignes de construction.



IV.2.2 Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define → Material Properties → Conc → Modify/Show Material

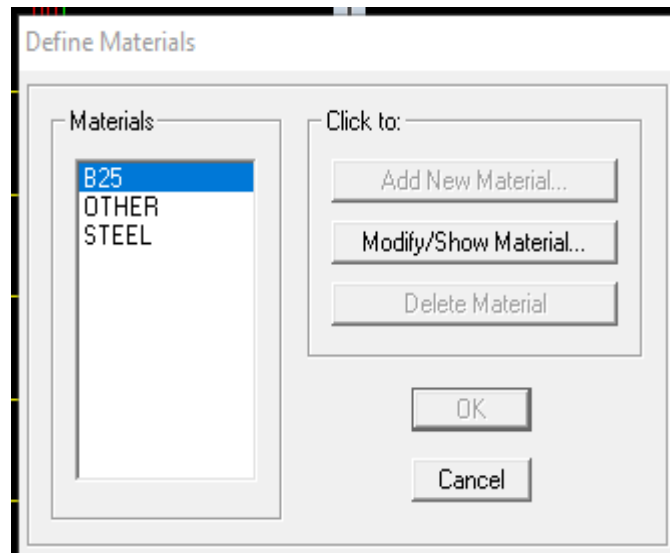


Figure IV-6 : Définir les propriétés mécaniques des matériaux.

Dans la boîte dialogue qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

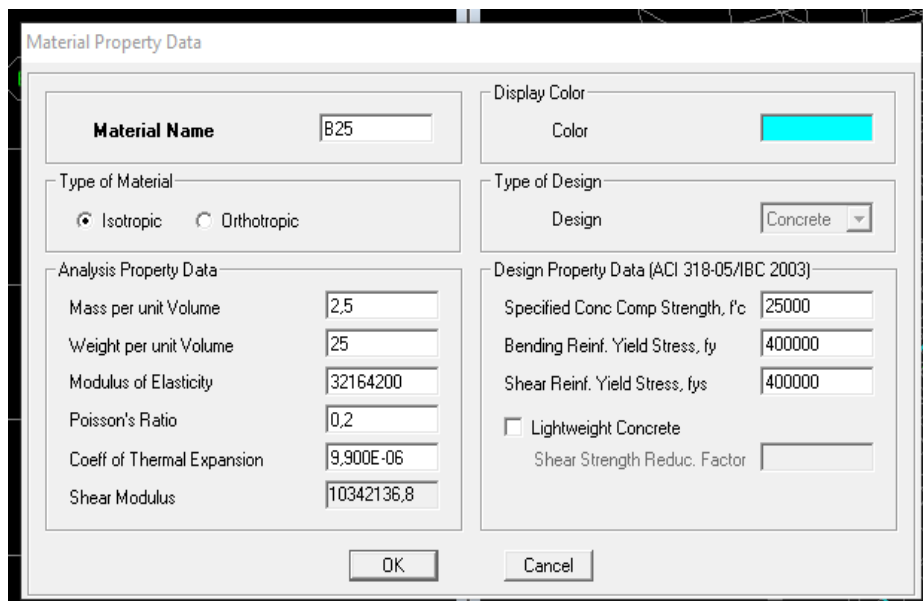


Figure IV-7 : Caractéristiques du béton.

IV.2.3 Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define → Frame Sections  → ADD Rectangular.

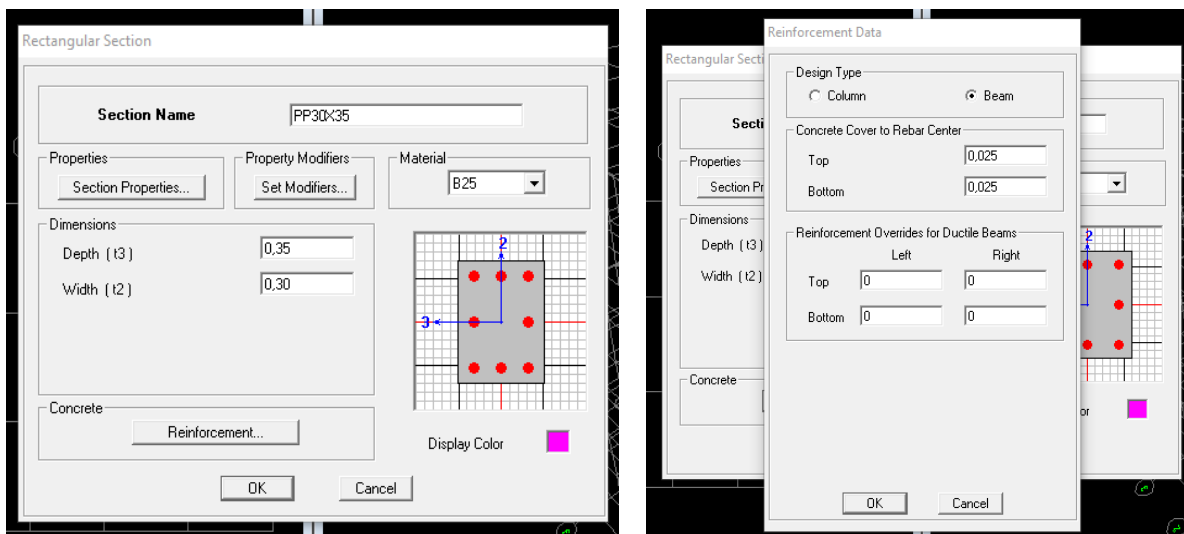


Figure IV-11 : Définition des poutres.

On procède de la même manière pour les poteaux

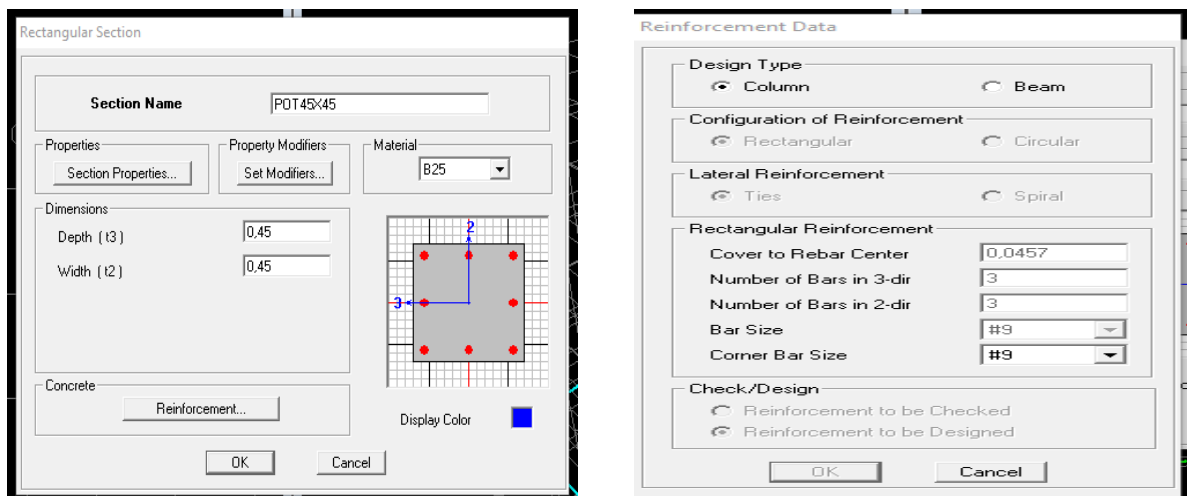



Figure IV-12 : Définition des poteaux.

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define → Wall/Slabs/ decks Section  → Add New Section → Puis on définit leurs propriétés.

- On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

**Élément Shell** : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

**Élément membrane** : il est utilisé pour les éléments minces.

**Élément plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

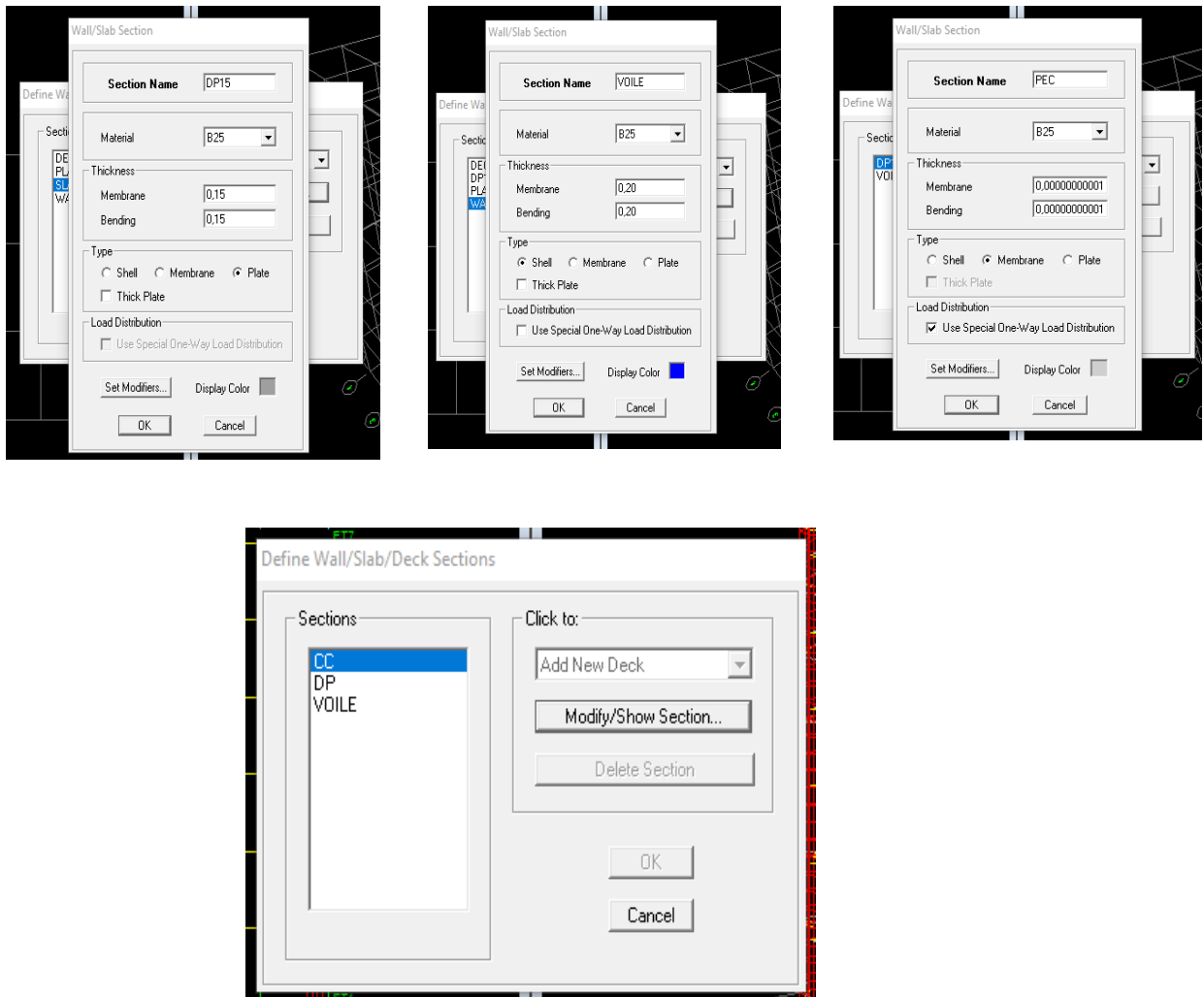



Figure IV-13 : Définition des éléments surfaciques.



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

❖ Pour les poteaux



On clique sur le bouton 

Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) · **None** on choisit le nom de la section pot (50 × 50) par exemple et on valide.

❖ Pour les poutres et les voiles

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  pour les voiles.

❖ Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton  ou 

Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

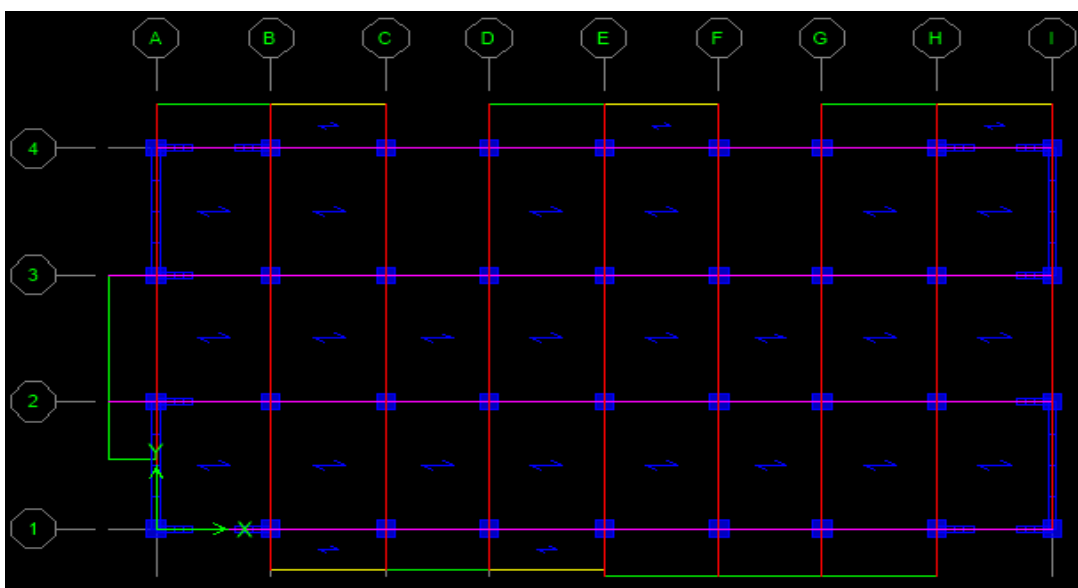
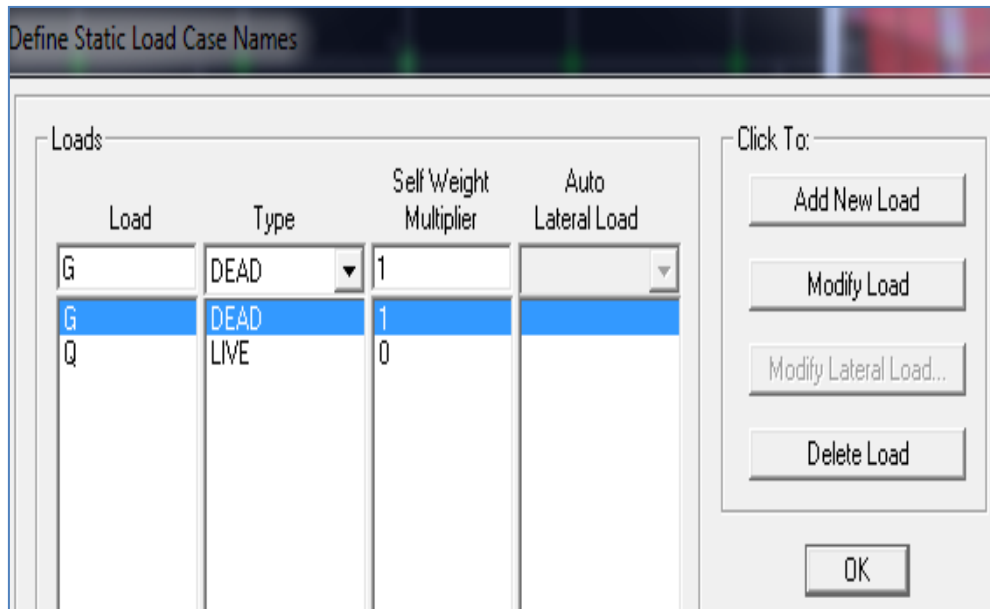


Figure IV-8 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

#### IV.2.4 Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations

(Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**



**Figure IV-15 : Définition des charges statiques**

#### Remarque :

En introduisant la valeur de 1 dans la case « Self Weight Multiplier », le logiciel prend en compte le poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes G.

#### ✓ Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003 :

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site d'implantation).

Puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**.

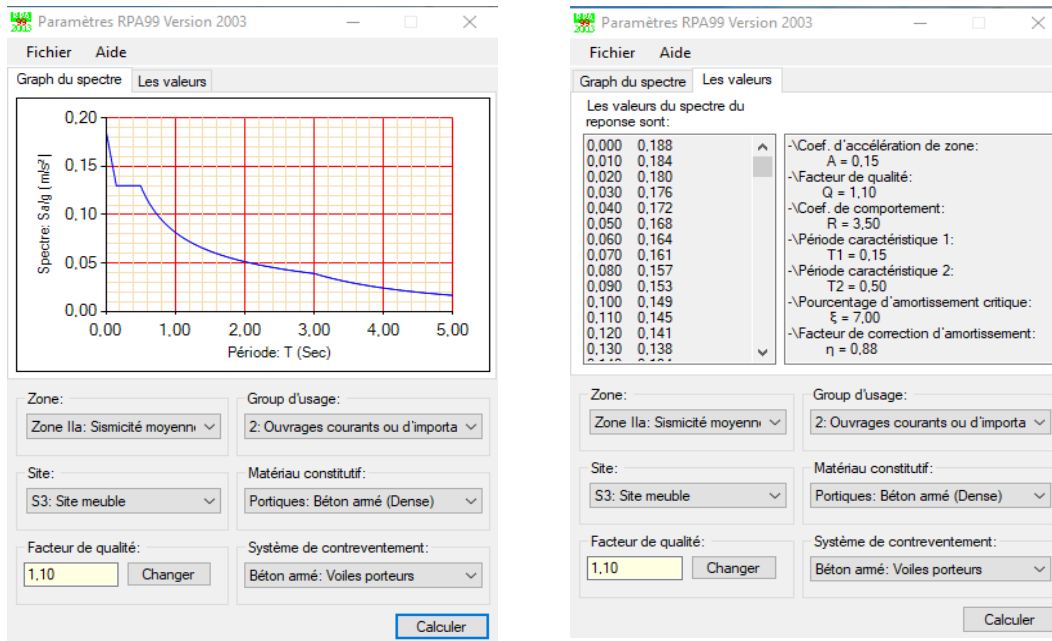


Figure IV-16 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

**Define** → **Response spectrum** → **Function Spectre from file**.

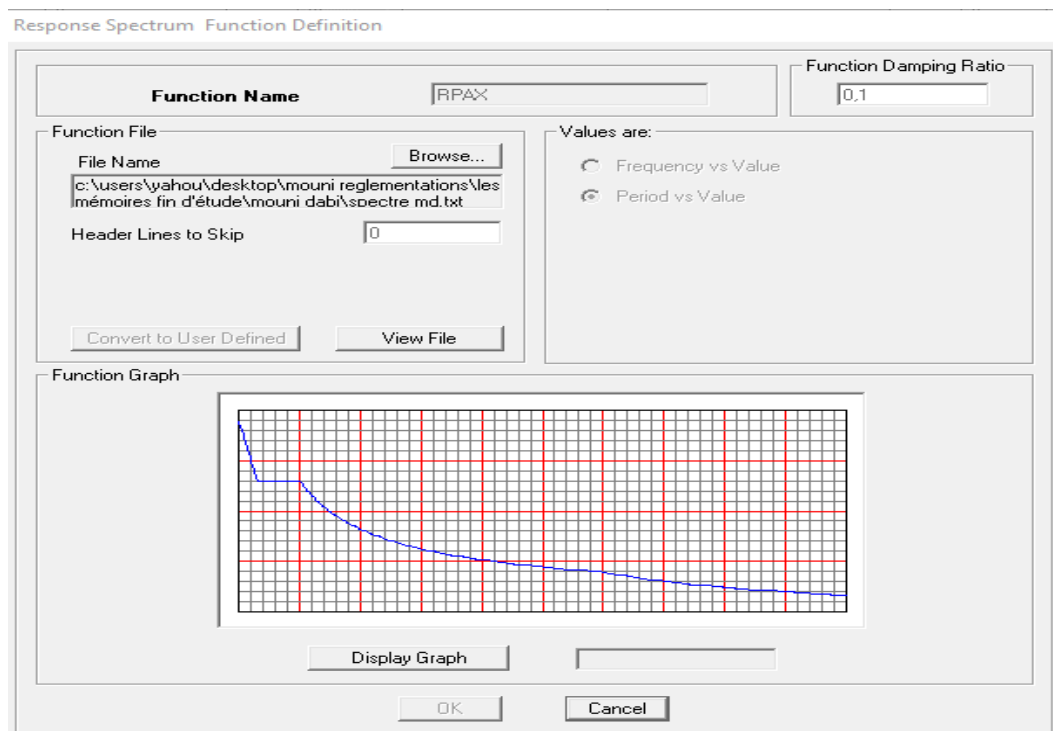


Figure IV-17 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

✓ Définition de la charge sismique « E » :

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum**.

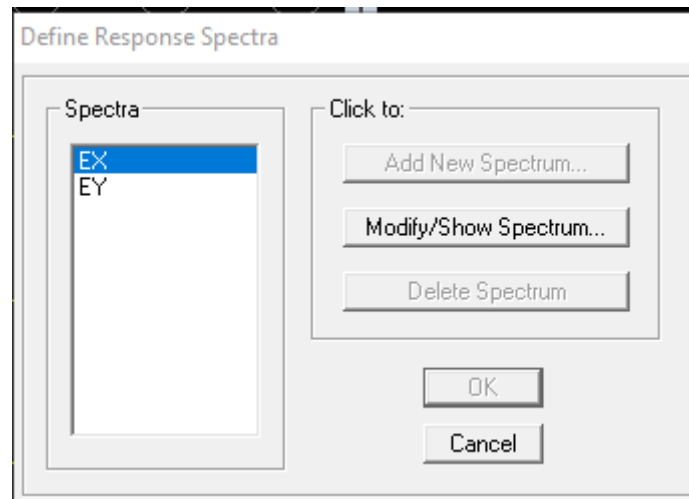


Figure IV-18 : Définition des charges sismiques.

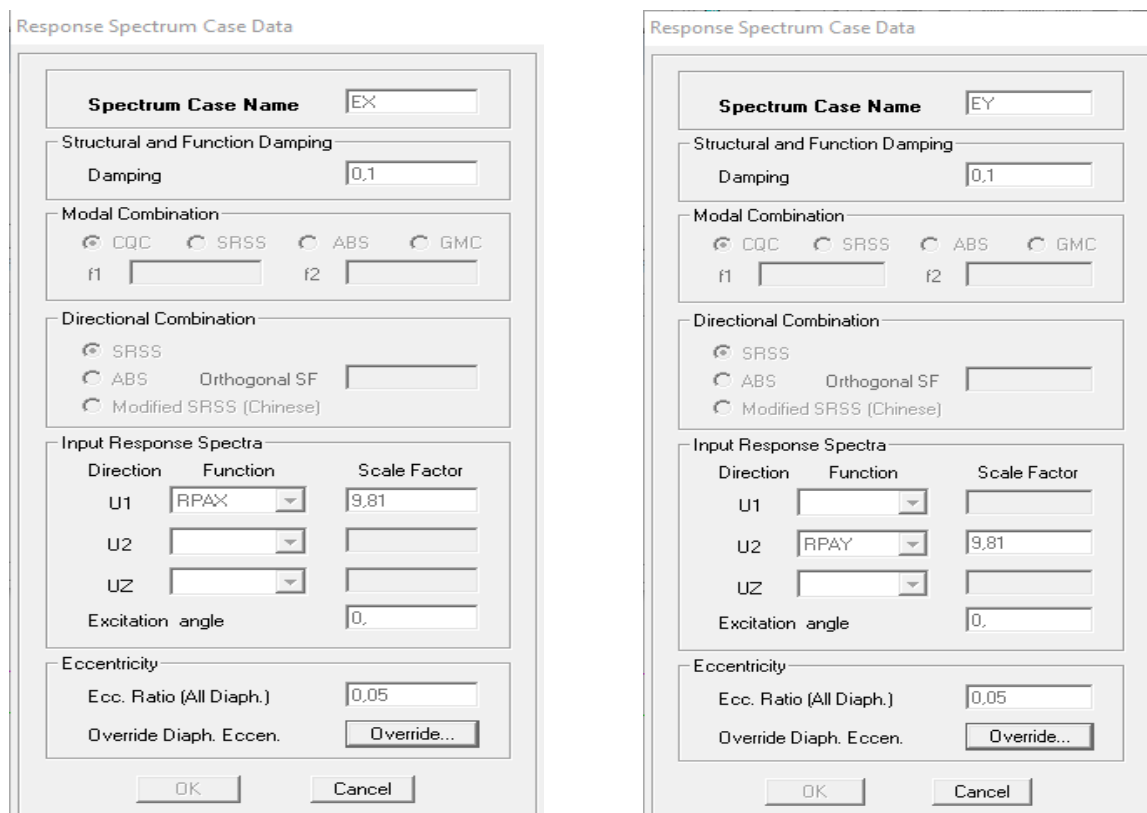



Figure IV-19 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

**IV.2.5 Chargement des éléments :**

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **Shell/Areas load** → **Uniform**. 

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dues aux : mur extérieur, l'acrotère) qui leur revient en cliquant sur :

**Assign** → **Frame/ Line load** → **Distributed**.

**IV.2.6 Introduction des combinaisons d'actions :**

➤ **Combinaisons aux états limites**

ELU : 1,35 G+1,5 Q

ELS : G+Q

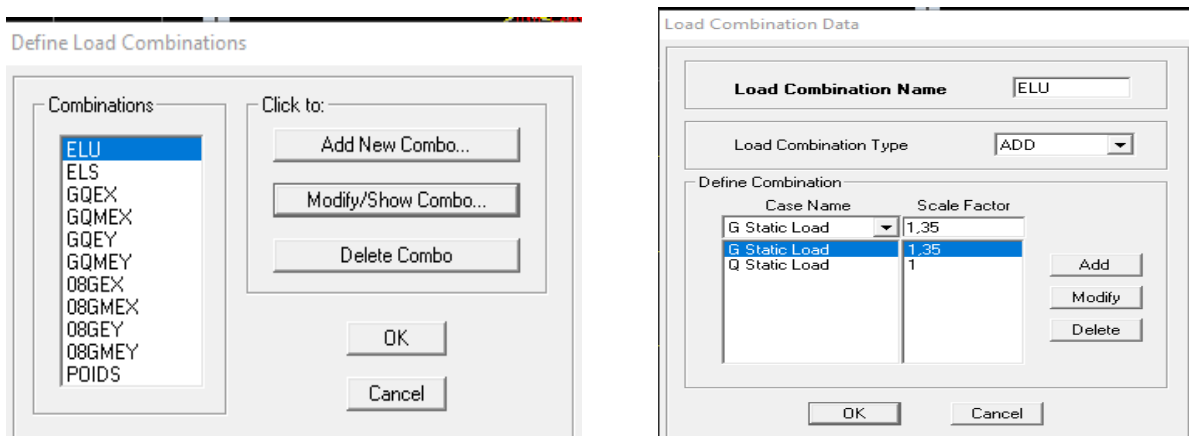
➤ **Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003**

GQE : G+Q ± E

08 GE : 0,8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

**Define** → **Loads Combinaisons**  → **Add New Combo**.




**Figure IV-20 : Introduction des combinaisons d'actions.**

IV.2.7 Spécifier les conditions aux limites :

✓ Appuis :

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne

tout les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

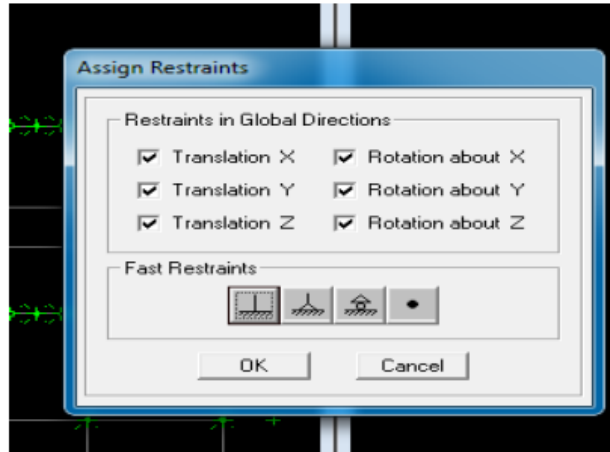


Figure IV-21 : Définition des options d'analyse.

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

✓ Masse source

Pour se faire, la méthode utilisée est la suivante : **Define** → **Masse source**.

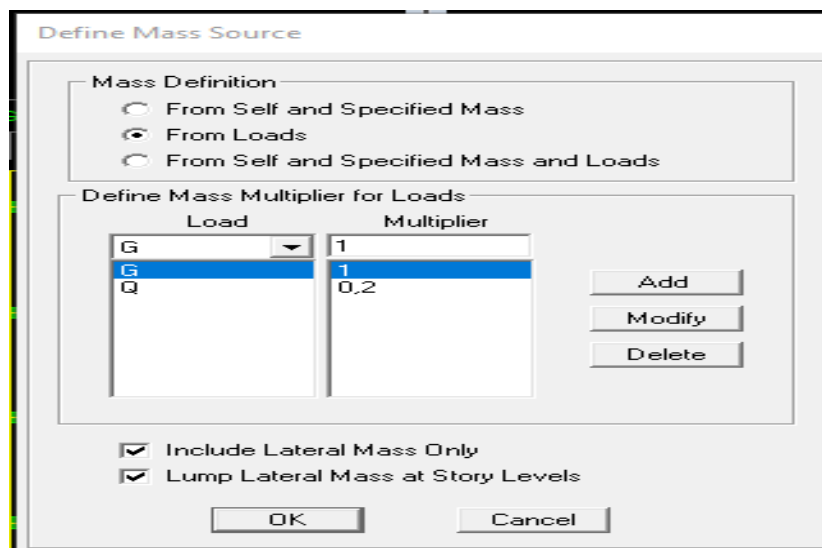


Figure IV-22 : Définition de la masse sismique.

