République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