✓ **Diaphragme**

Les planchers sont supposés infiniment rigide, pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

On sélectionne le premier étage → Assign → Joint/Point → Diaphragmas



→ D1 → OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

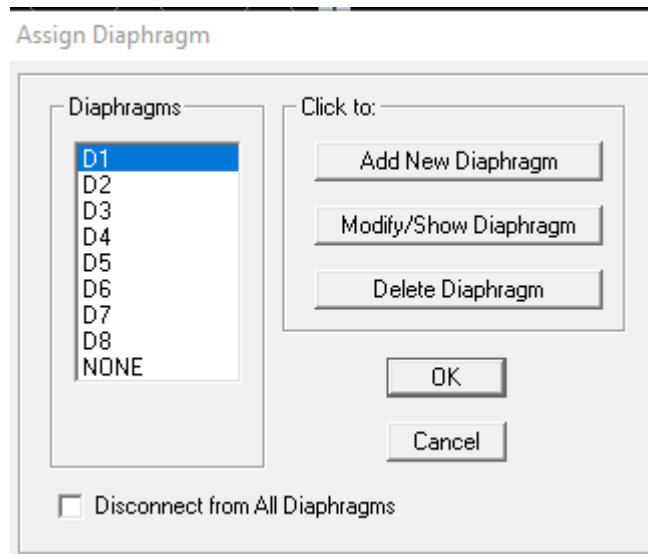


Figure IV- 23 : Définition des Diaphragmes.

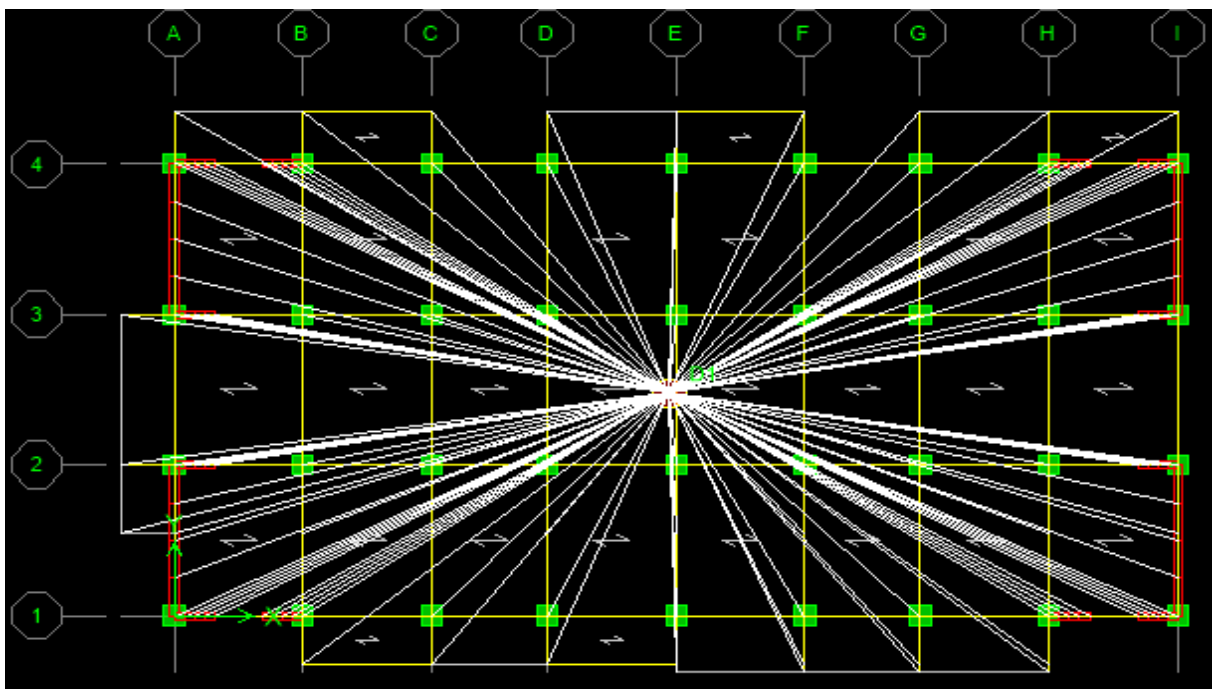


Figure IV-24 : Vue en plan après l'assignement des diaphragmes.

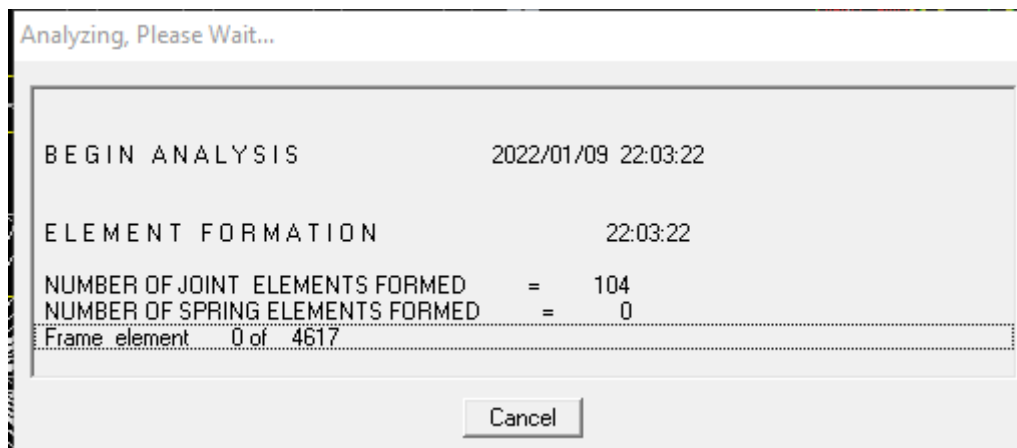
### IV.2.8 Lancement de l'analyse :

Pour vérifier le model, l'utilisation doit procéder de la manière suivante :

**Analyze** → **Check Model**

Cocher toutes les cases avant de cliquer sur **OK**.

Le lancement de l'analyse se fait dans **Analyze** → **Run Analyze**, ou avec la touche **F5** du clavier.



**Figure IV-25 : Lancement de l'analyse.**

### Conclusion :

Après avoir modélisé la structure sur le logiciel ETABS, nous allons procéder aux vérifications exigées par le **RPA99/version 2003**.



***Chapitre V :***  
***Etude Dynamique***

## V.1 Introduction

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

## V.2 Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2) :

- Conditions d'application (RPA99/Art 4.1.2) :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec :

$H \leq 65$  m pour les zones I ; IIa ; IIb.

$H \leq 30$  m pour la zone III.

- b. Le bâtiment étudié présente une configuration régulière, tout en respectant, outre les Conditions de hauteur énoncées en 'a)', les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

### Remarque :

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2, donc La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

## V.3 Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3) :

### 1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### 2. Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des noeuds principaux (noeuds maitres).

Seuls les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte.

- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

**V.4. Vérification des exigences du RPA :**

**V.4.1 Vérification de la période empirique T :**

- **Calcul de la période empirique :**

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0,05 \times (25,50)^{3/4} = 0,567 \text{ s}$$

- **Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{maj} = T + 30\%T = 0,737 \text{ s}$$

- **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 :

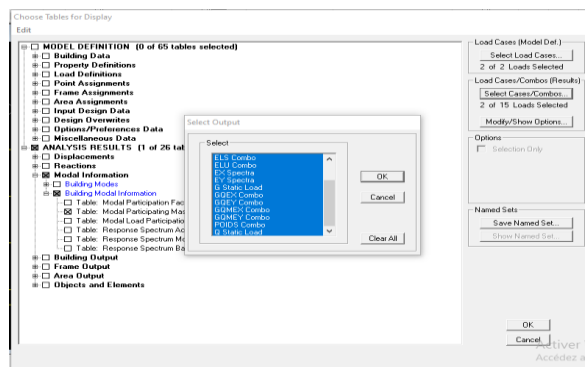
**Display →show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos...→OK → OK**



**Figure V-1: Etapes pour détermination de la période.**

Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
▶	1	0,704239	78,7809	0,0013	0,0000	78,7809	0,0013	0,0000	0,0019	99,7512	0,0017
	2	0,477749	0,0017	70,4840	0,0000	78,7826	70,4853	0,0000	98,3535	0,0019	0,0012
	3	0,338204	0,0019	0,0004	0,0000	78,7845	70,4857	0,0000	0,0008	0,0032	70,9546
	4	0,217443	12,9679	0,0001	0,0000	91,7524	70,4858	0,0000	0,0001	0,0003	0,0002
	5	0,111636	4,5171	0,0125	0,0000	96,2694	70,4983	0,0000	0,0008	0,2149	0,0005
	6	0,110254	0,0022	20,5723	0,0000	96,2716	91,0706	0,0000	1,4351	0,0001	0,0035
	7	0,080466	0,0008	0,0054	0,0000	96,2724	91,0759	0,0000	0,0006	0,0000	20,2981
	8	0,069113	2,1191	0,0000	0,0000	98,3915	91,0759	0,0000	0,0000	0,0102	0,0021
	9	0,050078	0,0000	5,9352	0,0000	98,3915	97,0111	0,0000	0,1803	0,0000	0,0018
	10	0,047395	0,9792	0,0000	0,0000	99,3707	97,0111	0,0000	0,0000	0,0144	0,0001
	11	0,037058	0,0000	0,0024	0,0000	99,3707	97,0136	0,0000	0,0001	0,0000	5,8435
	12	0,035262	0,4145	0,0000	0,0000	99,7853	97,0136	0,0000	0,0000	0,0017	0,0008
	13	0,031707	0,0000	1,9823	0,0000	99,7853	98,9959	0,0000	0,0202	0,0000	0,0007
	14	0,028111	0,1602	0,0000	0,0000	99,9454	98,9959	0,0000	0,0000	0,0018	0,0000
	15	0,024356	0,0545	0,0000	0,0000	100,0000	98,9959	0,0000	0,0000	0,0003	0,0000
	16	0,023632	0,0000	0,0008	0,0000	100,0000	98,9967	0,0000	0,0000	0,0000	1,9427
	17	0,023467	0,0000	0,6727	0,0000	100,0000	99,6693	0,0000	0,0052	0,0000	0,0002
	18	0,019143	0,0000	0,2339	0,0000	100,0000	99,9032	0,0000	0,0010	0,0000	0,0001
	19	0,017561	0,0000	0,0004	0,0000	100,0000	99,9035	0,0000	0,0000	0,0000	0,6468
	20	0,016726	0,0000	0,0770	0,0000	100,0000	99,9805	0,0000	0,0004	0,0000	0,0001
	21	0,015462	0,0000	0,0193	0,0000	100,0000	99,9998	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000
	22	0,014366	0,0000	0,0001	0,0000	100,0000	100,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,2193
	23	0,012582	0,0000	0,0000	0,0000	100,0000	100,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0679
	24	0,011654	0,0000	0,0000	0,0000	100,0000	100,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0142

**Figure V-2 : Résultats d'analyse dynamique ETABS..**

✓ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée  $T = 0.56$  s
- La période majorée  $T_{maj} = 0.737$  s
- La période ETABS  $T_{etabs} = 0.70$ s

On remarque que :  $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est inférieure de celle calculée (majorée).

————> La période est vérifiée.

**V.4.2 Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la

direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

**Display** → **show tables**

**ANALYSIS RESULTS** → **building output**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos...** → **OK** → **Ok**

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	RDC	D1	394,4020	394,4020	12,231	5,899	394,4020	394,4020	12,231	5,899	12,377	6,037
	ET1	D2	375,4200	375,4200	12,223	5,894	375,4200	375,4200	12,223	5,894	12,350	6,085
	ET2	D3	368,7503	368,7503	12,220	5,892	368,7503	368,7503	12,220	5,892	12,321	6,108
	ET3	D4	362,9843	362,9843	12,217	5,891	362,9843	362,9843	12,217	5,891	12,294	6,114
	ET4	D5	362,9843	362,9843	12,217	5,891	362,9843	362,9843	12,217	5,891	12,270	6,111
	ET5	D6	357,0166	357,0166	12,214	5,889	357,0166	357,0166	12,214	5,889	12,250	6,104
	ET6	D7	351,9591	351,9591	12,211	5,888	351,9591	351,9591	12,211	5,888	12,234	6,096
	ET7	D8	332,3902	332,3902	12,210	6,014	332,3902	332,3902	12,210	6,014	12,223	6,085

**Figure V-3 : Vérification de l'excentricité.**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
<b>RDC</b>	<b>D1</b>	12,231	5,899	12,377	6,037	0,146	0,138
<b>ET1</b>	<b>D2</b>	12,223	5,894	12,350	6,085	0,127	0,191
<b>ET2</b>	<b>D3</b>	12,220	5,892	12,321	6,108	0,101	0,216
<b>ET3</b>	<b>D4</b>	12,217	5,891	12,294	6,114	0,077	0,223
<b>ET4</b>	<b>D5</b>	12,217	5,891	12,27	6,111	0,053	0,220
<b>ET5</b>	<b>D6</b>	12,214	5,889	12,25	6,104	0,036	0,215
<b>ET6</b>	<b>D7</b>	12,211	5,888	12,234	6,096	0,023	0,208
<b>ET7</b>	<b>D8</b>	12,210	6,014	12,223	6,085	0,013	0,071

**Tableau V-1: Vérification de l'excentricité.**

**V.4.3 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :**

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 (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

**Display → show tables → Modal information Building → Modal information → Table ;  
Modal participation Ratios.**

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
▶	1	0,704239	78,7809	0,0013	0,0000	78,7809	0,0013	0,0000	0,0019	99,7512	0,0017
	2	0,477749	0,0017	70,4840	0,0000	78,7826	70,4853	0,0000	98,3535	0,0019	0,0012
	3	0,338204	0,0019	0,0004	0,0000	78,7845	70,4857	0,0000	0,0008	0,0032	70,9546
	4	0,217443	12,9679	0,0001	0,0000	91,7524	70,4858	0,0000	0,0001	0,0003	0,0002
	5	0,111636	4,5171	0,0125	0,0000	96,2694	70,4983	0,0000	0,0008	0,2149	0,0005
	6	0,110254	0,0022	20,5723	0,0000	96,2716	91,0706	0,0000	1,4351	0,0001	0,0035
	7	0,080466	0,0008	0,0054	0,0000	96,2724	91,0759	0,0000	0,0006	0,0000	20,2981
	8	0,069113	2,1191	0,0000	0,0000	98,3915	91,0759	0,0000	0,0000	0,0102	0,0021
	9	0,050078	0,0000	5,9352	0,0000	98,3915	97,0111	0,0000	0,1803	0,0000	0,0018
	10	0,047395	0,9792	0,0000	0,0000	99,3707	97,0111	0,0000	0,0000	0,0144	0,0001
	11	0,037058	0,0000	0,0024	0,0000	99,3707	97,0136	0,0000	0,0001	0,0000	5,8435
	12	0,035262	0,4145	0,0000	0,0000	99,7853	97,0136	0,0000	0,0000	0,0017	0,0008
	13	0,031707	0,0000	1,9823	0,0000	99,7853	98,9959	0,0000	0,0202	0,0000	0,0007
	14	0,028111	0,1602	0,0000	0,0000	99,9454	98,9959	0,0000	0,0000	0,0018	0,0000
	15	0,024356	0,0545	0,0000	0,0000	100,0000	98,9959	0,0000	0,0000	0,0003	0,0000
	16	0,023632	0,0000	0,0008	0,0000	100,0000	98,9967	0,0000	0,0000	0,0000	1,9427
	17	0,023467	0,0000	0,6727	0,0000	100,0000	99,6693	0,0000	0,0052	0,0000	0,0002
	18	0,019143	0,0000	0,2339	0,0000	100,0000	99,9032	0,0000	0,0010	0,0000	0,0001
	19	0,017561	0,0000	0,0004	0,0000	100,0000	99,9035	0,0000	0,0000	0,0000	0,6468
	20	0,016726	0,0000	0,0770	0,0000	100,0000	99,9805	0,0000	0,0004	0,0000	0,0001
	21	0,015462	0,0000	0,0193	0,0000	100,0000	99,9998	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000
	22	0,014366	0,0000	0,0001	0,0000	100,0000	100,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,2193
	23	0,012582	0,0000	0,0000	0,0000	100,0000	100,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0679
	24	0,011654	0,0000	0,0000	0,0000	100,0000	100,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0142

**Figure V-4 : Résultats d'analyse dynamique ETABS.**

La condition du RPA se vérifié au **6ème** mode → **condition vérifiée**

La somme des masses modales dans le 6ème mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

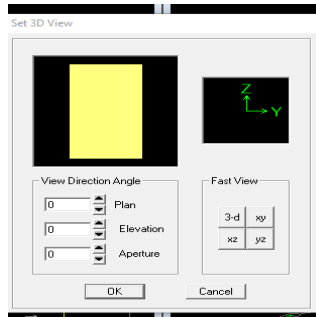
Les 3 premiers modes sont vérifiés :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Mode 1 : translation suivant X-X.} \\ \text{Mode 2 : translation suivant Y-Y.} \end{array} \right.$

**V.4.4 Justification du système de contreventement :**

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par le bâtiment, voiles et portique afin de justifier la valeur de R à considérer.

Le logiciel ETABS nous permet d'obtenir les résultats qui sont donnés selon les figures suivantes :

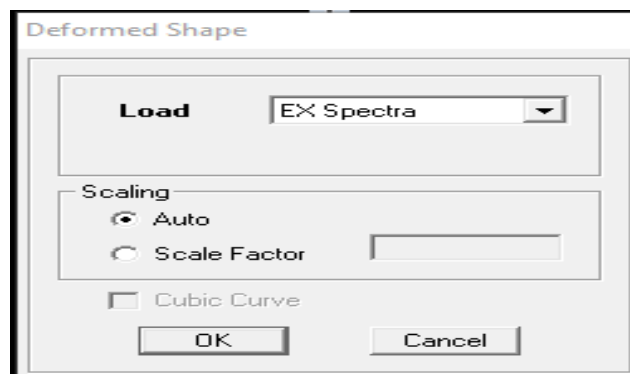
**D'abord: View → Set 3D View → ok**



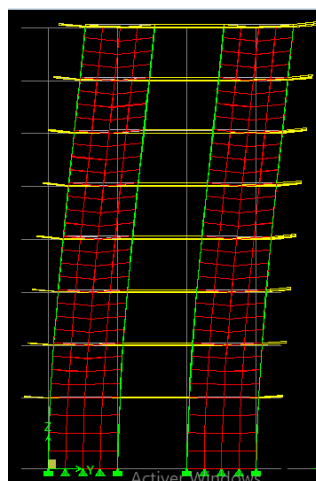
**Figure V-5: Etapes à suivre pour détermination des pourcentages relatifs des charges.**

**Sens x-x :**

**Display → Show Deformed shape → Ex Spectra → ok**



**Draw → Draw section cut.**



- Sous charge horizontale :
- Effort repris par l'ensemble (bâtiment) selon EX:

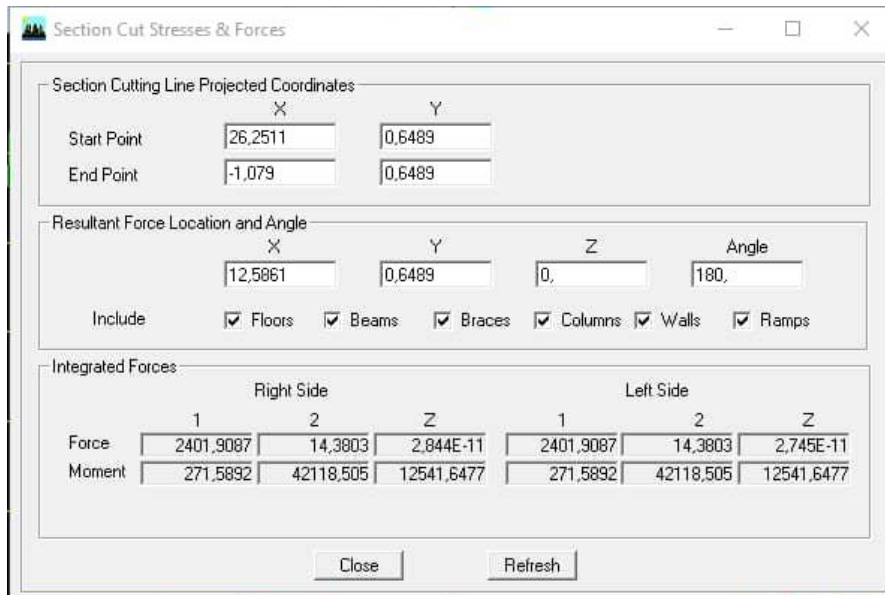


Figure V-6 : Effort repris par l'ensemble (bâtiment) selon EX.

Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 :

- Effort repris par les voiles selon EX :

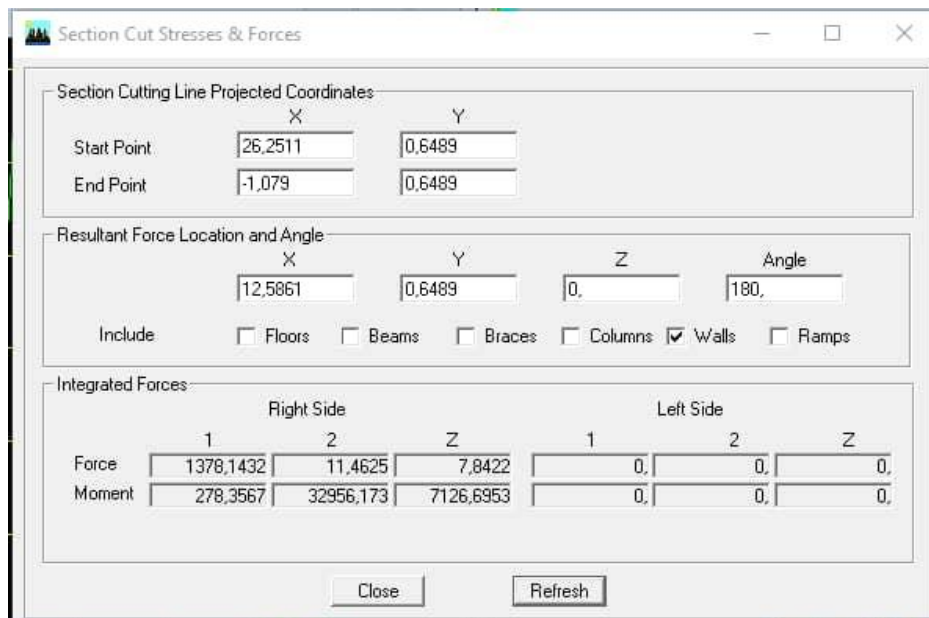


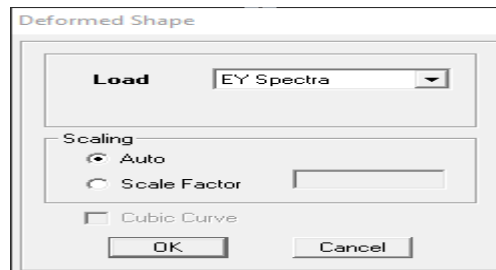
Figure V-7 : Effort repris par les voiles selon EX.

➤ Suivant x-x :

- Effort repris par l'ensemble du bâtiment : **2401.9087 KN**
- Effort repris par les portiques : **1023.7655 KN**
- Effort repris par les voiles : **1378.1432 KN**
  - ✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **42.62 %**
  - ✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **57.38 %**

Sens y-y :

Display → Show Deformed shape → Ey Spectra → ok



➤ Effort repris par l'ensemble (bâtiment) selon EY :

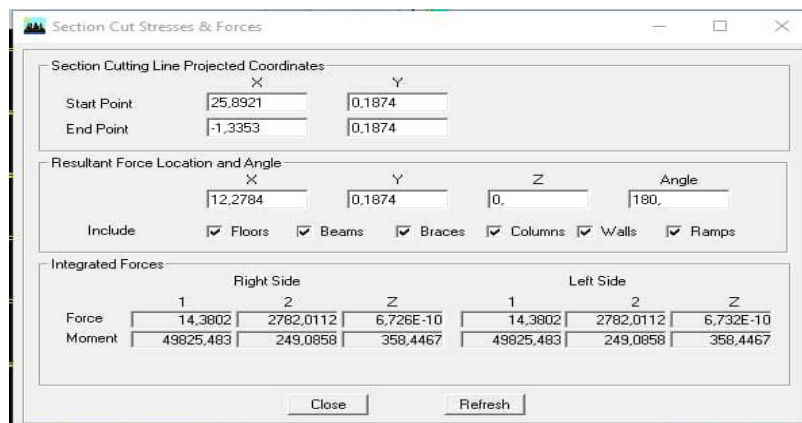


Figure V-8 : Effort repris par l'ensemble (bâtiment) selon EY.

➤ Effort repris par les voiles selon EY :

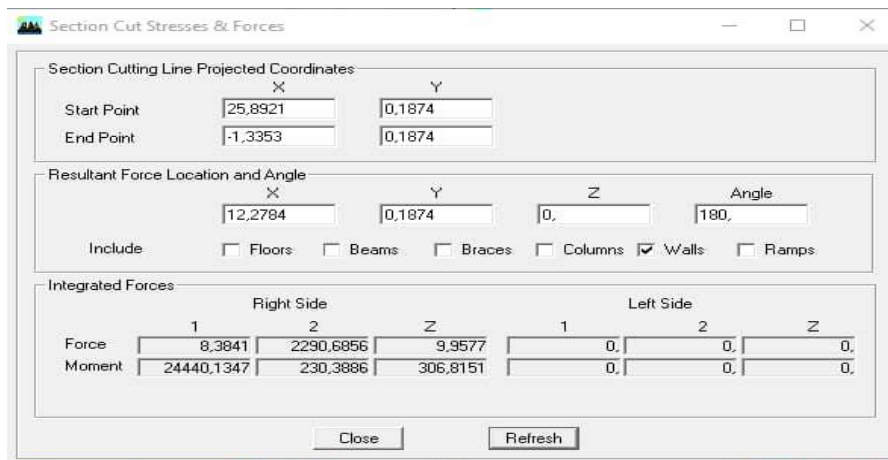


Figure V-9 : Effort repris par voile selon EY.

➤ Suivant y-y :

- Effort repris par l'ensemble du bâtiment : **2782,0112kN**

- Effort repris par les portiques : **491,3256 kN**

- Effort repris par les voiles : **2290,6856 kN**

✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **17,66 %**

✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **82,34 %**

➤ Sous charge verticales :

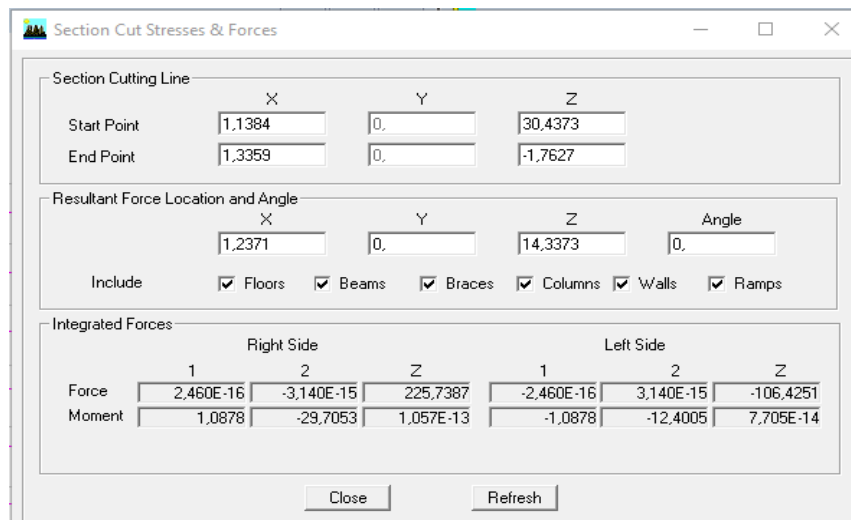


Figure V-10 : Effort repris par l'ensemble du bâtiment (poids).

➤ Effort repris par les voiles :

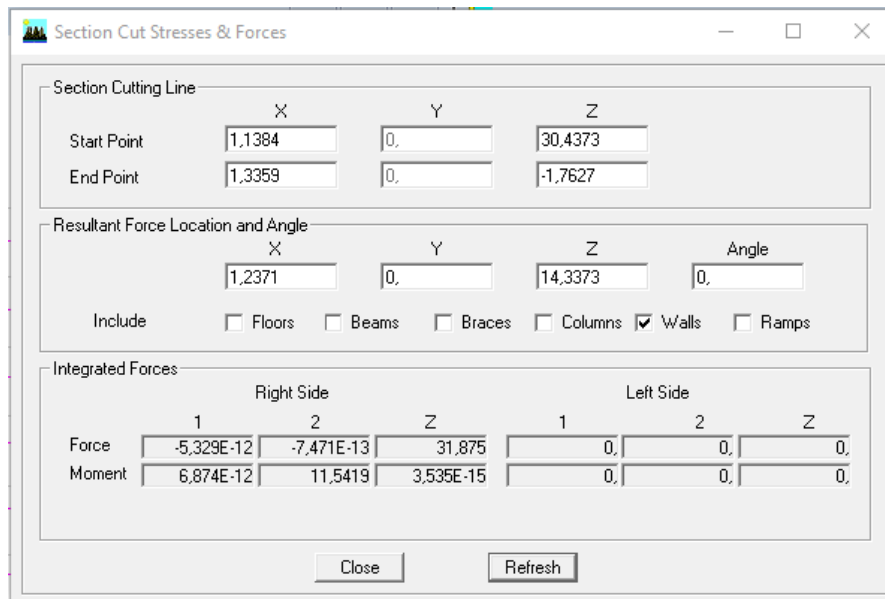


Figure V-11 : Effort repris par les voiles (poids).

- Effort repris par l'ensemble du bâtiment : **106,4251 KN**
- Effort repris par les portiques : **74,5501 KN**
- Effort repris par les voiles : **31,875 KN**
  - ✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **70,05 %**
  - ✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **29,95 %**

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R=3,5** (structure à voiles porteurs).

**V.4.5. Vérification de l'effort tranchant à la base :**

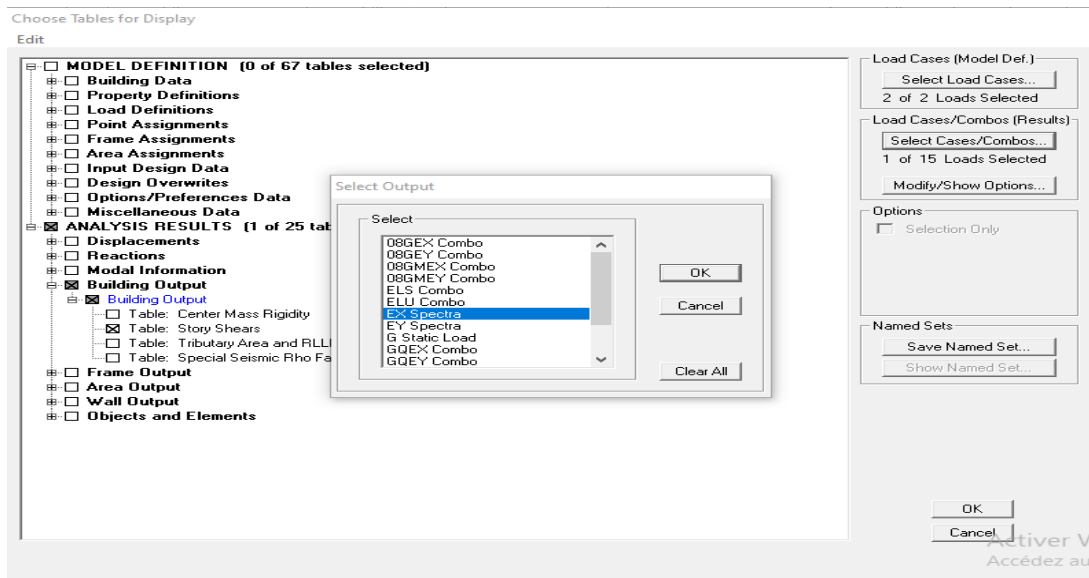
La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultantes des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99).

$$V_{base}(MSM) \geq 0.8 \times V_{base}(MSE)$$

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales.

a.  $V_{base}$  Méthode statique modale (MSM) :

Display → Show tables → Building Output → Story Shears → Select Cases /Combos → Ex spectra+ok



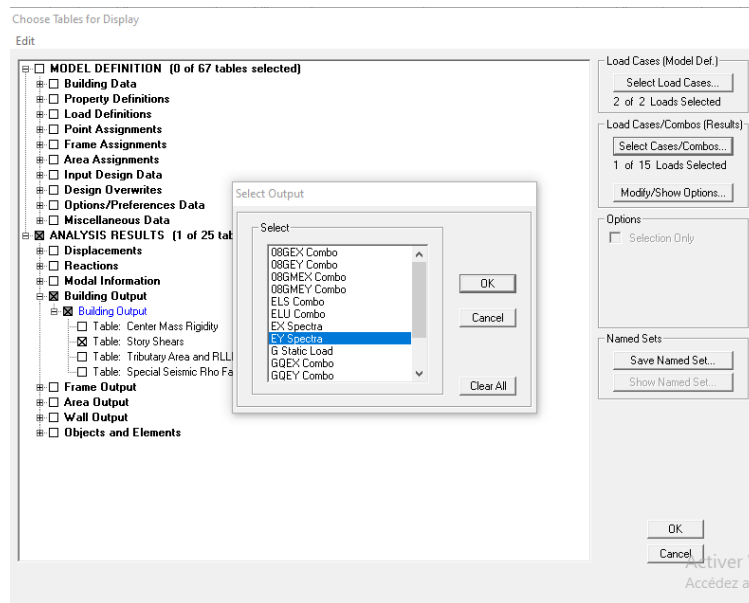
Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ET7	EX	Top	0,00	526,56	3,42	3550,800	0,000	0,000
	ET7	EX	Bottom	0,00	526,56	3,42	3550,800	10,450	1611,268
	ET6	EX	Top	0,00	971,77	6,45	6514,255	10,450	1611,268
	ET6	EX	Bottom	0,00	971,77	6,45	6514,255	30,180	4560,648
	ET5	EX	Top	0,00	1349,83	8,96	9054,623	30,180	4560,648
	ET5	EX	Bottom	0,00	1349,83	8,96	9054,623	57,559	8628,757
	ET4	EX	Top	0,00	1672,79	10,98	11251,952	57,559	8628,757
	ET4	EX	Bottom	0,00	1672,79	10,98	11251,952	91,039	13641,380
	ET3	EX	Top	0,00	1939,21	12,48	13095,417	91,039	13641,380
	ET3	EX	Bottom	0,00	1939,21	12,48	13095,417	129,051	19421,352
	ET2	EX	Top	0,00	2152,59	13,52	14605,679	129,051	19421,352
	ET2	EX	Bottom	0,00	2152,59	13,52	14605,679	170,188	25806,878
	ET1	EX	Top	0,00	2308,52	14,12	15750,795	170,188	25806,878
	ET1	EX	Bottom	0,00	2308,52	14,12	15750,795	213,171	32633,729
	RDC	EX	Top	0,00	2401,91	14,38	16497,034	213,171	32633,729
	RDC	EX	Bottom	0,00	2401,91	14,38	16497,034	271,589	42118,505

OK

On suite les mêmes étapes pour le Vy, on change que les combinaisons EX par EY :



Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET7	EY	Top	0,00	2,86	701,88	9443,825	0,000	0,000
	ET7	EY	Bottom	0,00	2,86	701,88	9443,825	2147,759	8,738
	ET6	EY	Top	0,00	5,30	1251,50	16885,369	2147,759	8,738
	ET6	EY	Bottom	0,00	5,30	1251,50	16885,369	5955,602	24,854
	ET5	EY	Top	0,00	7,51	1676,50	22715,447	5955,602	24,854
	ET5	EY	Bottom	0,00	7,51	1676,50	22715,447	11004,632	47,549
	ET4	EY	Top	0,00	9,58	2020,47	27506,474	11004,632	47,549
	ET4	EY	Bottom	0,00	9,58	2020,47	27506,474	17025,045	76,377
	ET3	EY	Top	0,00	11,37	2295,68	31410,978	17025,045	76,377
	ET3	EY	Bottom	0,00	11,37	2295,68	31410,978	23804,507	110,636
	ET2	EY	Top	0,00	12,80	2513,75	34581,796	23804,507	110,636
	ET2	EY	Bottom	0,00	12,80	2513,75	34581,796	31174,752	149,294
	ET1	EY	Top	0,00	13,82	2676,27	37033,241	31174,752	149,294
	ET1	EY	Bottom	0,00	13,82	2676,27	37033,241	38984,022	191,064
	RDC	EY	Top	0,00	14,38	2782,01	38736,491	38984,022	191,064
	RDC	EY	Bottom	0,00	14,38	2782,01	38736,491	49825,483	249,086

D’où :  $V_x(MSM) = 240,91 \text{ kN}$  ;  $V_y(MSM) = 2782,01 \text{ kN}$

**b. Méthode statique équivalente : (Vbase.MSE)**

D’après RPA99 la force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales.

Selon la formule :

$$V_{\text{base}} (MSE) = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

➤ **A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 RPA99)**

Groupe d'usage : 2 } A = 0.15 (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)  
 Zone sismique : IIa }

➤ **D : Facteur d'implification dynamique de la structure.**

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement ε et de la période T2 associée au site sa valeur est calculée par l'une des trois (03) équations :

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

**T2** : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

(S3) = 0.5 s

Dans notre cas :

$T_2 = 0.5s < T_{etabs} = 0.70s < 3s$  donc :  $D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$

Avec :

η : le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\epsilon}} \geq 0.7$$

(ε%) : est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99).

Dans notre cas ε = 10 %

Type de remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armée	Acier	
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V-2 : Tableau (4.2/RPA 99).

$\eta = 0.88 \geq 0.7$

Alors :  $D = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.70}\right)^{2/3} = 1,75$

➤ Q : facteur de qualité :

Dépend de la qualité du système structural (régularité en plan ; régularité en élévation ; contrôle de la qualité des matériaux...)

La valeur de **Q** est déterminée par la formule donnée par le **RPA** :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

**P<sub>q</sub>** : pénalité à retenir selon la satisfaction ou non de critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Critères	P <sub>q</sub>	
	Observé	Non observé
Condition minimal sur les filles de contreventement	0	0
Régularité en plan	0,5	0
Régularité en élévation	0	0
Redondance en plan	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,5	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

Tableau V-3 : pénalité d'observation ou non du critère q.

**Coefficient de comportement global de la structure « R3 » :**

Le coefficient « **R** » est donné par le tableau (4.3.RPA99/version 2003) en fonction du système de contreventement, dans notre cas **R=3.5**

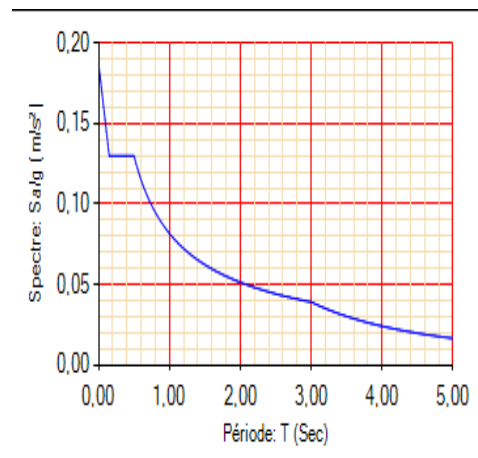
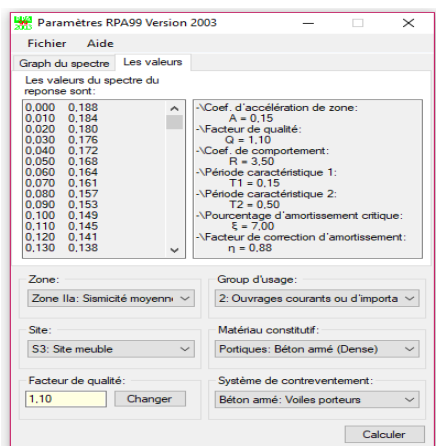


Figure V-12 : Spectre de réponse d'accélération suivant le RPA 99.

$$V_{base}MSE = 0,15 \times 1,75 \times \frac{1,1}{3,5} WT = 0,082 W_T$$

Display → Show tables → Select Cases /Combos → Poids comb + ok

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET7	POIDS	Top	2896,51	0,00	0,00	0,000	17433,324	-35287,940
	ET7	POIDS	Bottom	3765,55	0,00	0,00	0,000	22647,564	-46055,345
	ET6	POIDS	Top	6419,45	0,00	0,00	0,000	38191,136	-78305,907
	ET6	POIDS	Bottom	7288,49	0,00	0,00	0,000	43405,376	-89073,312
	ET5	POIDS	Top	9942,39	0,00	0,00	0,000	58948,948	-121323,874
	ET5	POIDS	Bottom	10928,48	0,00	0,00	0,000	64865,458	-133541,461
	ET4	POIDS	Top	13582,38	0,00	0,00	0,000	80409,030	-165792,021
	ET4	POIDS	Bottom	14568,46	0,00	0,00	0,000	86325,540	-178009,621
	ET3	POIDS	Top	17222,36	0,00	0,00	0,000	101869,112	-210260,181
	ET3	POIDS	Bottom	18208,45	0,00	0,00	0,000	107785,622	-222477,771
	ET2	POIDS	Top	20862,35	0,00	0,00	0,000	123329,194	-254728,331
	ET2	POIDS	Bottom	21979,25	0,00	0,00	0,000	130030,594	-268566,721
	ET1	POIDS	Top	24633,15	0,00	0,00	0,000	145574,166	-300817,291
	ET1	POIDS	Bottom	25750,05	0,00	0,00	0,000	152275,566	-314655,681
	RDC	POIDS	Top	28403,95	0,00	0,00	0,000	167819,138	-346906,241
	RDC	POIDS	Bottom	29893,15	0,00	0,00	0,000	176754,338	-365357,431

D'où :  $W_T = 29893,15 \text{ kN}$

Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

$$\text{Donc : } \begin{cases} V_{base} MSE = 0.082 \times 29893.15 = 2466.18 \text{ kN} \\ 0.8 \times V_{base} MSE = 1972.95 \text{ kN} \end{cases}$$

Vérification :

$$\begin{cases} V_x(MSM) = 2401,91 \geq 80\% V_{base} MSE = 1972,95 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ V_y(MSM) = 2782,01 \geq 80\% V_{base} MSE = 1972,95 \rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

#### V.4.6 Vérification des déplacements :

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 relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta X - X = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\%hk$$

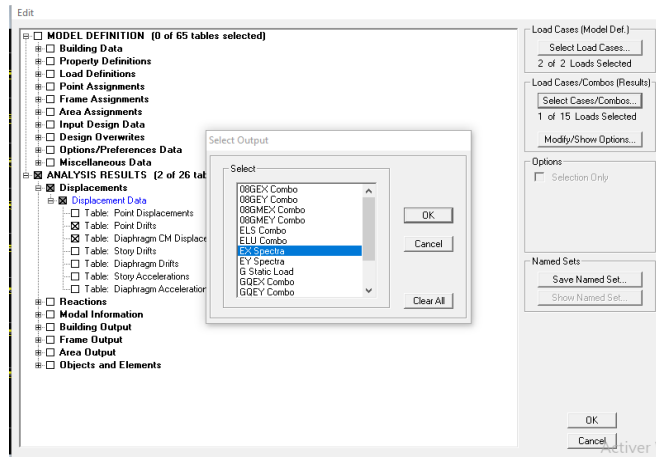
$$\Delta Y - Y = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\%hk$$

Avec :

$$\begin{cases} h_k : \text{Hauteur d'étage } k. \\ \delta_k : \text{Déplacement du aux forces sismique } F_i \text{ (y compris l'effet de torsion)} \end{cases}$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

**Display → Show Tables → Select Cases / combos → Ex spectra + ok**



	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
▶	ET7	D8	EX	0,0173	0,0001	0,0000
	ET6	D7	EX	0,0159	0,0001	0,0000
	ET5	D6	EX	0,0142	0,0001	0,0000
	ET4	D5	EX	0,0120	0,0001	0,0000
	ET3	D4	EX	0,0096	0,0000	0,0000
	ET2	D3	EX	0,0070	0,0000	0,0000
	ET1	D2	EX	0,0044	0,0000	0,0000
	RDC	D1	EX	0,0020	0,0000	0,0000

On suite les mêmes étapes pour le déplacement suivants y, on change que les combinaisons EX par EY spectra

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
▶	ET7	D8	EY	0,0001	0,0107	0,0000
	ET6	D7	EY	0,0001	0,0091	0,0000
	ET5	D6	EY	0,0001	0,0075	0,0000
	ET4	D5	EY	0,0001	0,0059	0,0000
	ET3	D4	EY	0,0000	0,0043	0,0000
	ET2	D3	EY	0,0000	0,0029	0,0000
	ET1	D2	EY	0,0000	0,0016	0,0000
	RDC	D1	EY	0,0000	0,0007	0,0000

Selon x :

Story	Diaphragm	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$	$\Delta x = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	Conclusion
ET7	D8	EX	0,0173	3,5	0,0605	0,0049	0,0306	cv
ET6	D7	EX	0,0159	3,5	0,0556	0,0059	0,0306	cv
ET5	D6	EX	0,0142	3,5	0,0497	0,0077	0,0306	cv
ET4	D5	EX	0,0120	3,5	0,0420	0,0084	0,0306	cv
ET3	D4	EX	0,0096	3,5	0,0336	0,0091	0,0306	cv
ET2	D3	EX	0,0070	3,5	0,0245	0,0091	0,0306	cv
ET1	D2	EX	0,0044	3,5	0,0154	0,0084	0,0306	cv
RDC	D1	EX	0,0020	3,5	0,0070	0,0070	0,0408	cv

Tableau V-4 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant (x).

Selon y :

Story	Diaphragm	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$	$\Delta x = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	conclusion
ET7	D8	EY	0,0107	3,5	0,0374	0,0056	0,0306	cv
ET6	D7	EY	0,0091	3,5	0,0318	0,0056	0,0306	cv
ET5	D6	EY	0,0075	3,5	0,0262	0,0056	0,0306	cv
ET4	D5	EY	0,0059	3,5	0,0206	0,0056	0,0306	cv
ET3	D4	EY	0,0043	3,5	0,0150	0,0049	0,0306	cv
ET2	D3	EY	0,0029	3,5	0,0101	0,0045	0,0306	cv
ET1	D2	EY	0,0016	3,5	0,0056	0,0032	0,0306	cv
RDC	D1	EY	0,0007	3,5	0,0024	0,0024	0,0408	cv

Tableau V-5: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant (y)

V.4.7 Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = P_k \times \frac{\Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0,1 \%$$

Avec :

- $P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus du niveau k.
- $\Delta_k$  : Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- $V_k$  : Effet tranchant d'étage considéré au niveau k.
- $h_k$  : Hauteur de l'étage k.

D'où :

- $\theta_k \leq 0,1 \rightarrow$  L'effet P- $\Delta$  peut être négligé
- $0,1 < \theta_k \leq 0,2 \rightarrow$  Amplifiant les effet de l'action sismique par  $1/(1-\theta_k^2)$
- $\theta_k > 0,2 \rightarrow$  Structure instable et doit être redimensionnée

**Tableau récapitulatifs de l'effet de second ordre (ou effet P- $\Delta$ ) :**

**Sens X-X :**

Story	Load	loc	P	$\Delta F$	$V_x$	$H_k$	$\theta_x$	$\theta_x \leq 0.1$
ET7	Poid	Bottom	3765.55	0.0049	526.56	3.06	0.011	✓
ET6	Poid	Bottom	7288.49	0.00595	971.77	3.06	0.015	✓
ET5	Poid	Bottom	10928.48	0.0077	1349.83	3.06	0.020	✓
ET4	Poid	Bottom	14568.46	0.0084	1672.79	3.06	0.024	✓
ET3	Poid	Bottom	18208.45	0.0091	1939.21	3.06	0.028	✓
ET2	Poid	Bottom	21979.25	0.0091	2152.59	3.06	0.030	✓
ET1	Poid	Bottom	25750.05	0.0084	2308.52	3.06	0.031	✓
RDC	Poid	Bottom	29893.15	0.007	2401.91	4.08	0.021	✓

**Sens Y-Y :**

Story	Load	loc	P	$\Delta F$	$V_y$	$H_k$	$\theta_x$	$\theta_x \leq 0.1$
ET7	Poid	Bottom	3765.55	0.0056	701.88	3.06	0.0098	✓
ET6	Poid	Bottom	7288.49	0.0056	1251.5	3.06	0.011	✓
ET5	Poid	Bottom	10928.48	0.0056	1676.5	3.06	0.012	✓
ET4	Poid	Bottom	14568.46	0.0056	2020.47	3.06	0.013	✓
ET3	Poid	Bottom	18208.45	0.0049	2295.68	3.06	0.013	✓
ET2	Poid	Bottom	21979.25	0.00455	2513.75	3.06	0.013	✓
ET1	Poid	Bottom	25750.05	0.00315	2676.27	3.06	0.010	✓
RDC	Poid	Bottom	29893.15	0.00245	2782.01	4.08	0.006	✓

**Conclusion :**

On a pour chaque niveau « k :

$$\left. \begin{aligned} \theta_K(x-x) &\leq 0.1 \\ \theta_K(y-y) &\leq 0.1 \end{aligned} \right\} \text{ On constate que l'effet P-Delta peut \u00eatre n\u00e9glig\u00e9 pour le cas de notre structure}$$

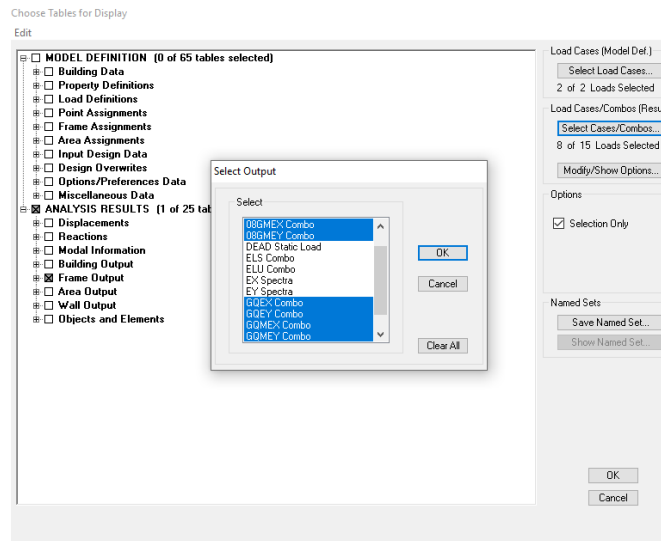
**V.4.8 Sp\u00e9cification pour les poteaux :**

Dans le but d'\u00e9viter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au s\u00e9isme, l'effort normal de compression de calcul est limit\u00e9 par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{Nd}{B f_c^{28}} \leq 0.3 \text{ avec :}$$

- $Nd$  : Effort normal dans les poteaux sous (0.8G+E et G+Q \u00b1E).
- $Bc$  : Section du poteau.
- $f_{c28}$  : La r\u00e9sistance caract\u00e9ristique du b\u00e9ton.

**Display \u2192 Show Tables \u2192 Select Cases/Combo s \u2192 (0.8G+E et G+Q+E) + OK**



➤ **Poteaux 50x50 :**

$$Nd = 1579.19 \text{ kN}$$

$$\vartheta = \frac{Nd}{B f_c^{28}} = \frac{1579.19 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.25 \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad \text{Condition v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

➤ **Poteaux 45x45 :**

$$Nd = 640.81 \text{ kN}$$

$$\vartheta = \frac{Nd}{B f_c^{28}} = \frac{640.81 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.12 \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad \text{Condition v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

**➤ Poteaux 40x40 :**

$$Nd = 244.97 \text{ kN}$$

$$\vartheta = \frac{Nd}{B f c^{28}} = \frac{244.97 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.06 \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée .}$$

**Conclusion :**

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences de RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferraillement correct.

On peut donc passer à l'étape du ferraillement.



***Chapitre VI :***  
***Ferraillage poteaux***

## VI Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal, le calcul du ferrailage des poteaux se fera donc en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis des vérifications seront effectuées.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\mathbf{BAEL\ modifié99} \quad \begin{cases} \text{ELU} & \rightarrow 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} & \rightarrow G + Q \end{cases}$$

$$\text{Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99 version 2003)[3]} : \begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{cases}$$

Ce calcul est effectué en considérant les efforts suivants :

- ✓ Effort normal maximal «  $N_{\max}$  » et le moment correspondant «  $M_{\text{cor}}$  »
- ✓ Effort normal minimal «  $N_{\min}$  » et le moment correspondant «  $M_{\text{cor}}$  »
- ✓ Moment fléchissant maximal «  $M_{\max}$  » et l'effort correspondant «  $N_{\text{cor}}$  »

Chacun des cas donne une section d'acier, la section final correspondra au maximum des trois.

### Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

Situation	$F_e$	$F_{c28}$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	400	25	1,5	1,15	1	14,2	348
Accidentelle	400	25	1,15	1,5	0,85	18,48	400

**Tableau VI-1 : Paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.**

$M_x$  : moment du poteau dans le sens longitudinal.

$M_y$  : moment du poteau dans le sens transversal

### VI.1 Recommandation du RPA 2003 :

#### a. Armatures longitudinales : (RPA 99/Art 7.4.1).

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone II).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, a l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
25

❖ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton (**zone II**)

- Poteaux (50×50):  $A_{\min} = 0,8\% \ b \times h = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux (45×45):  $A_{\min} = 0,8\% \ b \times h = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux (40×40):  $A_{\min} = 0,8\% \ b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$ .

❖ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone III) :

➤ **Zone courante :**

- Poteaux (50×50):  $A_{\min} = 4\% \ b \times h = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$
- Poteaux (45×45):  $A_{\min} = 4\% \ b \times h = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- Poteaux (40×40):  $A_{\min} = 4\% \ b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement :**

- Poteaux (50 × 50):  $A_{\min} = 6\% \ b \times h = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$
- Poteaux (45×45):  $A_{\min} = 6\% \ b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$
- Poteaux (40×40):  $A_{\min} = 6\% \ b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

**b. Armatures transversales : (RPA 99 / Art 7.4.2.2) :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales ;  $f_e = 400$  [MPa].

$A_t$  : Armatures transversales.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho = 2.50 \rightarrow$  si l'élanement géométrique  $\lambda g \geq 5$

$\rho = 3.75 \rightarrow$  si l'élanement géométrique  $\lambda g < 5$ .

$S_t$  : Espacement des armatures transversales :

$S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm})$  en zone nodal.

$S_t \leq 15\emptyset$  en zone courante.

**Avec :**

$\emptyset$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

### c. La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda g \geq 5 \quad A_{t\text{min}} = 0.3\% S_t \times b_1 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda g \leq 3 \quad A_{t\text{min}} = 0.8\% S_t \times b_1 \end{array} \right.$$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si  $3 < \lambda g < 5$

### d. Calcul d'élanement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \emptyset$  minimum

$$\lambda g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

**Avec :**

« **a** » et « **b** » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **l<sub>f</sub>** est donnée suivant l'article B.8 .3.3 du BAEL91/99

$$l_f = 0.7h_e$$

**h<sub>e</sub>** : c'est la hauteur du poteau.

VI.2 Calcul du ferrailage à L'ELU :

❖ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

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 une section soumise à une flexion composée qui peut être une :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :

• Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$e = \frac{Mu}{Nu} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$(d - c')Nu - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bc}$$

Avec :

$M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = Nu \times g = Nu \left(\frac{h}{2} - c + e\right) = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\phi \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$  et  $\phi = 1$  Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1.15$  et  $\phi = 0.85$  Pour fissuration accidentelle

$N_u$  : Effort de compression.

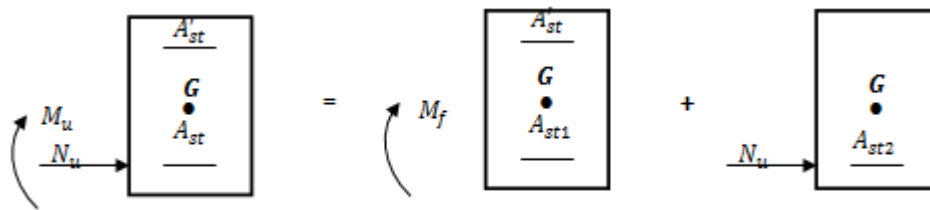


Figure VI-1 : Schéma de calcul en flexion composée

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

1er cas :

$\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La Section est simplement armée (SSA).

Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**Armatures réelle est :**

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

$\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_r = \mu_1 b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

**Avec :**

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_f = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$ ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$

- **Section entièrement comprimée (SEC)**

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

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

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N_u (d - c') - M_f \geq 0.5 - \frac{c'}{h} b h^2 f_{bc} \quad A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

$A'$  : Armatures comprimées.

$A$  : Armatures tendues.

**2<sup>ème</sup> cas :**

$(d - c') - M_f \leq (0.5h - c'). b. h. f_{bc} \rightarrow$  SSA

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.351 + \frac{N_u - (d-c) - M_f}{b d^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

**Remarque 1 :**

**Si :**  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{M_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

**VI.3 EXEMPLE DE CALCUL MANUEL:****a. les armatures longitudinales :**

- **Poteaux (50X50) à l'ELU :**

$$N_{\max} = -1264.94 \text{ kN}$$

$$M^{\text{cor}} = 1.402 \text{ kN.m}$$

Calcul de centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.402}{1264.94} \times 10^2 = 0.11 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{50}{2} - 2\right) = 23 \text{ cm}$$

**b. Vérification de l'inégalité suivante :**

$$N_u (d-c') - M_f < (0.337 - 0.81 \cdot c/h) b h^2 f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 1.402 + 1264.94 \left(\frac{0.5}{2} - 0.02\right) = 292.34 \text{ kN.m}$$

$$N_u (d-c') - M_f > (0.337 - 0.81 \cdot c/h) b h^2 f_{bc}$$

$$(1264.94) \times (0.48 - 0.02) - (292.34) > (0.337 - 0.81 \times \frac{0.02}{0.5}) 0.5 \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$289.53 < 540.66 \quad \rightarrow \quad \text{SPC}$$

**Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{292.34 \times 10^3}{50 \times 48^2 \times 14.2} = 0.178$$

$$\text{avec } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.178 \leq \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

On détermine  $\beta$  du tableau:  $\mu=0.178 \longrightarrow \beta = 0.901$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{292.34 \times 10^3}{0.901 \times 48 \times 348} = 19.42 \text{ cm}^2 \quad ; A' = 0$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 19.42 - \frac{1264.94}{34.8} = -16.93 \text{ cm}^2$

Donc :  $A_{st} = -16.93 \text{ cm}^2$

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

Si  $A_{st}$  est négative  $A_{st} \geq \max \left( \frac{bh}{1000}, 0.23 bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$

D'où :  $A_{st} \geq \max \left( \frac{50 \times 50}{1000}, 0.23 \times 50 \times 50 \times \frac{2.1}{400} \right) \longrightarrow A_{st} = 3.02 \text{ cm}^2$

✓ Exemple de calcul avec SOCOTEC :

G+Q±E

- Poteaux 50x50 :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

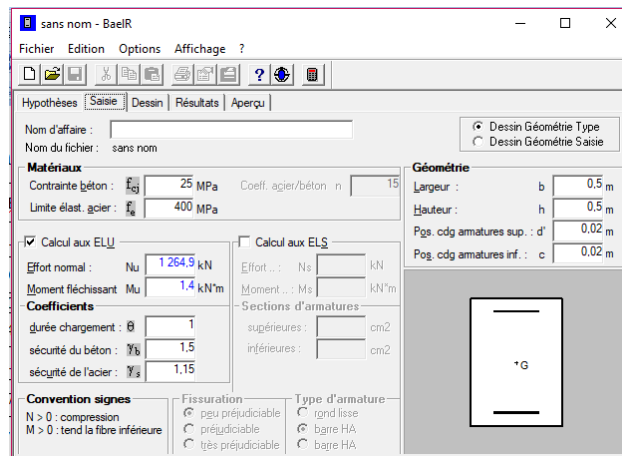


Figure VI-2 : Exemple de calcul avec SOCOTEC.

La section d'acier donnée par SOCOTEC :

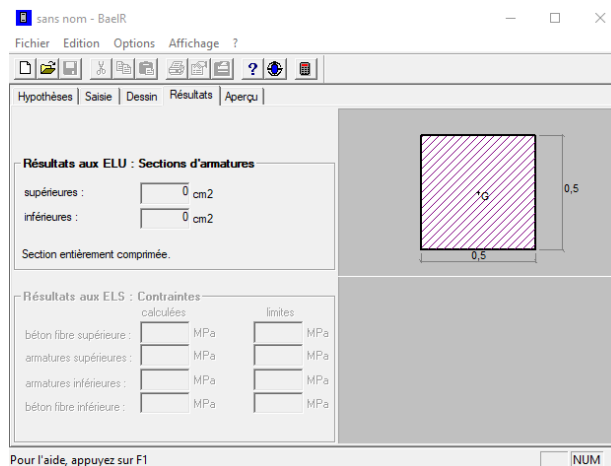


Figure VI-3 : Section d'acier donnée par SOCOTEC.

**VI.4 Ferrailage des poteaux :**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Section	comb	Sollicitation	N(kN)	M(kN.m)	e (cm)	Nature	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage e	A <sub>adop</sub>
50x50	ELU	N <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-1264.94	1.402	0.11	SEC	0	0	20	4HA20+ 4HA16	21.61
		N <sub>min</sub> -M <sup>cor</sup>	-249.91	-0.662	0.26	SEC	0	0			
		M <sub>max</sub> -N <sup>cor</sup>	-903.97	-10.755	1.19	SEC	0	0			
	G+Q+E	N <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-1606.19	-74.165	4.61	SEC	0	0			
		N <sub>min</sub> -M <sup>cor</sup>	736.87	7.878	1.07	SEC	0	0			
		M <sub>max</sub> -N <sup>cor</sup>	-1056.17	-77.145	7.30	SEC	0	0			
	0.8G+Q	N <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-1451.22	-74.47	5.13	SEC	0	0			
		N <sub>min</sub> -M <sup>cor</sup>	824.03	7.006	0.85	SEC	0	0			
		M <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	741.75	76.663	10.3	SEC	0	0			
45X45	ELU	N <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-767.78	3.068	0.40	SEC	0	0	16.2	4HA20+ 4HA14	18.73
		N <sub>min</sub> -M <sup>cor</sup>	-90.02	0.062	0.07	SEC	0	0			
		M <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-361.25	-18.223	5.04	SEC	0	0			
	G+Q+E	N <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-641.08	-9.06	1.41	SEC	0	0			
		N <sub>min</sub> -M <sup>cor</sup>	182.04	3.71	2.03	SEC	0	0			
		M <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-385.69	61.425	15.9	SEC	0	0			
	0.8G+Q	N <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-524.68	-13.916	2.65	SEC	0	0			
		N <sub>min</sub> -M <sup>cor</sup>	231.06	3.71	1.6	SEC	0	0			
		M <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-240.88	59.417	24.69	SPC	0	0.73			
40X40	ELU	N <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-304.08	0.941	0.31	SEC	0	0	12.8	4HA16+ 4HA14	14.20
		N <sub>min</sub> -M <sup>cor</sup>	3.46	0.618	17.86	SEC	0	0			
		M <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-126.66	-21.422	16.91	SEC	0				
	G+Q+E	N <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-245.01	-6.134	2.50	SEC	0	0			
		N <sub>min</sub> -M <sup>cor</sup>	50.48	0.384	0.76	SEC	0	0			
		M <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-105.54	-42.334	40.11	SPC	0	1.8			
	0.8G+Q	N <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	-182.43	-2.73	1.50	SEC	0	0			
		N <sub>min</sub> -M <sup>cor</sup>	48.52	1.099	2.26	SEC	0	0			
		M <sub>max</sub> -M <sup>cor</sup>	48.52	38.539	79.43	SPC	0	0			

**Tableaux VI-2: Tableaux ferrillages des différents poteaux.**

**NB :**

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailages (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
(50x50)	20	4HA20+4HA16	20,61
(45x45)	16.2	4HA20+4HA14	18.73
(40x40)	12.8	4HA16+4HA14	14.20

**Tableau VI-3 : Choix des armatures longitudinales.**

**VI.5 Vérification à l'ELU :****a. Armatures transversales :**✓ **Diamètre des barres (art A8.1.3/BAEL91 modifiée 99).**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinale de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter leurs flambement. D'après les règles de BAEL91/modifié99. Le diamètre des armatures transversales  $\phi_t$  est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche de tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l = \frac{1}{3} \times 20 = 6.67 \text{ mm} \quad \text{soit} \quad \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$\phi_l$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : **A<sub>t</sub> = 3.14 cm<sup>2</sup> = 4HA10.**

✓ **Vérification la quantité d'armatures transversales minimale :**

D'après l'article (7-4-2-2)/RPA99 version 2003, la quantité d'armature transversales minimale en pourcentage est donnée comme suit :  $\frac{A_t}{b_1 \times S_t}$  en %

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_{tmin} = 0.3 \% \times S_t \times b_l$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_{tmin} = 0.8 \% \times S_t \times b_l$$

Si  $3 < \lambda_g < 5 \longrightarrow$  Interpolation entre les valeurs limitent du poteau.

Avec :

✓ **L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :**

$$L_F = 0.7h_e \quad \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$l_0 = 4.08 \text{ m pour le RDC} \longrightarrow L_f = 0.7 \times 408 = 285.6 \text{ cm}$$

$$l_0 = 3.06 \text{ m pour les étages courants} \longrightarrow L_f = 0.7 \times 306 = 214 \text{ cm.}$$

- **Poteau 50x50 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{50} \times 285.6 = 5.71$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{50} \times 214 = 4.28$$

- **Poteau 45x45 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{45} \times 214 = 4.75$$

- **Poteau 40x40:**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{40} \times 214 = 5.35$$

$\rho_a$  est un coefficient correcteur qui tien compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris :  $\rho_a : \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$

- ✓ **Espacement des barres :**

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales dont les valeurs sont :

Zone nodal  $\longrightarrow S_t \leq 10 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante  $\longrightarrow S_t \leq 15 \text{ cm} \longrightarrow 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$  soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Ou :**

$\emptyset_1$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Section des poteaux des différents niveaux	Hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$	$\rho_a$
<b>50x50</b>	4.08	5.71	2.5
	3.06	4.28	3.75
<b>45x45</b>	3.06	4.75	3.75
<b>40x40</b>	3.06	5.35	2.5

**Tableau VI-4 : Coefficients correcteurs " $\rho$ " en fonction de l'élancement géométrique du poteau " $\lambda_g$ "**

Poteau	$A_{tmin}$		$A_{adoptée}$	Observation	
	Zone courante St=15 cm	Zone nodale St =10cm		Zone courante	Zone nodale
50x50	1.33	2	3.14	cv	cv
	1.33	2		cv	cv
45x45	1.08	1.62	3.14	cv	cv
40x40	0.85	1.28	3.14	cv	cv

Tableau VI-5 : Quantité minimale d'armatures transversales

**Conclusion :**

Les armatures transversales des poteaux (50x50), (45x45), (40x40) seront composées de 2 cadres  $\emptyset 10$   $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement de 10 cm en zone nodal de 15cm en zone courante.

✓ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA. La longueur minimale de recouvrement est :  $L_r = 40 \times \emptyset$

Pour :

- $\emptyset 20$   $L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$   $L_r = 80 \text{ cm}$
- $\emptyset 14$   $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$   $L_r = 56 \text{ cm}$
- $\emptyset 12$   $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$   $L_r = 48 \text{ cm}$

✓ **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :**

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

$$f_{i28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA} ;$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$$

$\Psi = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les HA 20 : } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.55 \text{ cm} \quad l_s = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56,44 \text{ cm} \quad l_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49,38 \text{ cm} \quad l_s = 40 \text{ cm}$$

✓ Vérification au cisaillement :(RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau = \frac{vu}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} \text{ et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \text{ d'où } \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g \leq 5 \text{ d'où } \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

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

• Poteaux (50X50) :

❖ RDC :  $\lambda_g = 5.71 \rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_b = \frac{vu}{bd} = \frac{58.02 \times 10^3}{500 \times 480} = 0.24 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.24 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 1.875 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition est vérifiée.

❖ 1<sup>er</sup> étage et 2<sup>ème</sup> étage :

$\lambda_g = 4.28 \rightarrow \rho_b = 0,04$

$$\tau_b = \frac{vu}{bd} = \frac{51.95 \times 10^3}{500 \times 480} = 0.22 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.22 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 1 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition est vérifiée.

• Poteaux (45X45) :

❖ 3<sup>ème</sup> étage au 5<sup>ème</sup> étage :  $\lambda_g = 4.75 \rightarrow \rho_b = 0.04$

$$\tau_b = \frac{vu}{bd} = \frac{46.89 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.24 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.24 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 1 \text{ MPa} \rightarrow$  la condition est vérifiée.

• Poteaux (40X40) :

❖ 6<sup>ème</sup> étage et 7<sup>ème</sup> étage :  $\lambda_g = 5.35 \rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_b = \frac{vu}{bd} = \frac{47.67 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.31 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.31 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 1.875 \text{ MPa} \rightarrow$  la condition est vérifiée.

✓ Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est importante par rapport à la hauteur de poteau donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10 cm.

Au niveau des poutres  $h' = 2xh$

$$h' = \text{Max} \left( \frac{he}{6} ; b_l ; h_l ; 60 \text{ cm} \right)$$

**h**: Hauteur de la poutre.

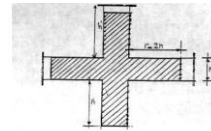


Figure VI-4 : Zone nodale des poteaux

$b_1; h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre noeuds des poutres

$$h_{e1} = 408 - 35 = 373$$

$$h_{e2} = 306 - 35 = 271$$

$$\frac{h_{e1}}{6} = 62.17 \text{ cm}$$

$$\frac{h_{e2}}{6} = 45.17 \text{ cm}$$

$$h_1' = \max(62.17; 50; 50; 60)$$

$$h_2' = \max(45.17; 50; 50; 60)$$

$$h' = 65 \text{ cm}$$

### VI.6 Vérification à L'ELS :

#### 1. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{es - 0.455 \times d}{es - 0.185 \times d} \right]$$

Section	Sollicitation	Ns (kN)	Ms	e(cm)	Amin	As	Observation
50x50	$N_{max} - M^{cor}$	-977.99	1.14	0.11	7.18	20.61	cv
	$N_{min} - M^{cor}$	-189.52	-0.495	0.26	7.25		cv
	$M_{max} - N^{cor}$	-577.73	-8.534	1.47	7.97		cv
45x45	$N_{max} - M^{cor}$	-593.36	2.526	0.43	5.94	18.73	cv
	$N_{min} - M^{cor}$	-68.21	-0.081	0.11	5.79		cv
	$M_{max} - N^{cor}$	-277.45	-14.158	5.10	11.84		cv
40x40	$N_{max} - M^{cor}$	-233.4	-0.759	0.33	4.65	14.20	cv
	$N_{min} - M^{cor}$	2.77	0.475	17.15	0		cv
	$M_{max} - N^{cor}$	-96.07	-16.621	17.30	0		cv

Tableau VI-6 : vérification du ferrailage à l'ELS.

#### Remarque :

D'après les résultats trouvés sur le tableau, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée car:  $A_{adopté} \geq A_{min}$ .

- Vérification des contraintes :

#### 2. Etat limite d'ouverture de fissures :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Nous avons deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

Si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$  → La section est entièrement comprimée.

### 3. Vérification des contraintes:

La section est homogène est :  $S = b \times h + n (A_s + A's)$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15 (A_s \times c' + A_s \times d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + [A_s(V_1 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[ \frac{N_s M_s}{B_{01}} \right] \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

Puisque  $\sigma_{b1} \leq \sigma_{b2}$  donc il suffit de vérifier que  $\sigma_{b1} \leq \sigma_{bc}$

$N_s$ : Effort de compression à l'ELS.

$M_s$  : Moment fléchissant a l'ELS.

$B_0$  : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \times h + 15 A_s$$

si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$  → La section est entièrement comprimée.

Il faut vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s \times (y - c)^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

$y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$$

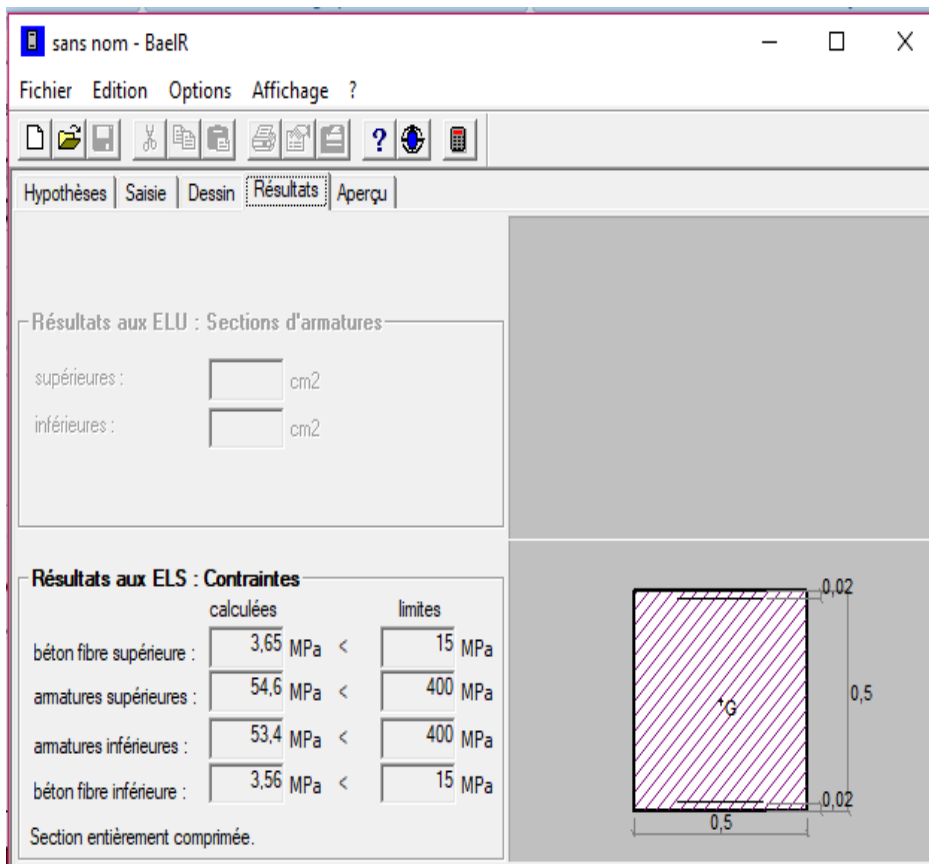
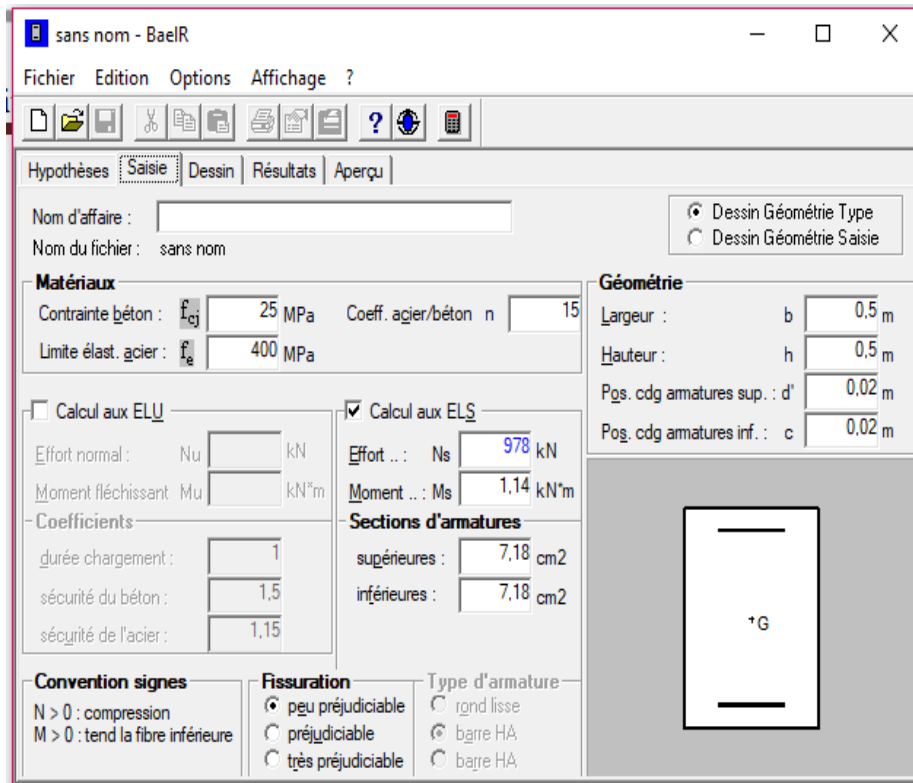
$$P = -3c^2 - \frac{90A_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90A's}{b} (d - c)^2$$

$$q = -3c^2 - \frac{90A_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90A's}{b} (d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - 2.5$$

$c$  : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans le tableau suivant :



section	sollicitations	Ns(Kn)	Ms(Kn.m)	As=A's (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bsup}$	$\sigma_{binf}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
50x50	$N_{max} - M^{cor}$	-977.99	1.14	20.61	3.65	3.56	15	cv
	$N_{min} - M^{cor}$	-189.52	-0.495		0.72	0.68	15	cv
	$M_{max} - N^{cor}$	-577.73	-8.534		2.44	1.78	15	cv
45x45	$N_{max} - M^{cor}$	-593.36	2.526	18.73	2.83	2.56	15	cv
	$N_{min} - M^{cor}$	-68.21	-0.081		0.31	0.31	15	cv
	$M_{max} - N^{cor}$	-277.45	-14.158		1.81	0.52	15	cv
40x40	$N_{max} - M^{cor}$	-233.4	-0.759	14.20	1.4	1.28	15	cv
	$N_{min} - M^{cor}$	2.77	0.475		0	0	15	cv
	$M_{max} - N^{cor}$	-96.07	-16.621		0	0	15	cv

Tableau VI-7 : Vérification de l'état limite de compression du béton et dans l'acier.

**Conclusion :**➤ **Poteaux (50x50) :**

- Les armatures longitudinales : 4HA20 + 4HA16 Ast= 21.61cm<sup>2</sup>
- Les armatures transversales : 4HA10 Ast= 3.14cm<sup>2</sup>

➤ **Poteaux (45x45) :**

- Les armatures longitudinales : 4HA20 + 4HA14 Ast= 18,73 cm<sup>2</sup>
- Les armatures transversales : 4HA10 Ast= 3.14cm<sup>2</sup>

➤ **Poteaux (40x40) :**

- Les armatures longitudinales : 4HA16 + 4HA14 Ast= 14,20 cm<sup>2</sup>
- Les armatures transversales : 4HA10 Ast= 3.14cm<sup>2</sup>



***Chapitre VII :***  
***Ferraillage poutres***

## VII Introduction

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1,35G + 1,5Q à l'ELU ; BAEL 91.
- G + Q à l'ELS ; BAEL91.
- G + Q ± E ; RPA99/Version 2003.
- 0,8G ± E ; RPA99/Version 2003.

### VII.1 Recommandations du RPA99/version 2003

#### 1) 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.

❖ **Poutres principales** : (30 × 35)

❖ **Poutres secondaires** : (30 × 35)

$$\text{Donc : } A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en zone courante

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

✓ 6% en zone de recouvrement.

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

#### 2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \quad \text{En zone nodale.} \\ s_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone courante.} \end{array} \right.$$

**Avec :**

Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VII.2 Calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec: } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\theta = 1 \quad \text{Si } t \geq 24h$$

$$\theta = 0,9 \quad \text{Si } 1h \leq t \leq 24h$$

$$\theta = 0,85 \quad \text{Si } t \leq 1h$$

#### ❖ 1er cas:

Si  $\mu < \mu_1 = 0,392$   $\longrightarrow$  Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

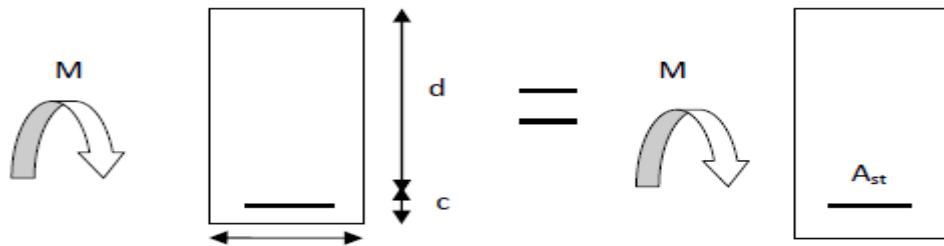


Figure VII-1: Disposition des armatures tendus S.S.A.

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

**d** : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ 2<sup>eme</sup> cas:

$\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.

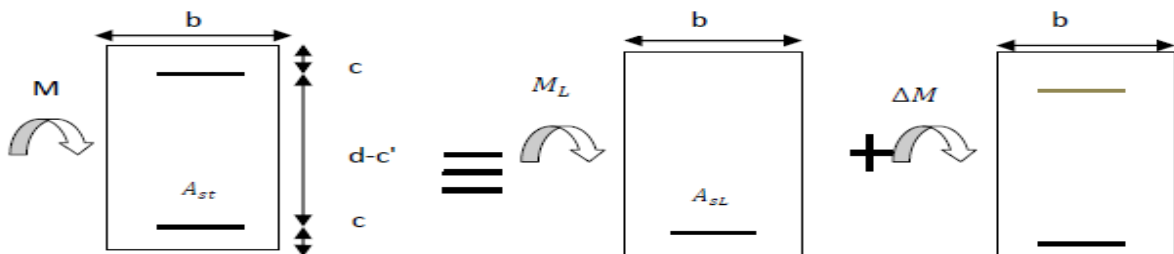


Figure VII-2: Disposition des armatures tendus S.S.A.

$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{SC} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

**M<sub>u</sub>** : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

**Remarque :**

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

❖ **Exemple de calcul :**

**a. Poutres principales (30 × 35)**

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{35,79 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,082 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,082 \quad \longrightarrow \beta = 0,957$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35,79 \times 10^3}{0,957 \times 32 \times 348} = 3,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{60,106 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,138 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,138 \quad \longrightarrow \beta = 0,925$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{60,106 \times 10^3}{0,925 \times 32 \times 348} = 5,84 \text{ cm}^2$$

Poutre principale	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_s (\text{cm}^2)$	ferraillage	$A_{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$
En travée	35,97	0,082	SSA	0,957	3,38	3HA16	6,03
Aux appuis	60,106	0,138	SSA	0,925	5,84	3HA16+2HA12	8,29

Tableau VII-1 : Ferraillage des poutres principales.

**b. Poutre secondaires (30 × 35) :**

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{53,158 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,122 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,122 \rightarrow \beta = 0,935$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{53,158 \times 10^3}{0,935 \times 32 \times 348} = 5,11 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{60,456 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,138 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,138 \rightarrow \beta = 0,925$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{60,456 \times 10^3}{0,925 \times 32 \times 348} = 5,87 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaire	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ	Obs	β	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
En travée	53,158	0,122	SSA	0,935	5,11	3HA16	6,03
Aux appuis	60,456	0,138	SSA	0,925	5,87	3HA16+2HA12	8,29

Tableau VII-2 : Ferraillage des poutres secondaires.

**VII.3 Vérification des armatures longitudinales :**

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

**1. Poutres principales PP :**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\text{adoptée}} = 8,29 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 1,16 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_{\text{adoptée}} = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,16 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Poutres secondaires PS :**

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\text{adoptée}} = 8,29 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,159 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_{\text{adoptée}} = 6,03 > A_{\text{min}} = 1,16 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**B. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

**1. Poutres principales PP :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$T_u^{\text{max}} = 62,12 \text{ KN} \quad (\text{Effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.})$$

$$\tau_u = \frac{62,12 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,65 \text{ MPa}$$

$$\diamond \quad \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ Mpa}\right) \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(3,33 ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0,65 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Poutres secondaires PS :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :  $T_u^{\max} = 46,66 \text{ KN}$       effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$T_u = \frac{46,66 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,486 \text{ Mpa}$$

$$\diamond \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ Mpa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33 ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0,486 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### C. Influence de l'effort tranchant :

#### 1. Poutres principales PP :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$T_u = \frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 320 \times 300 = 576 \text{ KN}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 62,12 \text{ KN} < 480 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0,9 \times d}\right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0,9 \times d}\right) = \left(62,12 - \frac{60,106}{0,9 \times 0,32}\right) = -146,58 < 0$$

Donc : aucune vérification n'est nécessaire.

#### 2. Poutres secondaires PS :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 320 \times 300 = 576 \text{ KN}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 46,66 \text{ KN} < 576 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0,9 \times d}\right) > 0$$

$$\left( T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) = \left( 46,66 - \frac{60,456}{0,9 \times 0,32} \right) = -163,26 < 0$$

Donc : aucune vérification n'est nécessaire.

#### D. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A.6.1. 3 BAEL91)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [Mpa]}$$

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

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA.

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

##### 1) Poutres principales PP :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times (3 \times 1,6 + 2 \times 1,2) = 22,608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{62,12 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 226,08} = 0,954 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,954 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### 2) Poutres secondaires PS :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14(3 \times 1,6 + 2 \times 1,2) = 22,608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{46,66 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 226,08} = 0,716 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,716 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### E. Ancrage des armatures (longueur de scellement) (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

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

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{16}$  :  $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$

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  $0.4l_s$ , pour les aciers **HA**.

- Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_a = 16,932$  [cm]
- Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $L_a = 22,576$  [cm]

#### F. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}, \emptyset_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1; 1,2; 3) = 1 \text{ cm}$$

$\emptyset_1$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

On prend :  $\emptyset = 8$  mm

On choisira un cadre + un étrier soit :  $\emptyset = 8$  mm

#### ❖ Espacement d'armatures :

##### • Poutres principales :

###### ➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_1\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,6\right)$$

$$S_t \leq \min(8,75; 19,2) \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b \quad (\text{Art 7.5.2.2RPA/version 2003})$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$$

###### ➤ Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \quad S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

**Poutres secondaires :**

➤ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) S_t \leq \longrightarrow \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,6\right)$$

$$S_t \leq \min(8,75; 19,2) \text{ Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \longrightarrow S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{tmin} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**G. Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003 :**

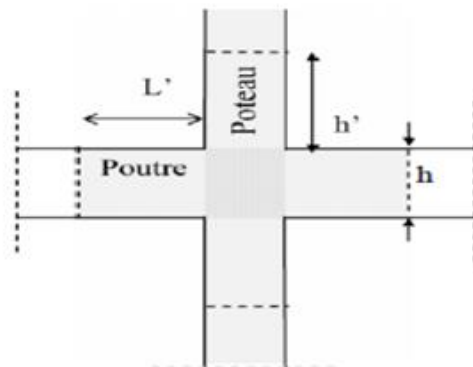
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) \text{ cm}$$

**h:** Hauteur de la poutre.

**b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>:** Dimensions du poteau.

**h<sub>e</sub>:**Hauteur entre nus des poteaux.



**Figure VII-3 : Délimitation de la zone nodale.**

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

- Poutres principales :  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$
- Poutres secondaires :  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

✓ **Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**H. Armatures transversales minimales :**

- **Poutres principales et poutre secondaire :**

❖ **Zone nodale :**

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t = 0,9 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Zone courante :**

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t = 1,125 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.4 Vérification à L'ELS :**

**1. Etat d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

**2. Etat limite de compression du béton :**

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$
- ❖ Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta_1 : \text{Est en fonction de } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

( $\beta_1, K_1$ ) Sont tirer du tableau à l'ELS.

➤ Poutre principale :

PP	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>st</sub>	d	ρ	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	Obs	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	Obs
Travée	17,64	6,03	32	0,628	0,8833	27,998	103,50	348	✓	3,70	15	✓
Appuis	29,613	8,29	32	0,864	0,8679	22,897	128,62	348	✓	5,62	15	✓

Tableau VII-3 : Résumer de la vérification de l'état limite de service du béton dans les poutres principales.

➤ Poutre secondaire :

PS	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>st</sub>	d	ρ	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	Obs	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	Obs
Travée	11,129	6,03	32	0,628	0,8833	27,998	65,30	348	✓	2,33		✓
Appuis	14,706	8,29	32	0,864	0,8679	22,897	63,87	348	✓	2,79		✓

Tableau VII-4 : Résumer de la vérification de l'état limite de service du béton dans les poutres secondaires.

VII.5 Vérification de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

➤ Sens des poutres principales :

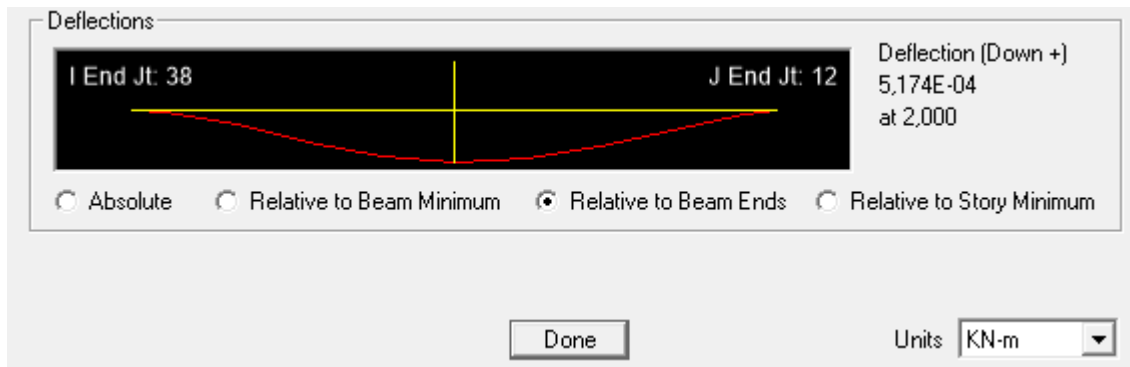


Figure VII-4 : la flèche selon le sens X-X.

$$0,05174 \text{ cm} < \frac{318}{500} = 0,636 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens des poutres secondaires :

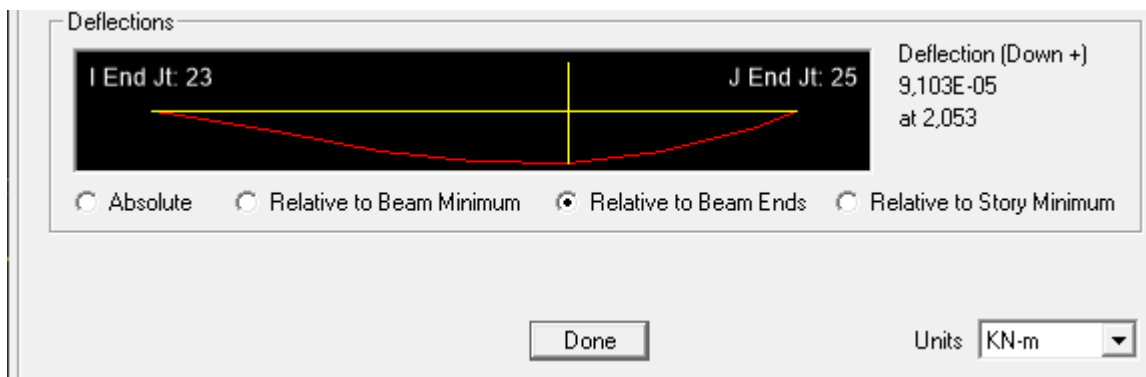


Figure VII-5 : la flèche selon le sens Y-Y.

$$0,009103 \text{ cm} < \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

➤ Poutres principales

- En travée :  $3HA16 = 6,03 \text{ cm}^2$
- Aux appuis :  $3HA16 + 2HA12 = 8,29 \text{ cm}^2$

➤ Poutres secondaires

- En travée :  $3HA16 = 6,03 \text{ cm}^2$
- Aux appuis :  $3HA16 + 2HA12 = 8,29 \text{ cm}^2$



***Chapitre VIII :***  
***Ferraillage voiles***

**VIII Introduction**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanent et surcharges), et à des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles seront calculés en flexion composé sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

**VIII.1 Combinaison d'action**

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le RPA version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

Selon le (BAEL 91 modifiée 99) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- Zone I : RDC au 2<sup>ème</sup> étages.
- Zone II : 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étages
- Zone III : du 6<sup>ème</sup> étages jusqu'au 7<sup>ème</sup> étages.

**VIII.2 Exposé de la méthode de calcul**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

**Avec :**

**B :** section du voile tel que :  $B = L \times e$

**I :** moment d'inertie du voile considéré.

**V=V' :** bras de levier du voile :  $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) \rightarrow \text{RPA 99 (Art.7.7.4).}$$

**Avec :** **h<sub>e</sub>**: hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

**L<sub>c</sub>** : la longueur de la zone comprimée, avec

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$L_t = L - L_c$  Avec : **L<sub>t</sub>** : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

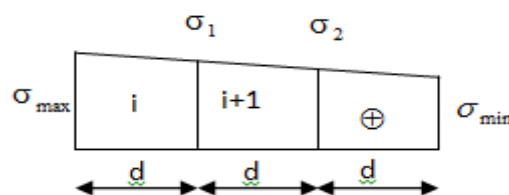
1. section entièrement comprime (SEC).
2. Section partiellement comprime (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET).

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

**Avec :** **e** : épaisseur du voile.



FigureVIII-1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C).

❖ Section partiellement comprimée :

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

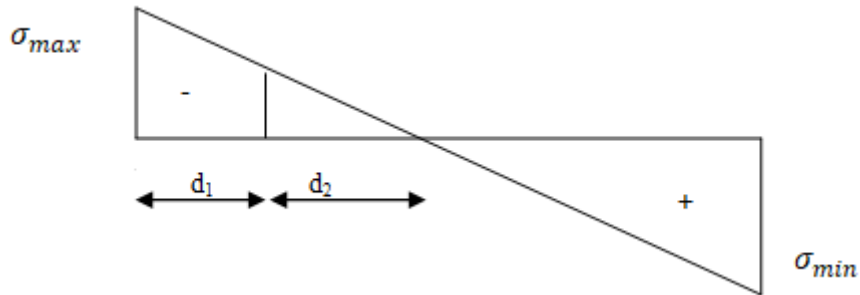


Figure VIII-2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)

❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

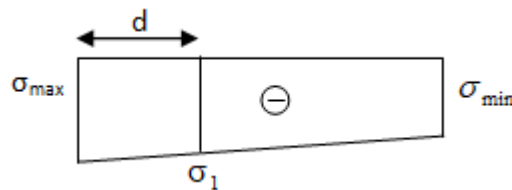


Figure VIII-3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

### VIII.3 Armatures verticales :

❖ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec : B : section du voile

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

❖ Section partiellement comprimée (Art. A.11.3, BAEL91):

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

**Avec:**  $\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa.

❖ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

• **Armatures minimales :**

❖ **Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99) :**

-  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

-  $0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$  avec : **B**:section du béton comprimée.

❖ **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : **B** : section du béton tendue.

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.

• **Exigences de R PA 99 révisé 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

❖ Globalement dans la section du voile **15 %**.

❖ En zone courantes **0.10 %**.

#### VIII.4 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\Phi$ .

➤ D'après le (BEAL 91 modifiée 99) :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

➤ D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0,15\% \times B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **0.1** de l'épaisseur du voile.

**1- Armatures transversales :(article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle au mètre carré.

**2- 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{T}{f_e} \quad \longrightarrow \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1,4 V_u$$

$V_u$ : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit **s'ajouter** à la **section d'aciers tendus** nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**3- Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

**4- Espacement :**

D'après l'art **7.7.4.3** du **RPA 99 modifier 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

**Avec :**

**e** = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(0.1)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **(15 cm)**.

### 5- Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### 6- Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **(0.10)** de l'épaisseur du voile.

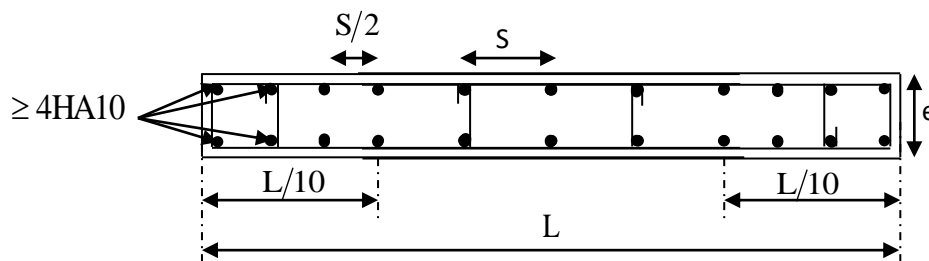


Figure VIII-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

### VIII-3Vérifications

#### ➤ Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère l'effort :  $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué.

**B** : Section du béton.

**A** : Section d'armatures adoptée.

#### ➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

✓ D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec :  $V = 1,4 \times V_{u,calculé}$

D'ou:

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 \times h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

✓ D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

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

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

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

### ➤ Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de la zone I :

$L = 1 \text{ m}$  ,  $e = 0,20 \text{ m}$

$$\sigma_{max} = 6997,22 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -9114,53 \text{ kN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

#### • Calcul de la largeur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_c = \frac{6997,22}{6997,22 + 9114,53} \times 1$$

$$L_c = 0,43 \text{ m}$$

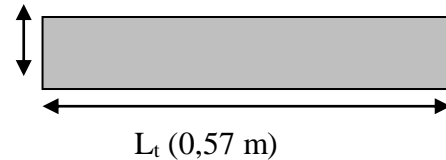
Donc :

$$L_c = 0,43 \text{ m} \rightarrow L_t = L - L_c$$

$$L_t = 1 - 0,43 = 0,57 \text{ m}$$

- Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$e = 0,2 \text{ m}$$



$$\text{Soit un tronçon : } d = \frac{L_t}{2} = \frac{0,57}{2} = 0,285 \text{ m.}$$

- Calcul de la contrainte :

$$\sigma_{\min} = -9114,53 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 0,285 \text{ m} \text{ et } e = 0,2 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(0,57 - 0,285) \times (-9114,53)}{0,57} = -4557,265 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = -4557,265 \text{ kN/m}^2$$

- Détermination des efforts normaux :

L'effort normal est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_1 = \frac{9114,53 + 4557,265}{2} \times 0,285 \times 0,20$$

$$N_1 = 389,65 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{4557,265}{2} \times 0,285 \times 0,20$$

$$N_2 = 129,88 \text{ kN}$$

- Espacement :

$$\text{Zone courante } d_2 : S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Zone d'extrémité  $d_1$  :  $D = \frac{S_t}{2} = 10\text{cm}$       Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

➤ **Calcul des armatures :**

**Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{389,65}{40} = 9,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{129,88}{40} = 3,25 \text{ cm}^2$$

**Donc :**

$$A_{v1} = 9,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = 3,25 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\% \times B \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{28,5 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 28,5 \times 20 \right\}$$

$$A_{min} = \text{Max}\{2,99 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2\} \rightarrow A_{min} = 2,99 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \times 1,4 \times \frac{V_u}{f_e} = 1,1 \times 1,4 \times \frac{161,24 \times 10}{400} = 6,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 6,21 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures calculées :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 9,74 + \frac{6,21}{4} = 11,29 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 3,25 + \frac{6,21}{4} = 4,80 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 11,29 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,99 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } 8\text{HA}16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 4,80 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,99 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } 8\text{HA}14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_H = \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0,15\%B \right\} \quad A_H = \max \left\{ \frac{12,06}{4}; 0,0015 \times 100 \times 20 \right\}$$

$$A_H = \max\{3,015 \text{ cm}^2; 3 \text{ cm}^2\}$$

$$A_H = 3,015$$

**On adopte:**  $A_H = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carre soit HA8.

Soit :  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

➤ **Pour les potelets :**

Vu que la section d'armatures doit être dans le poteau supérieur à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

➤ **Vérification à l'ELS :**

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

• **(BAEL91 modifiée 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{161,24 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1000} = 0,896 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,896 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

• **RPA 2003 :**

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V_u}{e \cdot d} = \frac{1,4 \times 161,24 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1000} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte du béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A_v} = \frac{239,75 \times 10^3}{200 \times 1000 + 15 \times 12,06 \times 10^2} = 1,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,10 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Ferrailage de voiles longitudinales :**

	Zone		I	II	III
	<b>Caractéristiques géométriques</b>	hpoutre(m)		0,35	0,35
hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	
L (m)		1,00	1,00	1,00	
e (m)		0,20	0,20	0,20	
B (m <sup>2</sup> )		0,2	0,2	0,2	
He		4,080	3,060	3,060	
H		3,73	2,71	2,71	
<b>Sollicitation de calcul</b>	T(kN)		161,240	133,660	71,240
	N <sub>ser</sub> (kN)		239,75	156,16	66,19
	V <sub>u</sub> (kN)		225,736	187,124	99,736
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		6997,220	4028,880	2210,440
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		9114,530	6219,910	3810,240
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,43	0,39	0,37
	L <sub>t</sub>		0,57	0,61	0,63
	D		0,29	0,26	0,24
	d <sub>adopté</sub>		0,28	0,26	0,24
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,28	0,34	0,39
	σ <sub>1</sub>		4557,265	3533,990	2336,613
	N <sub>1</sub>		386,71	255,62	150,45
N <sub>2</sub>		128,90	121,86	90,68	
<b>Armatures verticales</b>	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		9,67	6,39	3,76
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		3,22	3,05	2,27
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,21	5,15	2,74
	A'v1/bande/nappe		11,22	7,68	4,45
	A'v2/bande/nappe		4,77	4,33	2,95
<b>Armatures minimales</b>	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		3,04	2,75	2,57
<b>Ferrailage adopté pour les armatures verticales</b>	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		16,08	12,31	9,04
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		12,31	9,04	6,28
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande1	8HA16	8HA14	8HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	8HA14	8HA12	8HA10
	ST		30	30	30
	Espacement m)	Bande1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
<b>Armatures horizontales</b>	AH /nappe (cm2)		4,02	3,08	3,00
	AH adopté (cm2)		6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
<b>Armatures transversales</b>	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
<b>Vérifications constructions</b>	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ <sub>b</sub>	1,254	1,040	0,554
	2,26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0,896	0,743	0,396
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ <sub>bc</sub>	1,038	0,706	0,310

Ferrailage de voiles transversales :

	Zone		I	II	III
<b>Caractéristiques géométriques</b>	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		4,00	4,00	4,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,8	0,8	0,8
	He		4,080	3,060	3,060
	H		3,73	2,71	2,71
<b>Sollicitation de calcul</b>	T(kN)		713,150	526,820	257,380
	N <sub>ser</sub> (kN)		1086,61	727,32	318,30
	Vu (kN)		998,410	737,548	360,332
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		3436,160	1218,660	418,770
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		5864,170	2888,920	850,740
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1,48	1,19	1,32
	L <sub>t</sub>		2,52	2,81	2,68
	D		0,99	0,79	0,88
	d <sub>adopté</sub>		0,99	0,79	0,88
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1,54	2,02	1,80
	σ <sub>1</sub>		3573,397	2076,480	571,560
	N <sub>1</sub>		929,83	392,84	125,11
N <sub>2</sub>		549,19	419,88	102,93	
<b>Armatures verticales</b>	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		23,25	9,82	3,13
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		13,73	10,50	2,57
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		27,46	20,28	9,91
	A'v1/bande/nappe		30,11	14,89	5,61
	A'v2/bande/nappe		20,59	15,57	5,05
<b>Armatures minimales</b>	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		10,35	8,31	9,24
<b>Ferrailage adopté pour les armatures verticales</b>	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		31,4	20,1	11,3
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		24,12	18,46	12,56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande1	2x10HA20	2x10HA16	2x10HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande2	2x12HA16	2x12HA14	2x12HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande1	10	10	10
		Bande2	15	15	15
<b>Armatures horizontales</b>	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		12,00	12,00	
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		12,31	12,31	12,31
	choix de la section		8HA14	8HA14	8HA14
<b>Armatures transversales</b>	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
<b>Vérification des constructions</b>	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ <sub>b</sub>	1,024	0,500	0,554
	2,26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0,990	0,732	0,357
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ <sub>bc</sub>	1,283	0,876	0,389



***Chapitre IX :***  
***Fondation***

**IX.1 Introduction**

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). On distingue donc deux types de fondation :

**1. Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

**2. Fondations profondes :**

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

**IX.2 Etude géotechnique du sol :**

Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, nous avons choisi quelque valeur de contrainte et de type du sol qu'on trouve dans des ouvrages de la mécanique des sols.

- La contrainte admissible du sol est :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**IX.3 Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l’ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.
- La raison économique.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

**IX.4 Dimensionnement**

**IX.4.1 Semelles filantes**

**a. Semelles filantes sous voiles**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \longrightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- Avec :
- B : La largeur de la semelle.
  - L : Longueur de la semelle
  - G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré
  - $\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	Ns (kN)	L (m)	$\sigma_{sol}$ (kN/m <sup>2</sup> )	B (m)	S=B×L (m <sup>2</sup> )
<b>VT1</b>	1213,84	4	200	6,07	24,28
<b>VT2</b>	1179,56	4	200	5,99	23,96
<b>VT3</b>	1086,61	4	200	5,43	21,72
<b>VT4</b>	992,99	4	200	4,96	19,84
					<b>89,80</b>

**Tableau IX-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).**

Voiles	Ns (kN)	L (m)	$\sigma_{sol}$ (kN/m <sup>2</sup> )	B (m)	S=B×L (m <sup>2</sup> )
VL1	239,75	1	200	1,2	1,2
VL2	390,08	1	200	1,95	1,95
VL3	381,42	1	200	1,91	1,91
VL4	263,59	1	200	1,32	1,32
VL5	270,12	1	200	1,35	1,35
VL6	318,38	1	200	1,59	1,59
VL7	266,15	1	200	1,33	1,33
VL8	284,22	1	200	1,42	1,42
VL9	290,34	1	200	1,45	1,45
VL10	432,48	1	200	2,16	2,16
VL11	424,95	1	200	2,12	2,12
VL12	315,19	1	200	1,57	1,57
					<b>19,37</b>

Tableau IX-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale).

$$S_v = \sum S_i = 19,37 + 89,9 = 109,17 \text{ m}^2$$

Tel que : S<sub>v</sub> : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

**b. Semelles filantes sous poteaux**

✓ **Etape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i \quad R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure :  $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la hauteur de la semelle :  $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$

Avec : L distance entre nus des poteaux.

- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- Si  $e \leq \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.
- Si  $e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}}$

Poteaux	N <sub>i</sub> (kN)	M <sub>i</sub> (kN.m)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>i</sub> e <sub>i</sub>
<b>C5</b>	925,77	-0,360	6	5554,62
<b>C18</b>	959,88	0,303	2	1919,76
<b>C19</b>	939,03	0,416	-2	-1878,06
<b>C41</b>	977,99	1,140	-6	-5867,94
<b>Somme</b>	<b>3802,67</b>	<b>1,499</b>	/	<b>-271,62</b>

Tableau IX-3 : Résultante des charges sous poteaux.

On obtient :

- La charge totale transmise par les poteaux est:  $R = \sum N_i = 3802,67 \text{ KN}$
- Distribution de la réaction par mètre linéaire :  $e = \frac{L}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ m}$

$$e_i = \frac{-271,62 + 1,499}{3802,67} = -0,07 \text{ m}$$

$e_i = -0,07 \text{ m} < e = 2 \text{ m}$  → Répartition trapézoïdale.

$$q_{max} = \frac{3802,67}{12} \left( 1 + \frac{6 \times 0,07}{12} \right) = 327,98 \text{ kN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{3802,67}{12} \left( 1 - \frac{6 \times 0,07}{12} \right) = 305,80 \text{ kN/ml}$$

$$q \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{N_t}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3802,67}{12} \left( 1 + \frac{3 \times 0,07}{12} \right) = 322,43 \text{ kN/ml}$$

**Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{322,43}{200} = 1,61 \text{ m}$$

**On prend:**  $B = 2 \text{ m}$ .

**La surface de la semelle filante sous poteau :**

$$S_p = B \times L = 2 \times 12 = 24 \text{ m}^2$$

**La surface totale des semelles filante sous poteaux et sous voiles :**

$$S_t = n \times S_p + S_v = 4 \times 24 + 109,17 = 205,17 \text{ m}^2.$$

**La surface totale de bâtiment :**

$$S_{Bat} = B \times L = 14,90 \times 26,08 = 388,592 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{Bat}} = \frac{205,17}{388,592} = 0,53 = 53\% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}.$$

**Conclusion:**

Le rapport surface semelles filantes /surface totale de bâtiment est 53% ce qui présente un risque inévitable de chevauchement des semelles .donc les semelles filante ne sont pas adoptées. D'où la nécessité de penser à un radier général.

**IX.5 Calcul du radier général :**

Le radier nervuré est défini comme étant une fondation superficielle, 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 et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigidité en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.

- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

### IX.5.1 Pré dimensionnement du Radier

#### a. Epaisseur de radier (nervures)

L'épaisseur de la nervure de radier «  $h_n$  » doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Formule empirique :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_n = 40 \text{ cm}$$

Avec :  $L_{max}$  : distance entre deux nervures successifs  $L_{max} = 4 \text{ m}$

- **condition minimale d'épaisseur :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25 \text{ cm}$ ).

- **Selon les conditions forfaitaires :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{400}{8} \leq h_n \leq \frac{400}{5} \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq h_n \leq 80 \text{ cm}$$

On prend :  $h_n = 80 \text{ cm}$ .

- **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 :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

- $L_e$  : Longueur élastique.
- $K$  : Module de raideur du sol, rapporte à l'unité de surface  $K= 40$  MPa
- $I$  : L'inertie de la section.
- $E$  : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{MPa}$$

- $L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$D'ou : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.78 \text{ m}$$

On opte :  $h_n = 90 \text{ cm}$ .

**b. Epaisseur de la dalle du radier**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{cm} \quad \text{Avec : une hauteur minimale de 25cm.}$$

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

**c. Epaisseur de la dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{Dalle sur 4 appuis})$$

$$\frac{400}{50} \leq h_t \leq \frac{400}{40}$$

$$8 \text{ cm} \leq h_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_t = 10 \text{ cm.}$$

**d. Largeur de la nervure :**

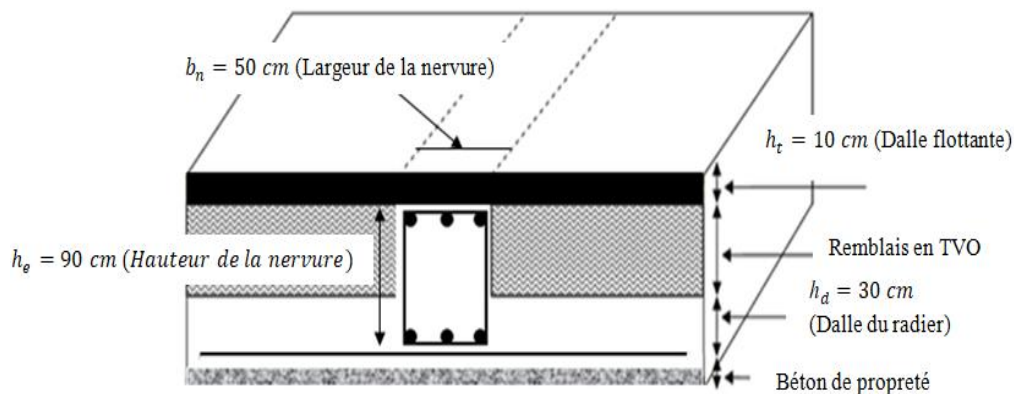
$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 90 \leq b_n \leq 0.7 \times 90 \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq b_n \leq 63 \text{ cm}$$

On opte pour :  $b_n = 50 \text{ cm}$ .

**Conclusion :**

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- La hauteur de la nervure suivant les deux sens :  $h_n = 90 \text{ cm}$ .
- Largeur de la nervure :  $b_n = 50 \text{ cm}$ .
- La hauteur de la dalle de radier :  $h_d = 30 \text{ cm}$ .
- Dalle flottante :  $h_t = 10 \text{ cm}$ .



**Figure: IX-1 : La coupe verticale du radier.**

**Détermination de la surface nécessaire du radier :****Les charges :**

Charge permanente :  $G_{bat} = 29007,53 \text{ kN}$

Charge d'exploitation :  $Q_{bat} = 4428,10 \text{ kN}$

**Les combinaisons :**

L'ELU :  $1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 29007,53 + 1,5 \times 4428,10 = 45802,32 \text{ kN}$

L'ELS :  $G + Q = 29007,53 + 4428,10 = 33435,63 \text{ kN}$

Donc :

$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 29007,53 + 1,5 \times 4428,10 = 45802,32 \text{ kN}$

$N_s = G + Q = 29007,53 + 4428,10 = 33435,63 \text{ kN}$ .

**La surface de radier :**

- Etat limite ultime :  $S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{45802,32}{1.33 \times 200} = 172,19 \text{ m}^2$

- Etat limite de service :  $S_{rad}^{ELS} = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{33435,63}{200} = 167,18 \text{ m}^2$

$$S_{radier} = \max(S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = (172,19 ; 167,18) = 172,19 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 388,592 \text{ m}^2 > 172,19 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

On remarque que la surface de bâtiment totale est supérieur à la surface nécessaire du radier dans ce cas on prévoit un débord minimale que nous imposent les règles de BAEL, il sera calculé comme suit :

**La largeur de débord :**

$$L_{déb} \geq \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{90}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = (45 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit : } L_{déb} = 50 \text{ cm}$$

Donc on aura une surface totale de radier :  $S_{radier} = S_{bat} + S_{deb}$

**La surface du débord :**

$$S_{déb} = [(L_x + L_y) \times L_{déb}] \times 2$$

$$S_{déb} = [(26,08 + 14,90) \times 0,5] \times 2 = 40,98 \text{ cm}^2$$

$$D'où : S_{radier} = S_{batiment} + S_{débord} = 388,592 + 40,980 = 429,572 \text{ m}^2$$

**Calcul des sollicitations à la base de radier :**

➤ **Charge permanente :**

- **Poids de bâtiment :**  $G_{batiment} = 29007,53 \text{ kN}$

- **Poids de radier :**

$$G_{radier} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de T.V.O} \\ + \text{poids de la dalle flottante}$$

- **Poids de la dalle de radier :**

$$p_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_{béton}$$

$$p_{dalle} = 429,572 \times 0,30 \times 25$$

$$p_{dalle} = 3221,79 \text{ kN}$$

- **Poids de la nervure :**

$$P_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times 25$$

$$P_{nervure} = 0,5 \times (0,9 - 0,3) \times (26,08 \times 9 + 14,90 \times 4) \times 25$$

$$P_{nervure} = 2207,4 \text{ kN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{T.V.O}$$

Avec:

$$S_{nervure} = b_n \times L_x \times n_x + b_n \times L_y \times n_y$$

$$S_{nervure} = 0,5 \times 26,08 \times 9 + 0,5 \times 14,90 \times 4$$

$$S_{nervure} = 147,16 \text{ m}^2 \quad \text{Tel que le poids de la TVO : } \rho_{T.V.O} = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$P_{T.V.O} = (429,572 - 147,160) \times (0,9 - 0,3) \times 17$$

$$P_{T.V.O} = 2880,60 \text{ kN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_{béton}$$

$$P_{df} = 429,572 \times 0,1 \times 25$$

$$P_{df} = 1073,93 \text{ kN}$$

On a :

$$G_{radier} = 3221,79 + 2207,4 + 2880,6 + 1073,93 = 9383,72 \text{ kN.}$$

## ➤ Charge d'exploitation :

$$Q_{\text{batiment}} = 4428,10 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{radier}} = Q \times S_{\text{rad}} = 3,5 \times 429,572 = 1503,502 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{batiment}} + Q_{\text{radier}} = 4428,10 + 1503,502 = 5931,602 \text{ kN}$$

## • Poids totale de la structure :

$$G_t = G_{\text{batiment}} + G_{\text{radier}} = 29007,53 + 9383,72 = 38391,25 \text{ kN}$$

## • Combinaison d'action :

$$\checkmark \text{ ELU : } N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 38391,25 + 1,5 \times 5931,602 = 60725,59 \text{ kN}$$

$$\checkmark \text{ ELS : } N_s = G + Q = 38391,25 + 5931,602 = 44322,85 \text{ kN}$$

• A l'état sismique :  $N_a = G + 0,2Q$ 

$$N_a = 38391,25 + 0,2 \times 5931,602 = 39577,57 \text{ kN.}$$

## IX.5.2 Vérifications :

## IX.5.2.1 Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 modifiée 99 (Art A.5.1.1)

Il faut vérifier que :  $\leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{cj}, 4 \text{ MPa} \right\}$  en fissuration préjudiciable

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } b = 100 \text{ cm ; } d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{60725,59 \times 1}{429,572} \times \frac{4}{2} = 282,73 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{282,73 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,047 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.5.2.2 Vérification de la stabilité du radier :**

**a. Calcule les caractéristique géométrique de radier :**

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (X-X et Y-Y).

$$X_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{26.08}{2} = 13.04 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur de bâtiment}}{2} = \frac{14.90}{2} = 7,45 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{14.90 \times 26.08^3}{12} = 22025,60 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{26.08 \times 14.90^3}{12} = 7189,28 \text{ m}^4$$

**b. Vérifier la stabilité du radier:**

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants : - Effort normal (N) due aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 + Z \quad \text{Avec : } M_0 : \text{Moment sismique à la base du bâtiment.}$$

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$Z$  : Profondeur de l'infrastructure.

Sollicitations		$M_0$ (kN.m)	$T_0$ (kN)	Z(m)	M (kN.m)
Sens	x-x	32633,729	16497,034	0,9	49130,663
	y-y	38984,022	38736,491	0,9	77720,413

**Tableau IX-4 : Calcul du moment de renversement.**

**L'ELU :**  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$

**L'ELS :**  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$  Avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Tel que :  $V$  : distance entre le **CDG** du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$I$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$S_{rad} = 429,572 \text{ cm}^2 \quad N_u = 60725,59 \text{ kN} \quad N_s = 44322,852 \text{ kN}$$

		ELU			
Contraintes		$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.33\sigma_{sol}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sens	X-X	230,48	52,20	185,58	266
	Y-Y	167,65	115,07	154,39	266

**Tableau IX-5 : Vérification des contraintes du sol sous le radier à l'ELU.**

		ELS			
Contraintes		$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sol}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sens	X-X	192,29	14,06	147,73	200
	Y-Y	129,47	76,89	116,32	200

**Tableau IX-6 : Vérification des contraintes du sol sous le radier à l'ELS.**

→ La stabilité est vérifiée dans les deux sens.

### IX.5.2.3 Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91modifié 99] :

Il s'agit de vérifier que : 
$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $N_u$  : Charge du poteau ou du voile à l'ELU.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$h$  : hauteur de la nervure égale à 1 m.

- Poteaux :

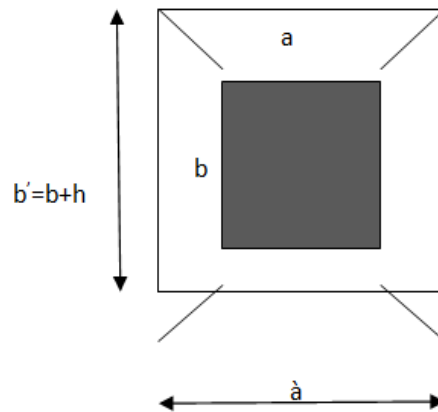


Figure IX-2 : Périmètre utile des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0,5 + 0,5 + 2 \times 0,9) = 5,6 \text{ m.} \\ N_u = 1606,19 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1606,19 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 5,6 \times 0,9 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3780 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Voile :

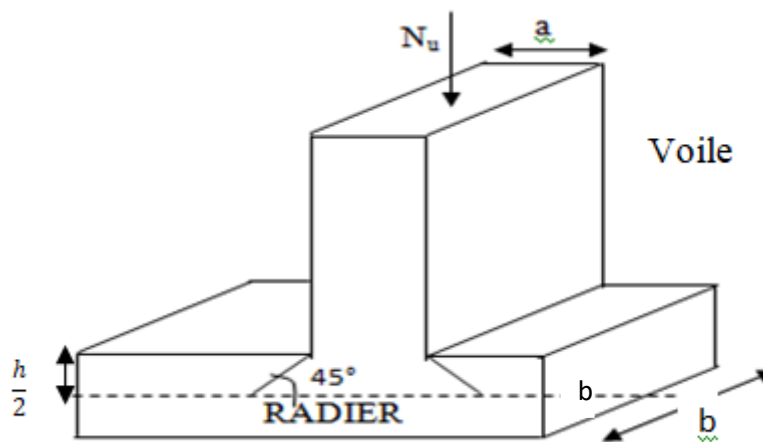


Figure IX-3 : Périmètre utile des voiles.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0,2 + 4 + 2 \times 0,9) = 12 \text{ m.} \\ N_u = 2705,50 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

$$N_u = 2705,50 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 12 \times 0,9 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 8100 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.5.2.3 Vérification de l'effort de sous pression [Art.3.634/DTR-BC 2.331] :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier :  $P > P'$

- $P = 43588,25 \text{ kN}$  (poids total du bâtiment à la base du radier).
- $P' = F_s \times \gamma_w \times S_{rad} \times Z$

Avec :

- $F_s$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha=1.5$ ).
- $\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$ ).
- $Z$  : profondeur de l'infrastructure ( $h=1 \text{ m}$ ).

$$P' = 1,5 \times 10 \times 429,572 \times 0,9 = 5799,22 \text{ kN}$$

$$P = 43588,25 \text{ kN} > P' = 5799,22 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

**IX.5.3 Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé son ferrailage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [B.E.A.L 91 modifiée 99].

**IX.5.3.1 Ferrailage de la dalle du radier :**

La dalle du radier sera étudiée comme un panneau rectangulaire uniformément chargé reposant sur quatre cotés. On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> cas :**  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens;

**2<sup>eme</sup> cas :**  $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens;

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$ .

- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$ .

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  ;  $L_x < L_y$

**Remarque :**

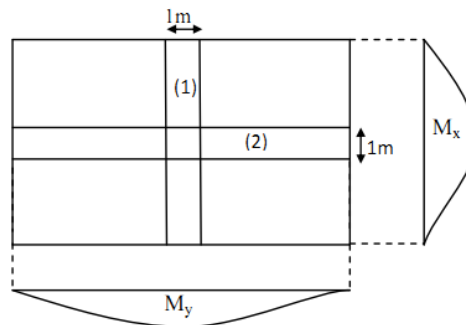
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d’homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d’armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$L_x = 3,18 \text{ m}$        $L_y = 4 \text{ m}$

$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,18}{4} = 0,795 \approx 0,80 < 1 \Rightarrow$  Le panneau travaille dans les deux sens.

Dans ce cas on utilise la méthode de l’annexe E3 du BAEL91 modifié 99, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d’unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$ .
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$ .

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

**Remarque :**

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$  qui est la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

	$\sigma_m$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_m$ (kN/m)
<b>ELU</b>	185,92	164,76
<b>ELS</b>	147,73	125,89

A l'ELU :  $q_m^u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = \left(185,92 - \frac{9383,72}{429,572}\right) \times 1m = 164,07 \text{ kN/ml}$

A l'ELS :  $q_m^u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = \left(147,73 - \frac{9383,72}{429,572}\right) \times 1m = 125,89 \text{ kN/ml}$

• **Détermination des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  en fonction  $\nu$  et  $\rho_x$  :

$\rho_x = 0,80 ; \nu=0$  (ELU)  $\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$

• **Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :**

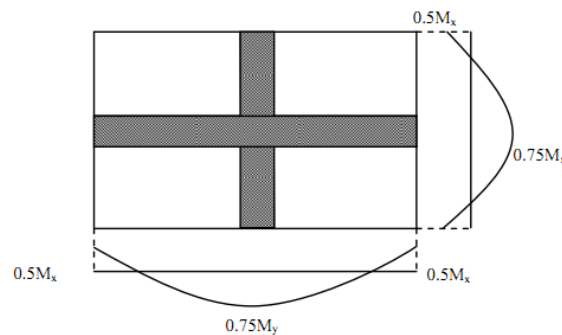
$M_{0x} = 0,0565 \times 164,07 \times 3,18^2 = 93,74 \text{ kN.m}$

$M_{0y} = 0,595 \times 93,74 = 55,77 \text{ kN.m}$

• **Correction des moments :**

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 des travées intermédiaires.
- **0,50**: pour les moments sur appuis intermédiaire.



✓ Moments aux appuis :  $\begin{cases} M_x^a = 0,5 \times 93,74 = 46,87 \text{ kN.m} \\ M_y^a = 0,5 \times 55,77 = 27,88 \text{ kN.m} \end{cases}$

✓ Moments en travées : 
$$\begin{cases} M_x^t = 0,75 \times 93,74 = 70,305 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times 55,77 = 41,83 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• Calcul des armatures :

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Moments (kNm)	Valeur de $\mu$	Type de section	Valeur de $\beta$	Section d'armature A (cm <sup>2</sup> )	Section choisie Armatures A <sub>a</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sens x-x	Sur appuis	46,87	0.046 < $\mu_l=0.392$	SSA	0.976	5,11	5HA14=7,69
	En travée	70,305	0.068 < $\mu_l=0.392$	SSA	0.965	7,75	5HA16=10,05
Sens y-y	Sur appuis	27,88	0.027 < $\mu_l=0.392$	SSA	0.9875	3	5HA14=7,69
	En travée	41,83	0.040 < $\mu_l=0.392$	SSA	0.980	4,54	5HA16=10,05

Tableau IX-7 : Calcul de la section d'armatures.

Avec : 
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad b=100\text{cm} \quad d=27\text{cm.}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

Tel que :  $\beta$  tiré dans les tableaux en fonction de  $\sigma_{st}$  et  $\mu$ .

IX.5.4 Vérifications à l'ELU :

IX.5.4.1 Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91révisé 99]:

• Armatures parallèles au petit coté :

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left( \frac{3-\rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd \omega_0 (3-\rho)}{2}$$

$$A_x^{min} \geq \frac{100 \times 27 \times 0.0008 (3-0.80)}{2} = 2,376 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $\omega_0$ : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0,0008 pour HA400 de diamètre supérieur à 6mm.
- $b=100\text{cm}$  ;  $d=27\text{cm}$  ;  $\rho=0,80$ .

- **Armatures parallèles au grand coté :**

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{mi} \geq \omega_0 bd = 0.0008 \times 27 \times 100 = 2.16 \text{ cm}^2$$

		<b>A<sub>adoptée</sub></b>	<b>A<sub>min</sub></b>	<b>Observation</b>
<b>Sens X-X</b>	<b>Sur appuis</b>	7,69	2,376	Condition vérifiée
	<b>En travée</b>	10,05	2,376	Condition vérifiée
<b>Sens Y-Y</b>	<b>Sur appuis</b>	7,69	2,376	Condition vérifiée
	<b>En travée</b>	10,05	2,376	Condition vérifiée

**Tableau IX-8 : Vérification de la condition de non fragilité.**

- **Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99] :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- La direction la plus sollicité x-x :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(90; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{On prend: } S_t=25\text{cm;}$$

- La direction moins sollicité y-y :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(120\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{On prend: } S_t=25\text{cm.}$$

### **IX.5.5 Vérification à L'ELS :**

#### **IX.5.5.1 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

▪ Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  à l'ELS :

$$\rho_x=0.80 \ ; \ \nu=0.2 \text{ (ELS)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0565 \times 125,86 \times 3,18^2 = 71,91 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 0,595 \times 71,91 = 42,79 \text{ kN.m}$$

▪ Correction des moments :

✓ Moments aux appuis :  $\begin{cases} M_x^a = 0,5 \times M_0^x = 0,5 \times 71,91 = 35,955 \text{ kN/m.} \\ M_y^a = 0,5 \times M_0^y = 0,5 \times 42,79 = 21,395 \text{ kN/m.} \end{cases}$

✓ Moments en travées :  $\begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 71,91 = 53,9325 \text{ kN/m.} \\ M_y^t = 0,75 \times M_0^y = 0,75 \times 42,79 = 32,0925 \text{ kN/m.} \end{cases}$

▪ Calcul des contraintes :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		$M_s$ (KN/m)	$A_{ELU}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sens X-X	Aux appuis	35,955	7,69	0,285	44,345	0,9157	189,11	4,26	15	CV
	En travée	53,9325	10,05	0,372	38,022	0,9057	219,45	5,77		CV
Sens Y-Y	Aux appuis	21,395	7,69	0,285	44,345	0,9157	112,53	2,54		CV
	En travée	32,0925	10,05	0,372	38,022	0,9057	130,58	3,43		CV

Tableau IX-9 : Calcul des contraintes.

Avec :  $\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$        $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$        $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$\beta_1$  et  $K_1$  tiré dans un tableau en fonction de  $\rho_1$ .

### IX.6 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustrée dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

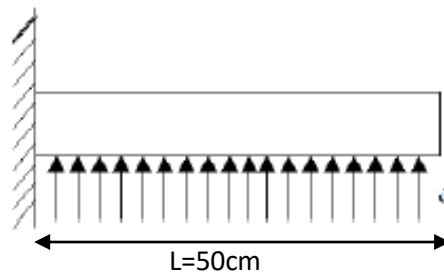


Figure IX-4 : Schéma statique du débord.

$$\text{A L'ELU: } M_u = -\frac{q_u l^2}{2} = -\frac{164,07 \times 0,5^2}{2} = -20,51 \text{ kN/m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_s = -\frac{q_s l^2}{2} = -\frac{125,86 \times 0,5^2}{2} = -15,73 \text{ kN/m}$$

#### IX.6.1 Calcul des armatures :

##### 1. Armatures principales :

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20,51 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,020 \leq 0,392 \quad \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,020 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,990$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{20,51 \times 10^2}{0,990 \times 27 \times 34,8} = 2,20 \text{ cm}^2$$

##### • Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{Avec : } A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_u = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$  Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**2. Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0,167 \quad \text{Du tableau} \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,9333 \quad K_1 = 60,01$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{15,73 \times 10^6}{0.9333 \times 452 \times 270} = 138,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{138,10}{60,01} = 2,30 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 138,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord  $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$  alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

**IX.7 Ferrailage de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis.

Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens :

$$\left( 0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \right)$$

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme des charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

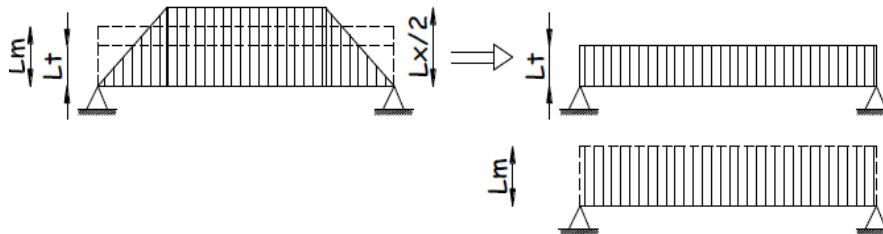


Figure IX-5 : Présentation des chargements simplifiés.

### IX.7.1 Détermination des charges :

Deux types de chargement peuvent se présenter :

➤ **Cas de chargement triangulaires :**

Moment fléchissant :  $L_m = 0,333 \times L_x$

Effort tranchant :  $L_t = 0,25 \times L_x$

➤ **Cas de chargement trapézoïdal :**

Moment fléchissant :  $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho x^2}{6}\right)$

Effort tranchant :  $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho x^2}{4}\right)$

➤ **Charges à considérées :**

Moments fléchissant :  $Q_u = q_u \times L_m$

$$Q_s = q_s \times L_m$$

Efforts tranchants:  $Q_u = q_u \times L_t$

$$Q_s = q_s \times L_t$$

➤ Détermination des charges :

• ELU :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$
$$= \left( 185,92 - \frac{9383,72}{429,572} - \frac{2207,4}{147,16} \right) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 149,07 \text{ kN/ml}$$

• ELS:

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$
$$= \left( 147,73 - \frac{9383,72}{429,572} - \frac{2207,4}{147,16} \right) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 110,88 \text{ kN/ml}$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	∑ Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	∑ Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	∑ Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	∑ Q <sub>st</sub>
A - B	1	3,18	4	0,795	Triangulaire	1,06	0,80	149,07	110,88	158,01	316,02	117,53	235,06	119,26	238,52	88,70	177,40
	2	3,18	4	0,795	Triangulaire	1,06	0,80	149,07	110,88	158,01		117,53		119,26		88,70	
B - C	1	3,18	4	0,795	Triangulaire	1,06	0,80	149,07	110,88	158,01	316,02	117,53	235,06	119,26	238,52	88,70	177,40
	2	3,18	4	0,795	Triangulaire	1,06	0,80	149,07	110,88	158,01		117,53		119,26		88,70	
C - D	1	2,85	4	0,713	Triangulaire	0,95	0,71	149,07	110,88	141,62	283,24	105,34	210,68	105,84	211,68	78,72	157,44
	2	2,85	4	0,713	Triangulaire	0,95	0,71	149,07	110,88	141,62		105,34		105,84		78,72	
D - E	1	3,18	4	0,795	Triangulaire	1,06	0,80	149,07	110,88	158,01	316,02	117,53	235,06	119,26	238,52	88,70	177,40
	2	3,18	4	0,795	Triangulaire	1,06	0,80	149,07	110,88	158,01		117,53		119,26		88,70	
E - F	1	3,18	4	0,795	Triangulaire	1,06	0,80	149,07	110,88	158,01	316,02	117,53	235,06	119,26	238,52	88,70	177,40
	2	3,18	4	0,795	Triangulaire	1,06	0,80	149,07	110,88	158,01		117,53		119,26		88,70	
F - G	1	2,85	4	0,713	Triangulaire	0,95	0,71	149,07	110,88	141,62	283,24	105,34	210,68	105,84	211,68	78,72	157,44
	2	2,85	4	0,713	Triangulaire	0,95	0,71	149,07	110,88	141,62		105,34		105,84		78,72	
G - H	1	3,18	4	0,795	Triangulaire	1,06	0,80	149,07	110,88	158,01	316,02	117,53	235,06	119,26	238,52	88,70	177,40
	2	3,18	4	0,795	Triangulaire	1,06	0,80	149,07	110,88	158,01		117,53		119,26		88,70	
H - I	1	3,18	4	0,795	Triangulaire	1,06	0,80	149,07	110,88	158,01	316,02	117,53	235,06	119,26	238,52	88,70	177,40
	2	3,18	4	0,795	Triangulaire	1,06	0,80	149,07	110,88	158,01		117,53		119,26		88,70	

Tableau IX-10 : Calcul des charges de la nervure sens (X-X).

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	∑ Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	∑ Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	∑ Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	∑ Q <sub>st</sub>
1-2	1	3,18	4	0,795	Trapézoïdal	1,26	1,09	149,07	110,88	187,83	375,66	139,71	279,42	162,49	324,98	120,86	241,72
	2	3,18	4	0,795	Trapézoïdal	1,26	1,09	149,07	110,88	187,83		139,71		162,49		120,86	
2-3	1	3,18	4	0,795	Trapézoïdal	1,26	1,09	149,07	110,88	187,83	375,66	139,71	279,42	162,49	324,98	120,86	241,72
	2	3,18	4	0,795	Trapézoïdal	1,26	1,09	149,07	110,88	187,83		139,71		162,49		120,86	
3-4	1	3,18	4	0,795	Trapézoïdal	1,26	1,09	149,07	110,88	187,83	375,66	139,71	279,42	162,49	324,98	120,86	241,72
	2	3,18	4	0,795	Trapézoïdal	1,26	1,09	149,07	110,88	187,83		139,70		162,49		120,86	

Tableau IX-11 : Calcul des charges de la nervure sens (Y-Y).

IX.7.2 Diagramme des sollicitations

- Sens longitudinale « X-X » :

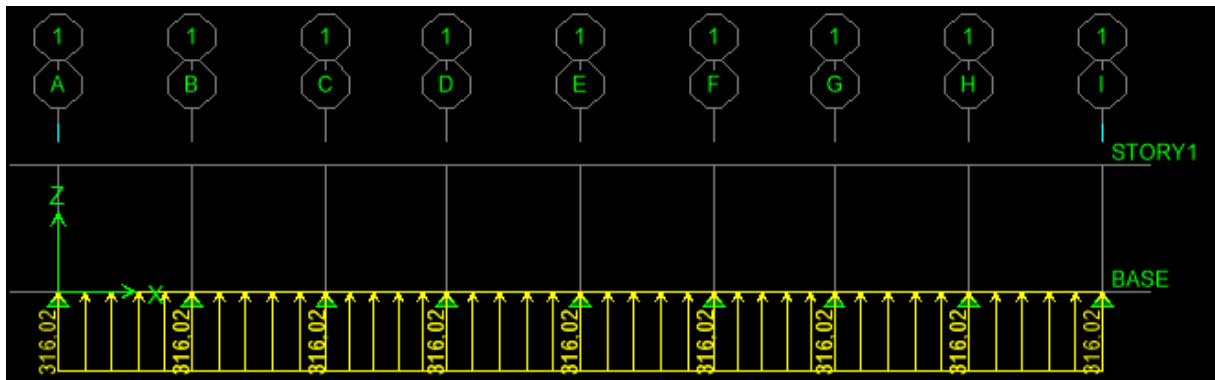


Figure IX-6 : Schéma statique de la nervure à l'ELU.

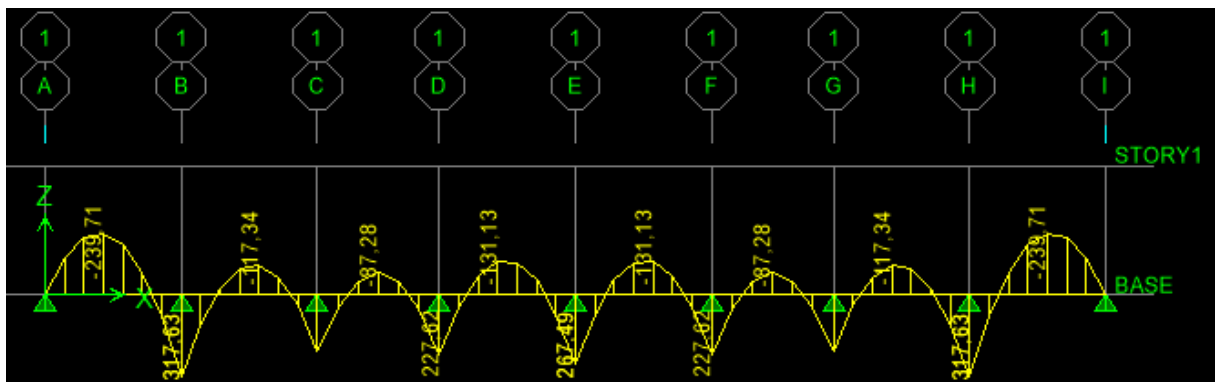


Figure IX-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

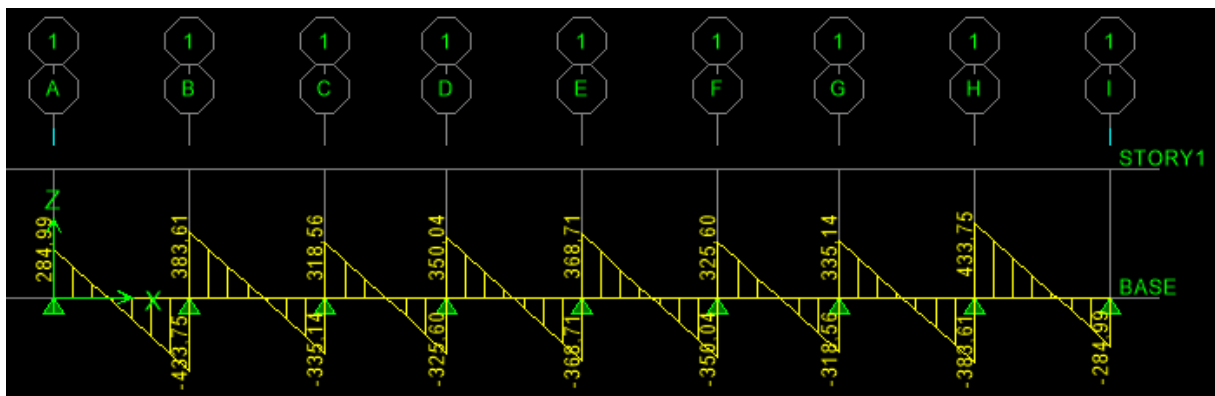


Figure IX-8 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.

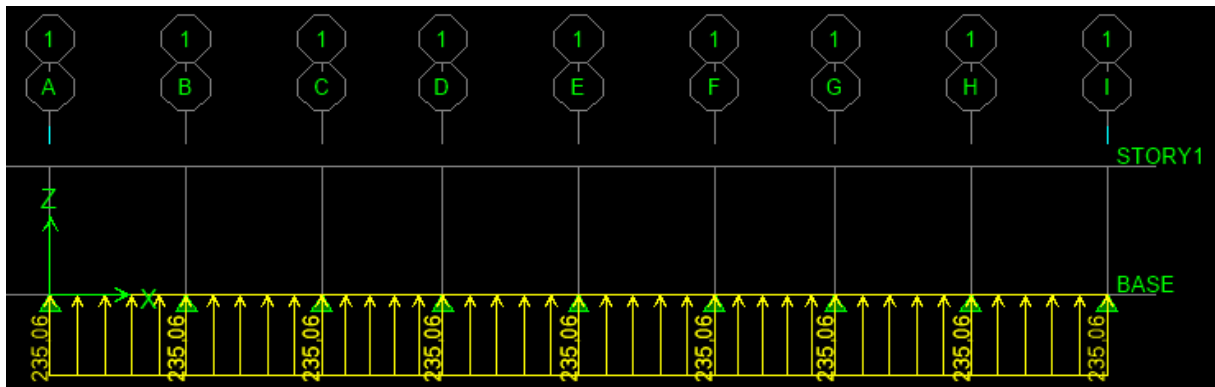


Figure IX-9 : Schéma statique de la nervure à l'ELS.

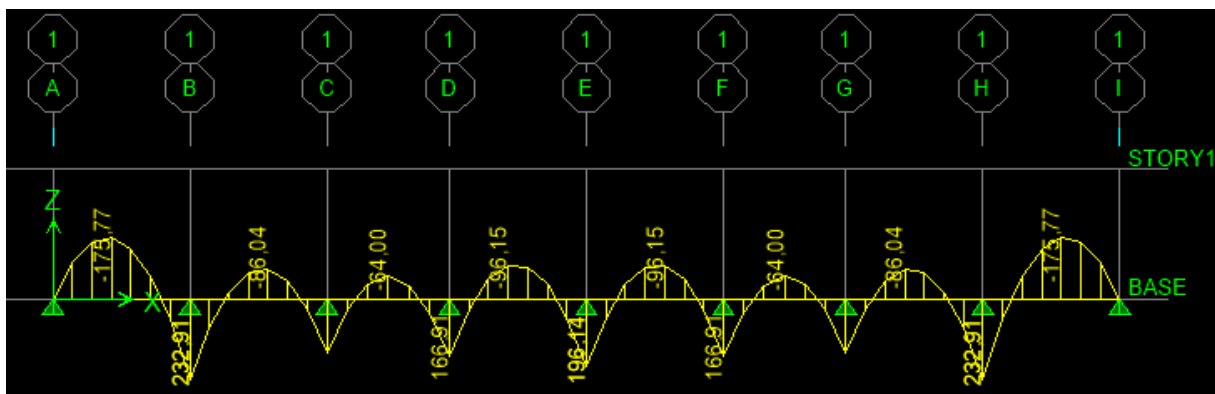


Figure IX-10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.

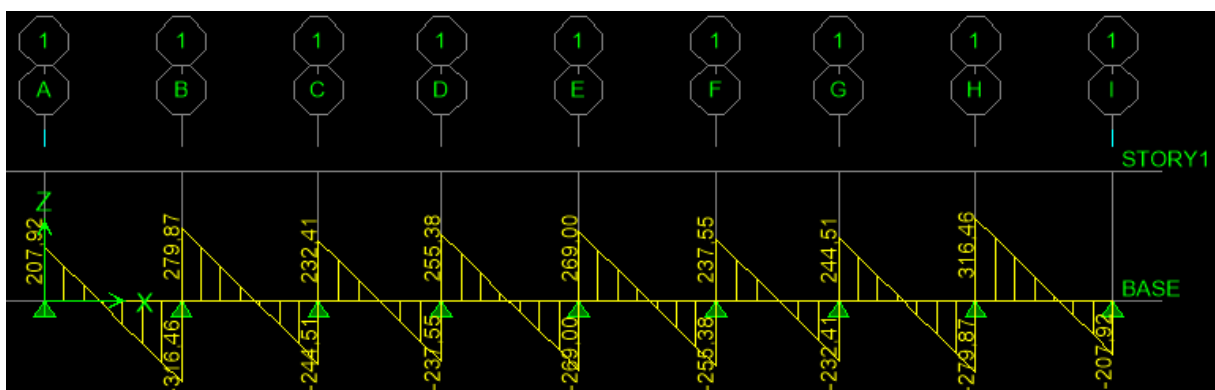


Figure IX-11 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.

- Sens transversal « Y-Y » :

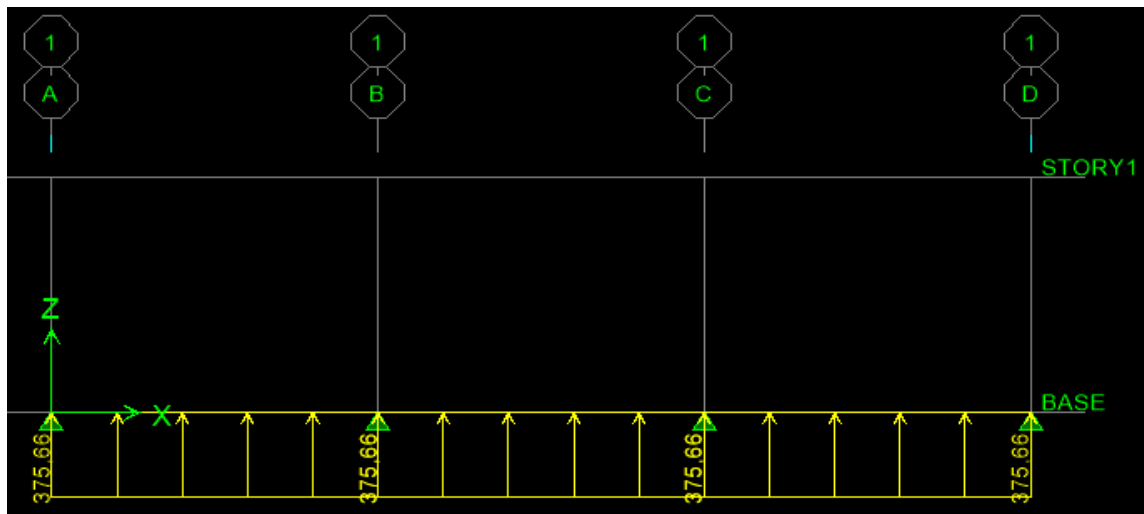


Figure IX-12 : Schéma statique de la nervure à l'ELU.

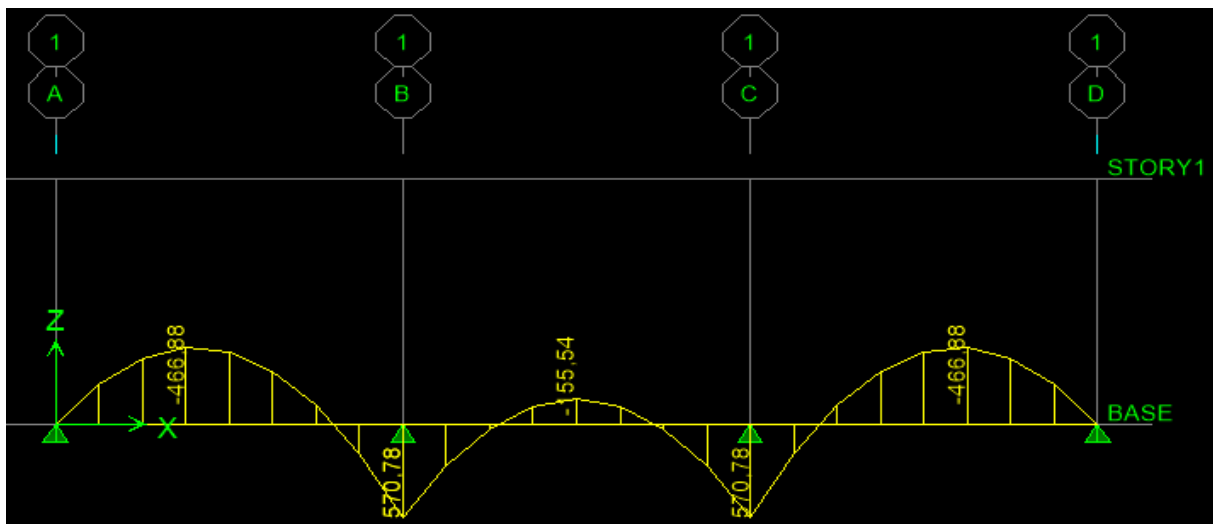


Figure IX-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

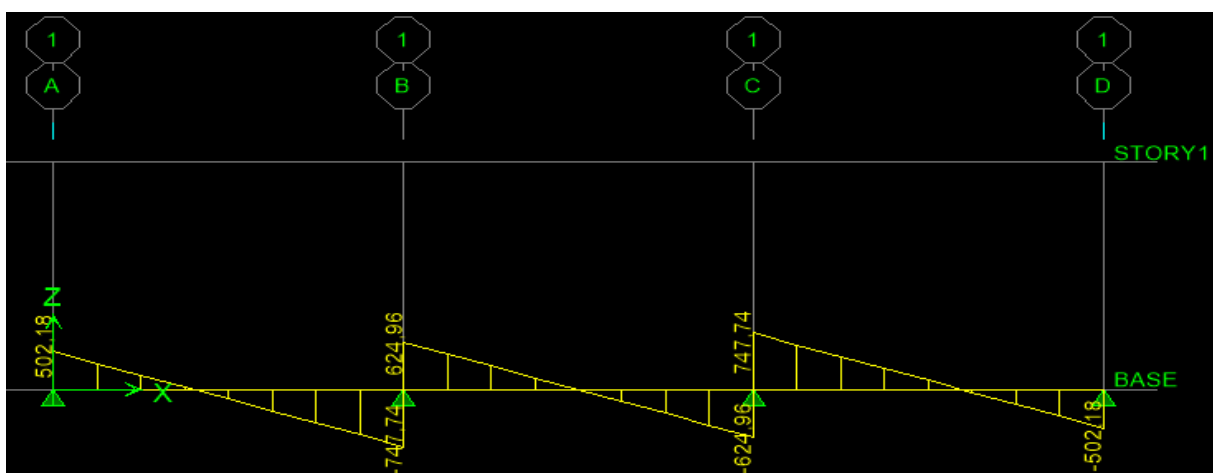


Figure IX-14 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.

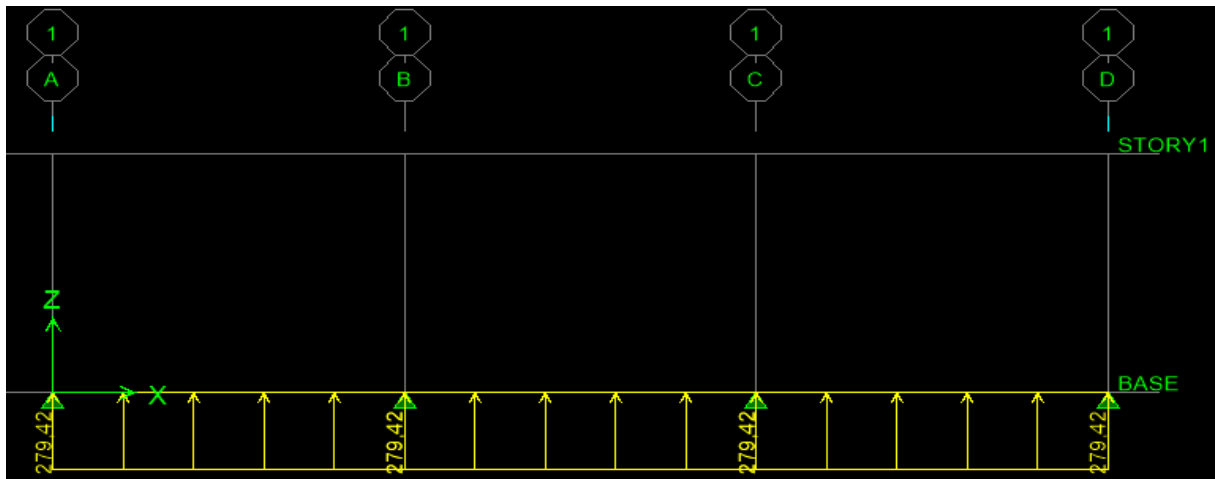


Figure IX-15 : Schéma statique de la nervure a l'ELS.

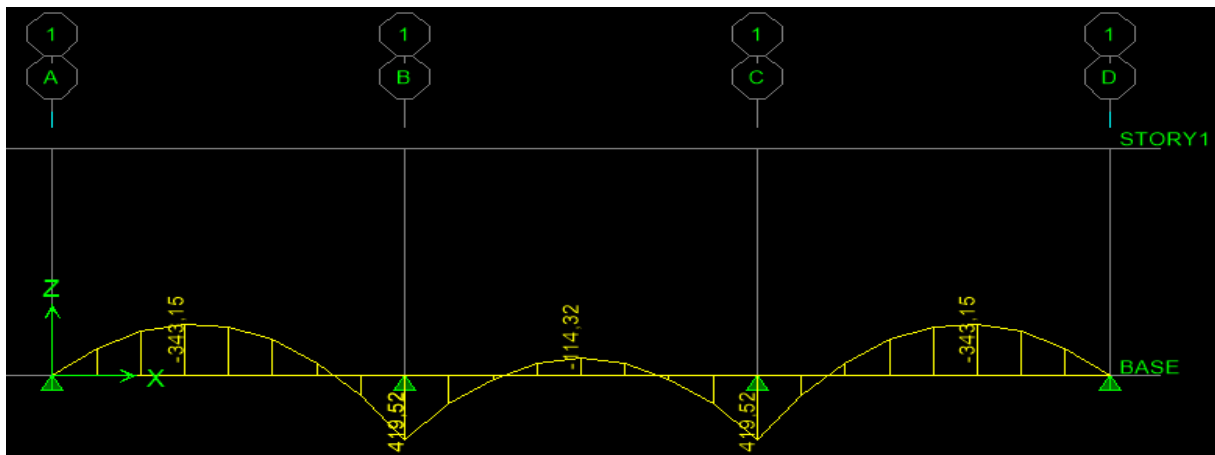


Figure IX-16 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.

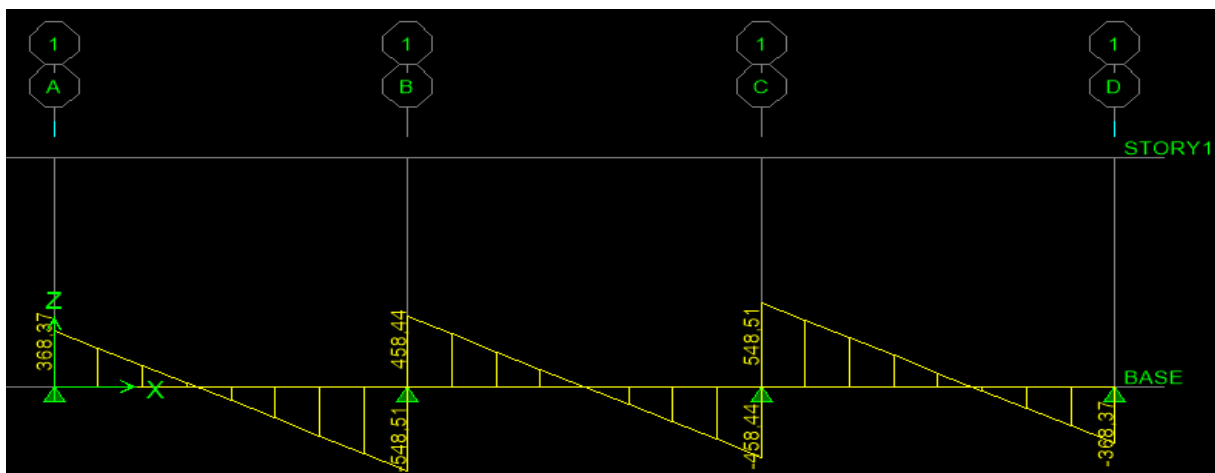


Figure IX-17 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.

- Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{\max}^a$ (kN. m)	317,63	232,91	570,78	419,52
$M_{\max}^t$ (kN. m)	239,71	175,77	466,88	343,15
$T_{\max}$ (kN)	433,75		747,74	

Tableau IX-12 : Tableau les efforts internes dans les nervures.

### IX.7.3 Calcul des armatures :

- Armatures longitudinales :

$$M_{\max}^a = 317,63 \text{ kN. m} \quad M_{\max}^t = 239,71 \text{ kN. m}$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 90 \text{ cm} \quad d = 85 \text{ cm} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

- Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{317,63 \times 10^3}{50 \times 85^2 \times 14,2} = 0,062 < 0,392 \quad \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,062 \quad \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_a = \frac{M_{\max}^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{317,63 \times 10^3}{0,968 \times 85 \times 348} = 11,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14,19 \text{ cm}^2$$

- En travée

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{239,71 \times 10^3}{50 \times 85^2 \times 14,2} = 0,046 < 0,392 \quad \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,046 \quad \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{239,71 \times 10^3}{0,976 \times 85 \times 348} = 8,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10,68 \text{ cm}^2.$$

- Armatures transversales :

$$M_{\max}^a = 570,78 \text{ kN. m} \quad M_{\max}^t = 466,88 \text{ kN. m}$$

- Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{570,78 \times 10^3}{50 \times 85^2 \times 14,2} = 0,112 < 0,392 \quad \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,112 \quad \rightarrow \beta = 0,940$$

$$A_a = \frac{M_{\max}^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{570,78 \times 10^3}{0,940 \times 85 \times 348} = 20,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20 + 4\text{HA}14 = 20,59 \text{ cm}^2$$

▪ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{466,88 \times 10^3}{50 \times 85^2 \times 14,2} = 0,092 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,092 \rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{466,88 \times 10^3}{0,952 \times 85 \times 348} = 16,60 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20+ 4HA14 = 20,59 cm<sup>2</sup>.

**IX.7.4 Vérification à l'ELU :**

**a. Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1)**

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F :

$$A_{st} \geq A_{st}^{\min}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 50 \times 85 \times 2,1}{400} = 5,13 \text{ cm}^2$$

		A <sub>adopté</sub>	A <sub>min</sub>	Observation
<b>Sens longitudinales</b>	<b>Appuis</b>	14,19	5,13	Condition vérifiée
	<b>Travée</b>	10,68	5,13	Condition vérifiée
<b>Sens transversales</b>	<b>Appuis</b>	20,59	5,13	Condition vérifiée
	<b>Travée</b>	20,59	5,13	Condition vérifiée

**Tableau IX-13 : Vérification de Condition de non fragilité.**

**b. Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}$$

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

▪ **Sens longitudinales :**  $T_u = 433,75 \text{ kN}$ .

$$\tau_u = \frac{433,75 \times 10^3}{500 \times 850} = 1,02 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Sens transversales :**  $T_u = 747,74 \text{ kN}$ .

$$\tau_u = \frac{747,74 \times 10^3}{500 \times 850} = 1,76 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$\sum U_i$  : La somme de périmètre utile des barres.

- **Sens longitudinales :**

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 8 \times 16 = 401,92 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{433,75 \times 10^3}{0,9 \times 850 \times 401,92} = 1,41 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : coefficient de scellement } (\Psi_s=1,5 \text{ pour les aciers de HA})$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,41 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Sens transversales :**

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 8 \times 20 = 502,4 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{747,74 \times 10^3}{0,9 \times 850 \times 502,4} = 1,95 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : coefficient de scellement } (\Psi_s=1,5 \text{ pour les aciers de HA})$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,95 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**d. Calcul des armatures transversales (Art A.7.2.2.BAEL91/2003) :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \Rightarrow \phi_1 = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/modifier2003) :**

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_n}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 24 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec :  $\phi_1$  le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

- e. **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{min} = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{adopté} = 4\text{HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ .

- f. **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section d'au moins ( $3\text{cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 1 \text{ m} = 3\text{cm}^2$  on opte pour :  $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$ .

### IX.7.5 Vérification à L'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier (Art 4.3.5 BAEL91modifiée99)**

- **Dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

- **Dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \leq \bar{\sigma}_s = \left( \frac{f_e}{\gamma_b} \right) = \left( \frac{400}{1,15} \right) = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

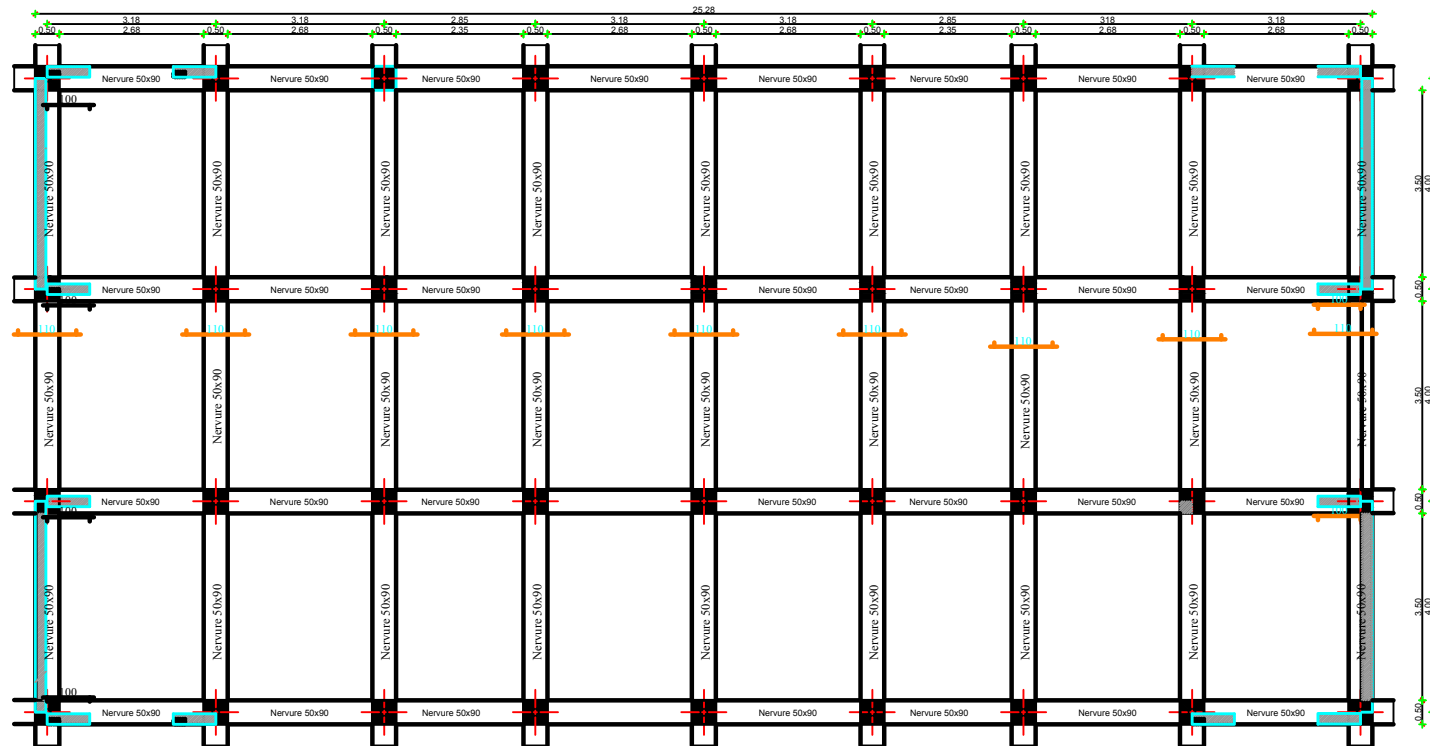
Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

		M <sub>s</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Obs.
Sens	Travée	175,77	14,19	0,333	40,56	0,910	160,14	348	3,95	15	CV
X-X	Appuis	232,91	10,68	0,251	47,70	0,920	278,88		5,45		CV
Sens	Travée	343,15	20,59	0,484	32,58	0,8949	219,10		6,72		CV
Y-Y	Appuis	419,52	20,59	0,484	32,58	0,8949	276,86		8,50		CV

**Tableau IX-14 : Calcul des contraintes.**

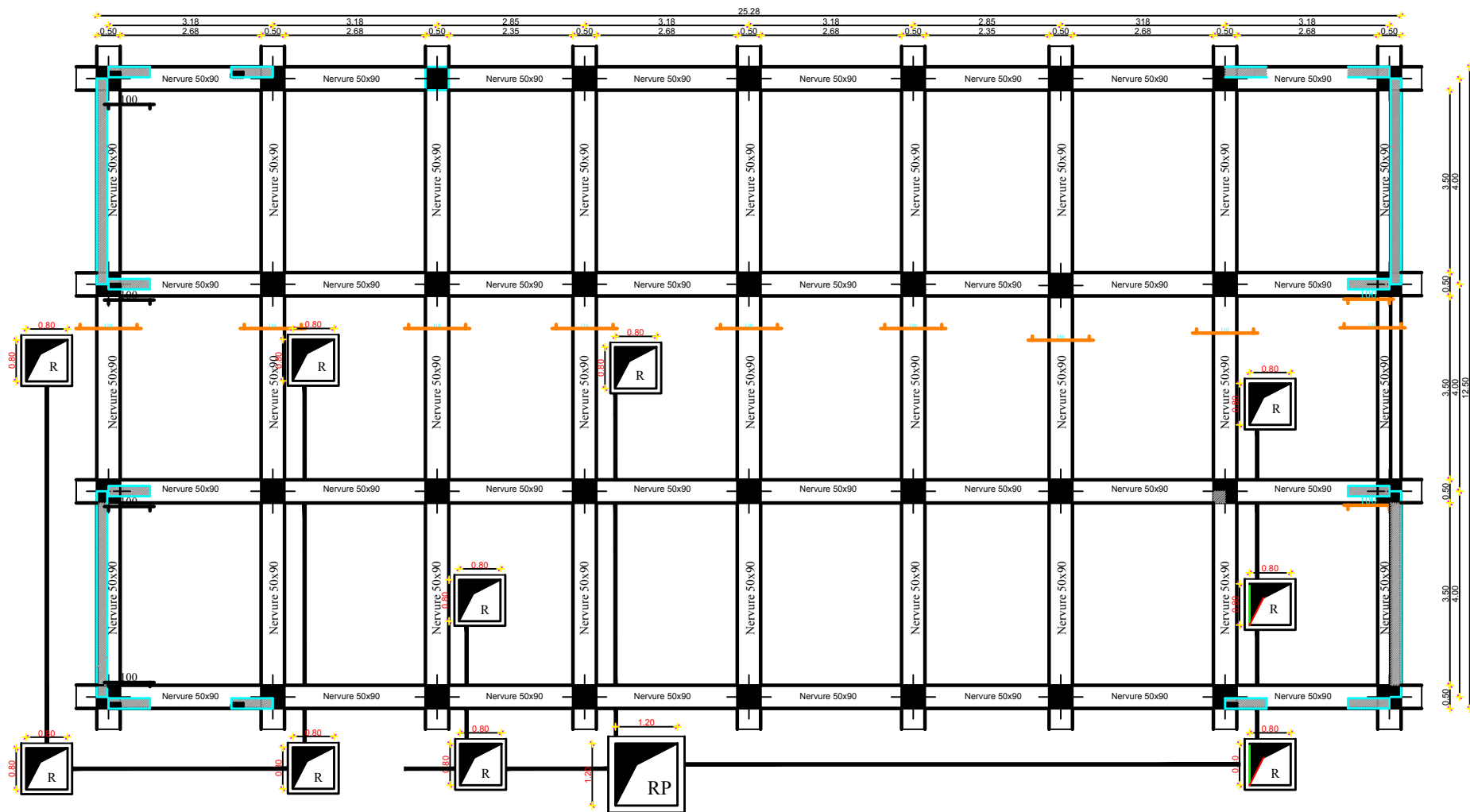


*Plan*  
*De Génie Civil*



PLAN DE FONDATION

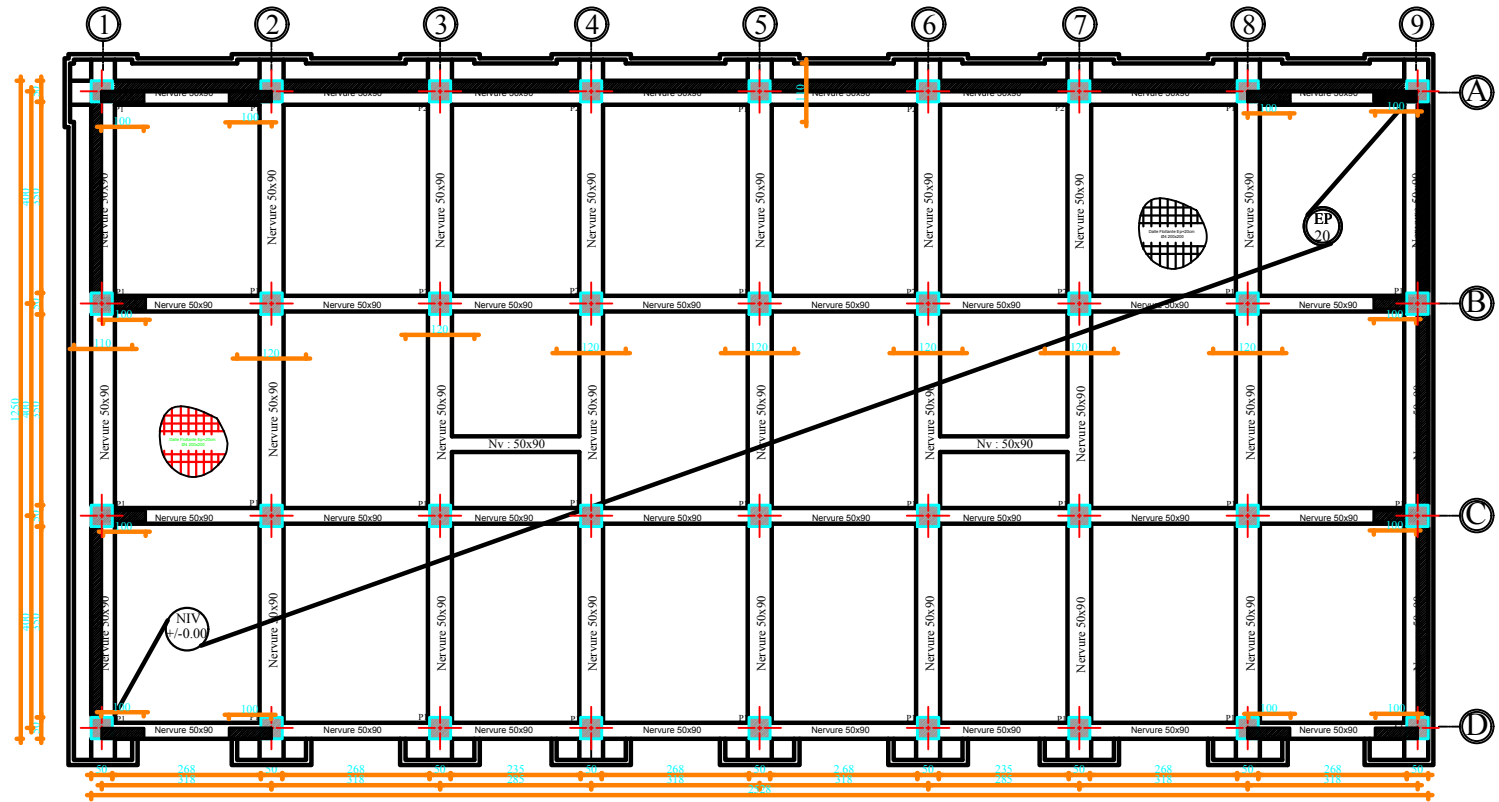
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par : SEDKAOUI Dahbia YAHOU Mounira	Titre : <b>Plan De Fondation</b>	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme HADDAD M.O		Promotion: 2020-2021



*Plan D'assainissement*

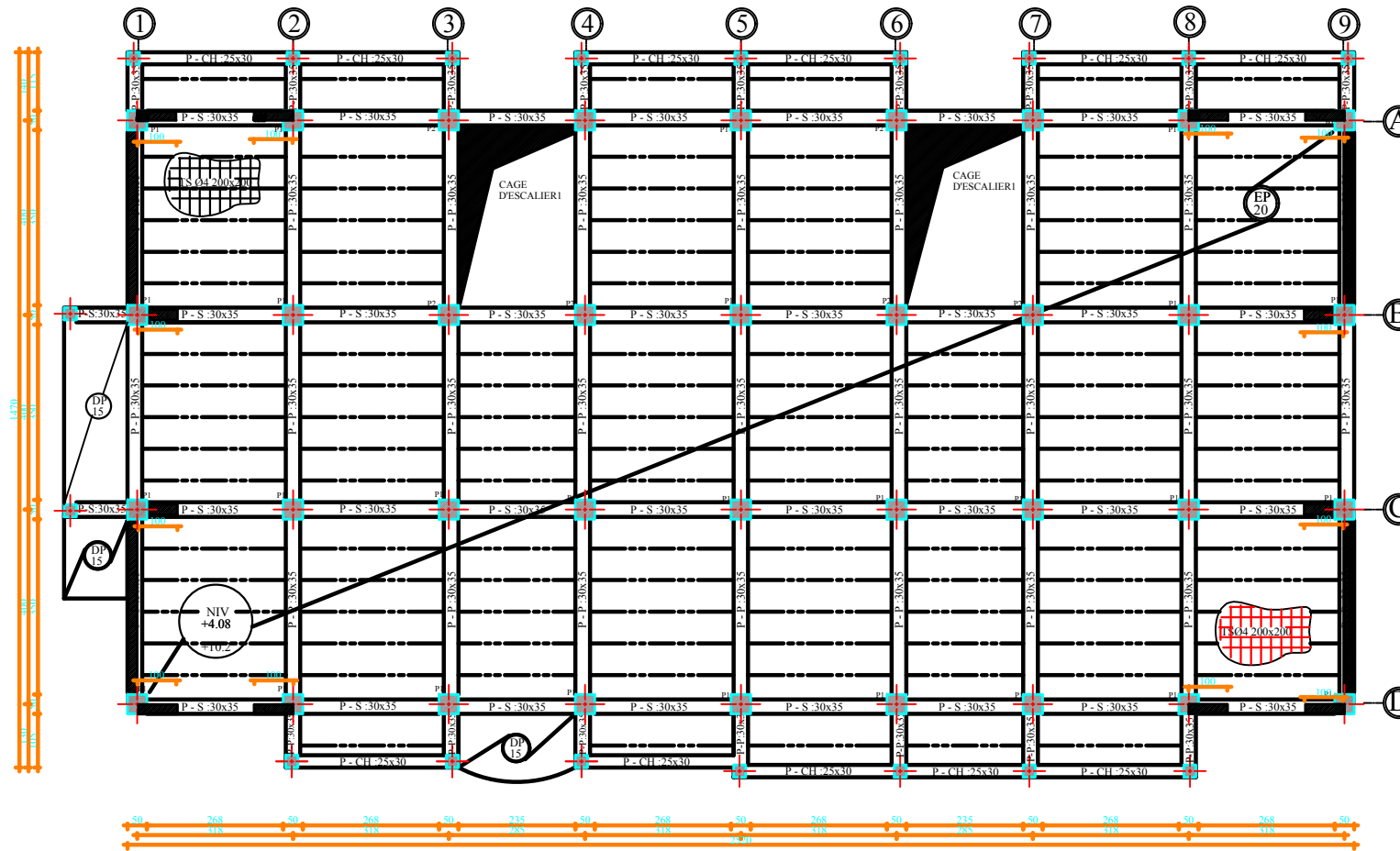
Vers le réseau principal

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par : SEDKAOUI Dahbia YAHOU Mounira	Titre : <p style="text-align: center; font-weight: bold;">Plan D'assainissement</p>	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme HADDAD M.O		Promotion: 2020-2021



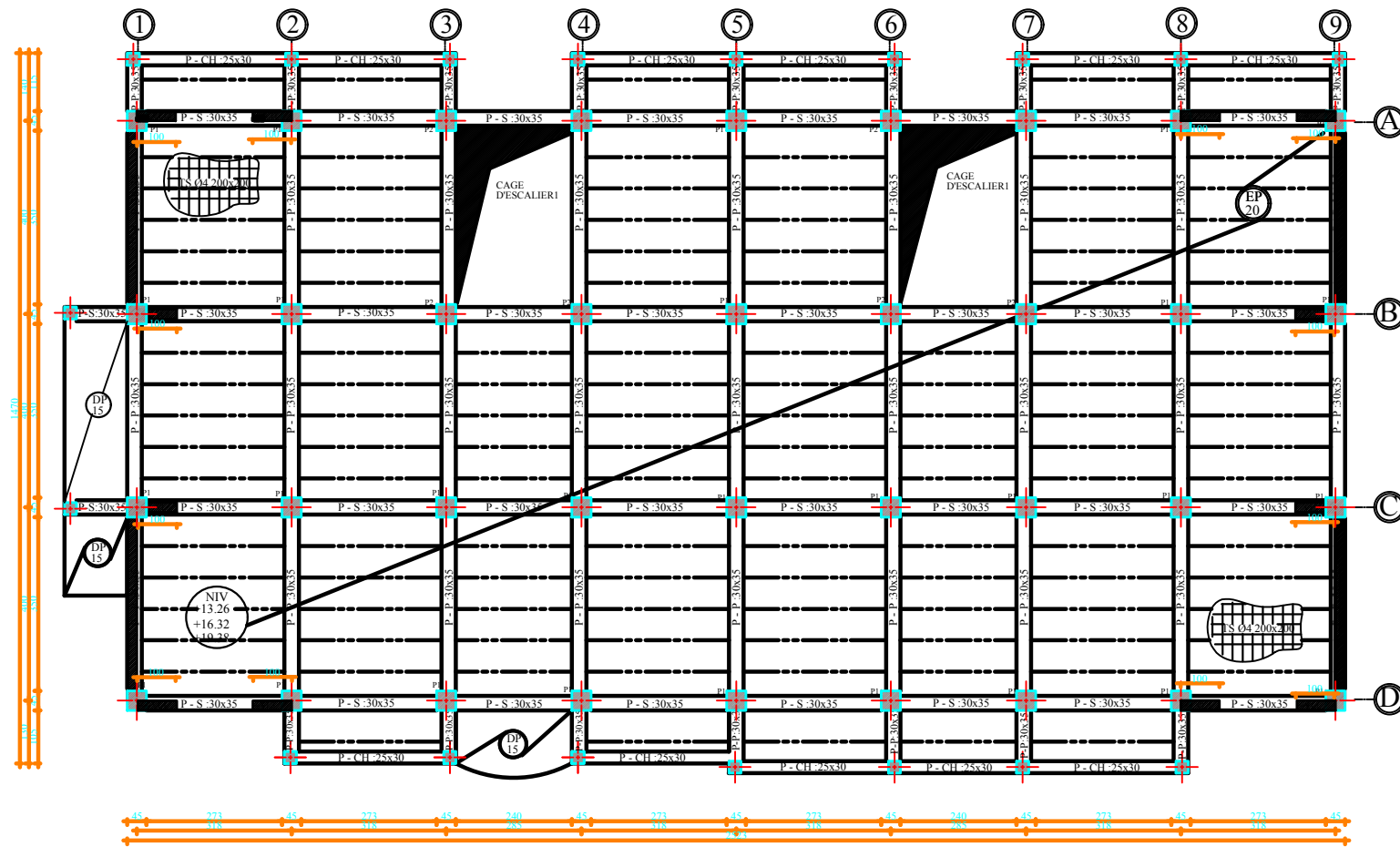
PLAN DE COFFRAGE NIV: +/-0.00

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par : SEDKAOUI Dahbia YAHOU Mounira	Titre : Plan de coffrage nivx : +/-0.00	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme HADDAD M.O		Promotion: 2020-2021



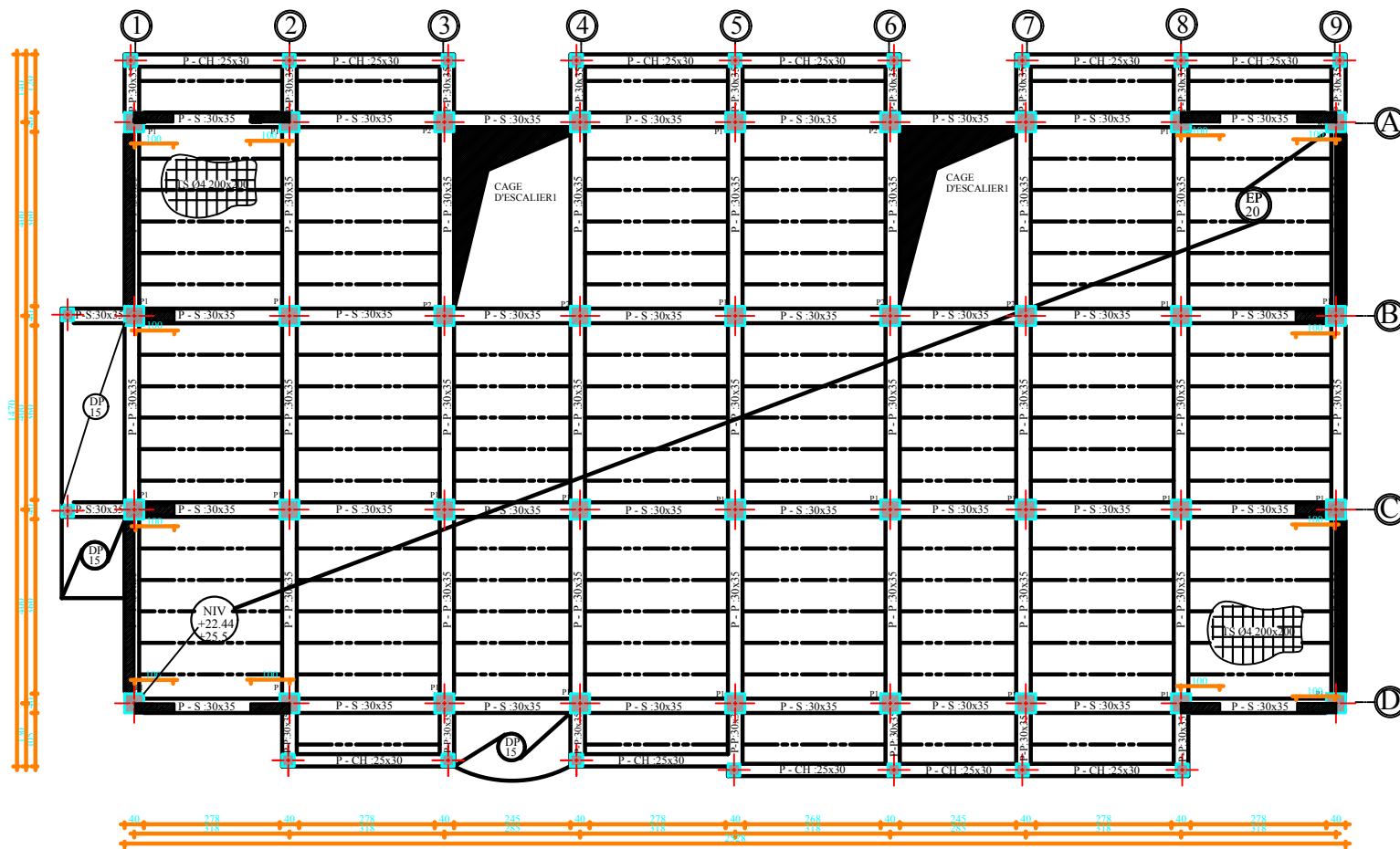
PLAN DE COFFRAGE NIV: +4.08 ET +10.2

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par : SEDKAOUI Dabha YAHOU Mounira	Titre : Plan de coffrage nivx +4.08 +10.20	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme HADDAD M.O		Promotion: 2020-2021



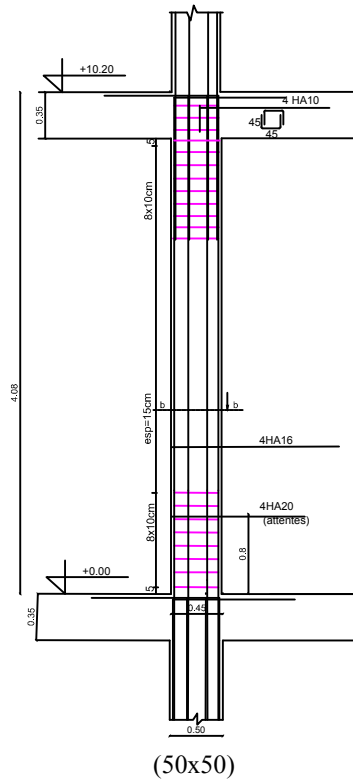
PLAN DE COFFRAGE NIV: +13.26 ET +16.32 ET +19.38

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par : SEDKAOUI Dabha YAHOU Mounira	Titre : Plan de coffrage nivx : +13.26 +16.32 ET +19.38	Echelle: 1/50  Promotion: 2020-2021
Dirigé par : Mme HADDAD M.O		

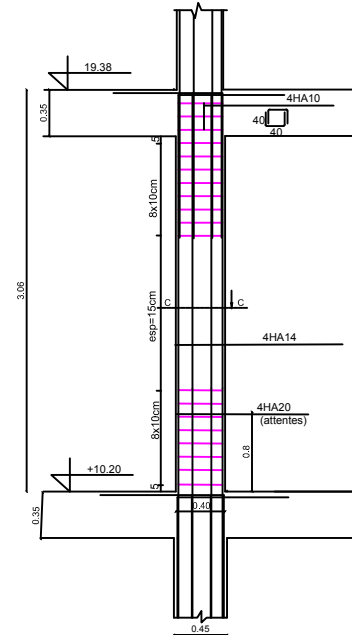
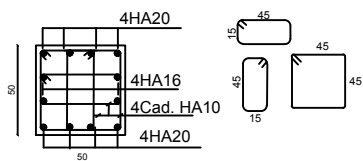


PLAN DE COFFRAGE NIV: +22.44 ET +25.5

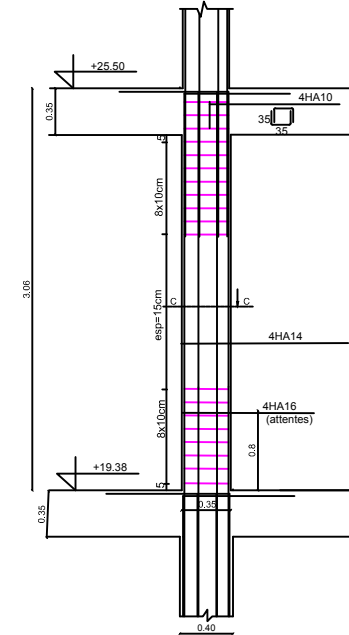
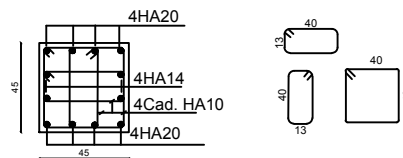
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par : SEDKAOUI Dabha YAHOU Mounira	Titre : Plan de coffrage nivx : +22.44 ET +25.5	Echelle: 1/50  Promotion: 2020-2021
Dirigé par : Mme HADDAD M.O		



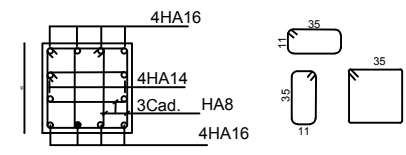
(50x50)



(45x45)



(40x40)



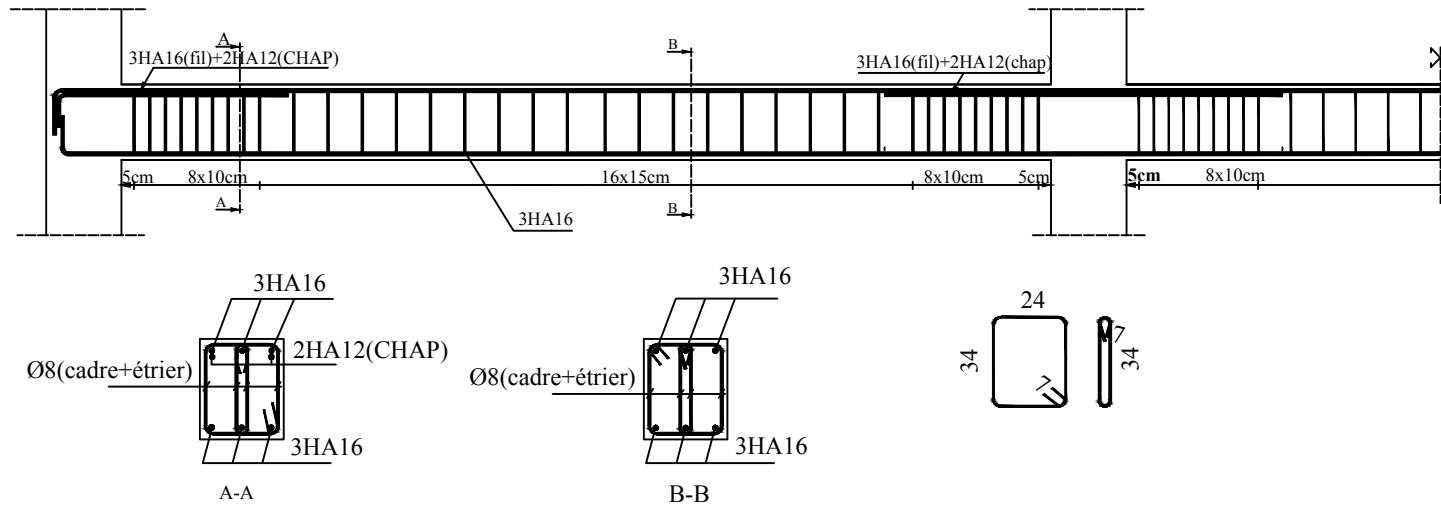
République Algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
 Faculté de génie de la construction  
 Département de génie civil

Etudié par :  
 SEDKAOUI Dabha  
 YAHOU Mounira  
 Dirigé par :  
 Mme HADDAD M.O

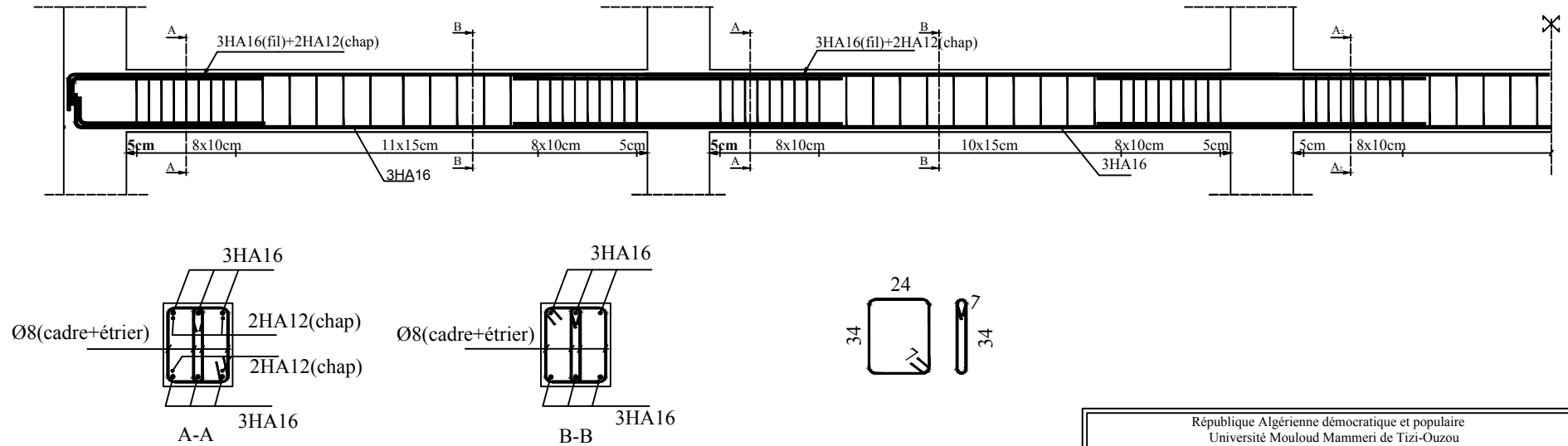
Titre :  
 Plan de Ferrailage des Poteaux

Echelle: 1/50  
 Promotion:  
 2020-2021

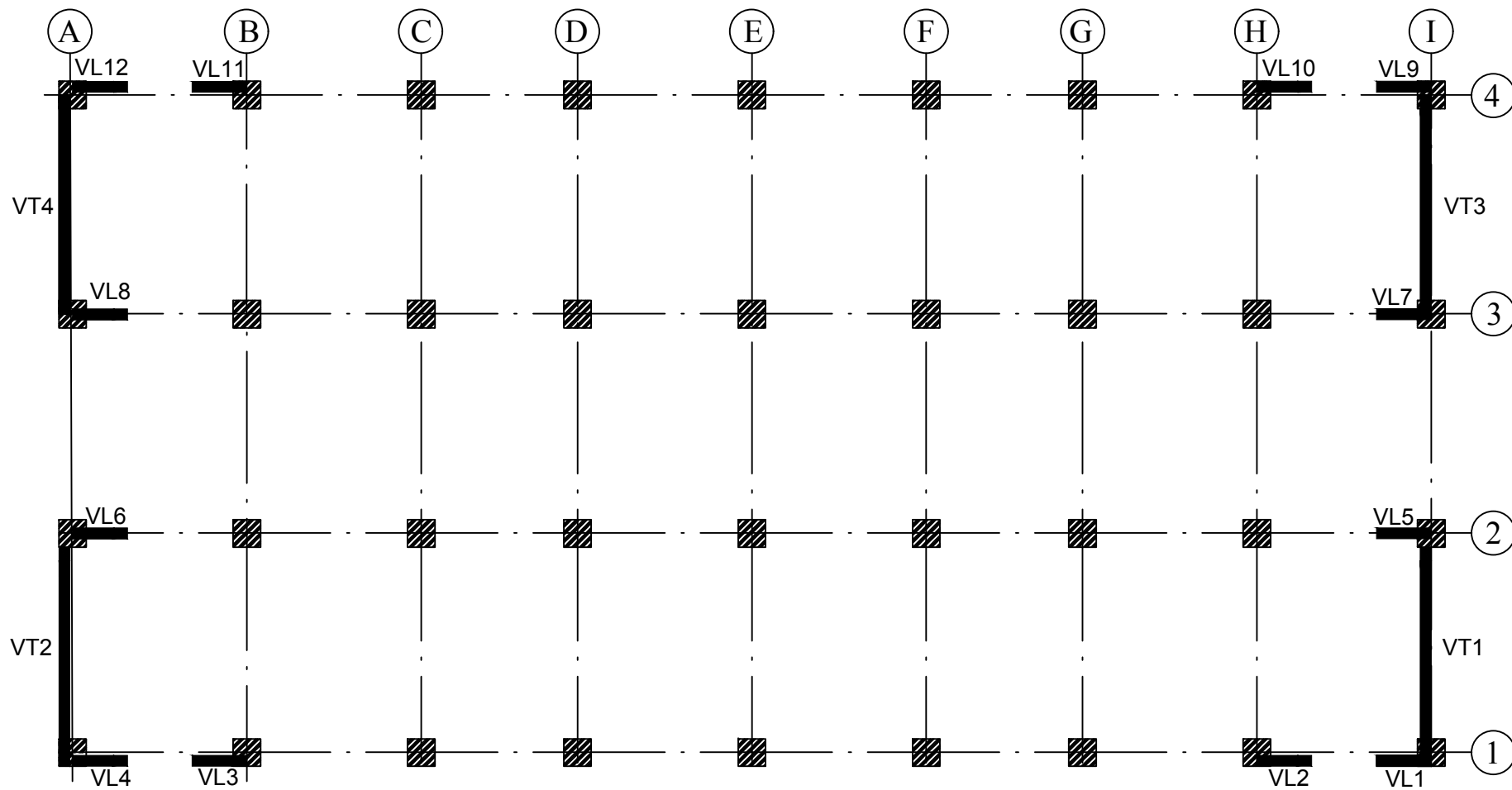
# Ferraillage des poutres principales:



# Ferraillage des poutres secondaires:



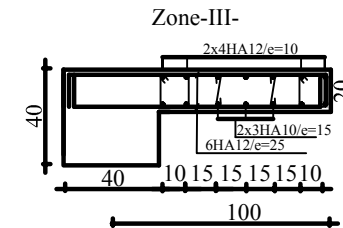
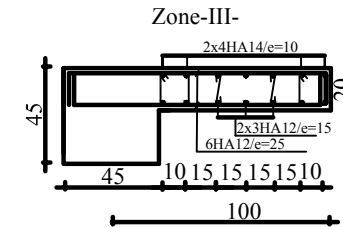
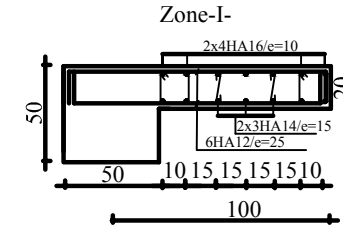
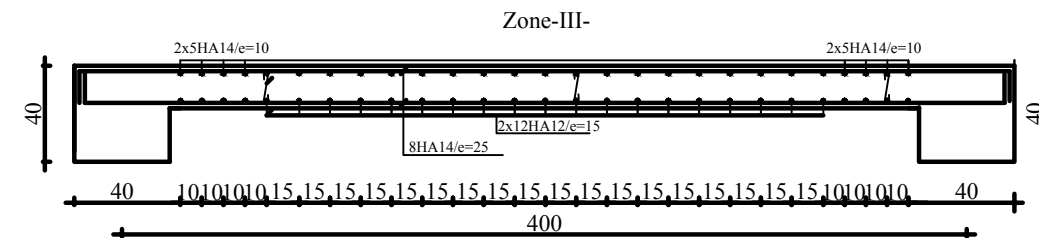
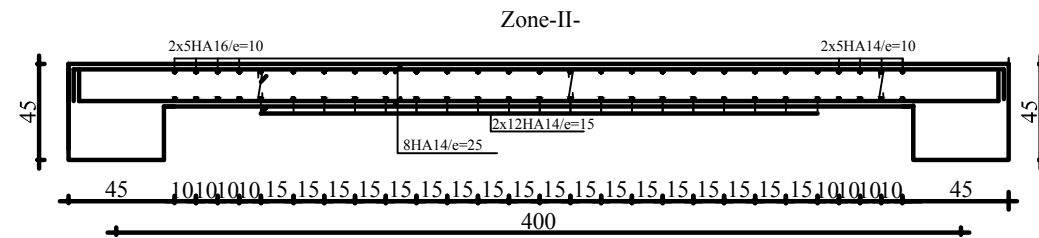
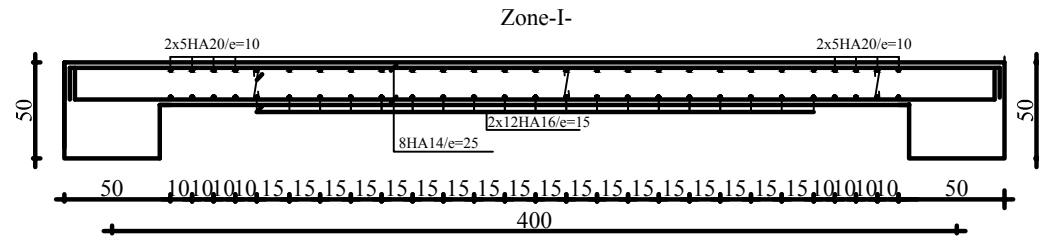
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par : SEDKAOUI Dabha YAHOU Mounira	Titre : Plan De Ferraillage des Poutres	Echelle:1/50
Dirigé par : Mme HADDAD M.O		Promotion: 2020-2021



*Plan De dispositions des voies*

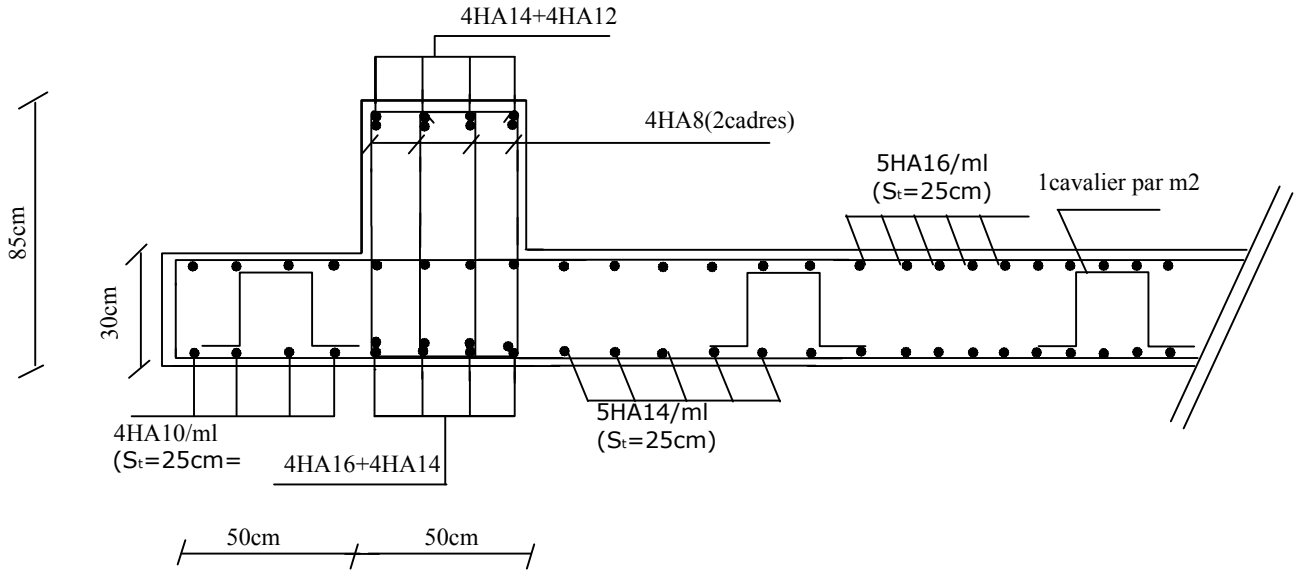
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par : SEDKAOUI Dahbia YAHOU Mounira	Titre : Plan De dispositions des voies	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme HADDAD M.O		Promotion: 2020-2021

Coffrage/Ferailage des voiles longitudinales    Coffrage/Ferailage des voiles transversales

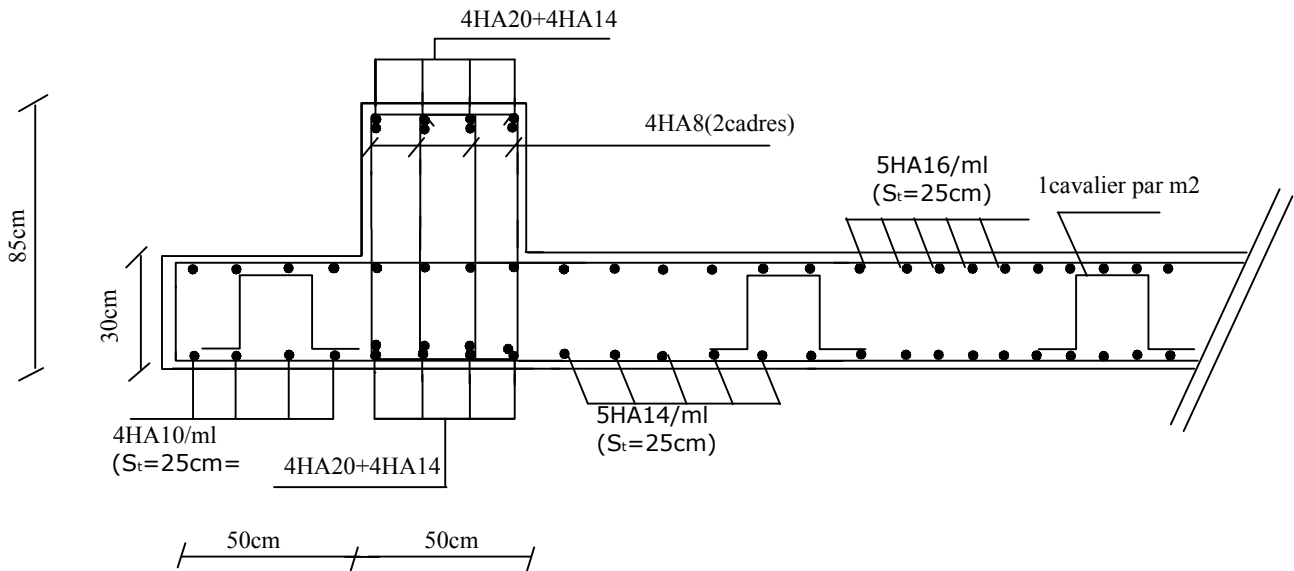


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par : SEDKAOUI Dabha YAHOU Mounira	Titre : Coffrage/Ferailage des voiles	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mme HADDAD M.O		Promotion: 2020-2021

## Plan des ferrillages dans le sens longitudinal



## Plan des ferrillages dans le sens transversal



République Algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
 Faculté de génie de la construction  
 Département de génie civil

Etudié par :  
 SEDKAOUI Dahbia  
 YAHOU Mounira  
 Dirigé par :  
 Mme HADDAD M.O

Titre :  
 Plan De Ferrailage  
 de Radier et Nervure

Echelle: 1/50  
 Promotion:  
 2020-2021

# Conclusion Générale

La vulnérabilité de la construction auto stable (poteaux-poutres) en béton armé avec un remplissage en maçonnerie de briques ou de parpaings en Algérie a bien été montrée en 2003. Notre souci majeur est donc de tirer des enseignements des séismes passés en respectant les règles de conception, calculs et exécutions.

Notre étude a bien montré que l'efficacité du comportement parasismique est directement liée au choix du système porteur. En effet, un choix judicieux permettra de minimiser les coûts de protection parasismique.

Pour cela, l'introduction des voiles nous a été nécessaire afin d'assurer la stabilité horizontale et verticale lors des secousses. Néanmoins, une bonne disposition des voiles qui se traduit par le respect de la symétrie et l'éloignement du centre de gravité afin de réduire l'effet de la torsion est à prévoir.

Dans notre cas, la présence de bouts de voiles a considérablement augmenté les efforts aux endroits de jonction (bouts de voiles- poutres), l'endroit de cette interaction est donc à prendre en compte lors du ferrailage.

Autre que le calcul manuel, qui s'avère long, nous avons pu dans cette étude démontrer les grandes étapes de la modélisation par éléments finis avec le logiciel ETABS. Un logiciel dont la maîtrise est loin d'être acquise mais qui nous a déjà permis d'exploiter des résultats qui nous ont permis de comprendre le comportement de notre structure et de mieux les interpréter par un ferrailage adéquat.

Les différentes connaissances acquises lors de notre formation, la maîtrise des outils de calcul des bâtiments ainsi que l'application des divers règlements algériens nous permettent non seulement à combiner la pratique et la théorie mais aussi à avoir une conscience et une responsabilité dans notre travail de demain.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir, et sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.



### **Règlement :**

- ❖ Règles parasismique Algériennes RPA99/Version 2003.
- ❖ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91 révisé 99.
- ❖ Documents technique réglementaire DTR B.C. 2.2.

### **Cours :**

- ❖ Cours et TD des années de spécialité (Béton armé, RDM, Bâtiment, ...etc.).
- ❖ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

### **Outils informatiques :**

- ❖ Microsoft Word 2007.
- ❖ Microsoft Excel 2007.
- ❖ Logiciel ETABS 9.7.0
- ❖ Logiciel de dessin AutoCAD 2019.
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.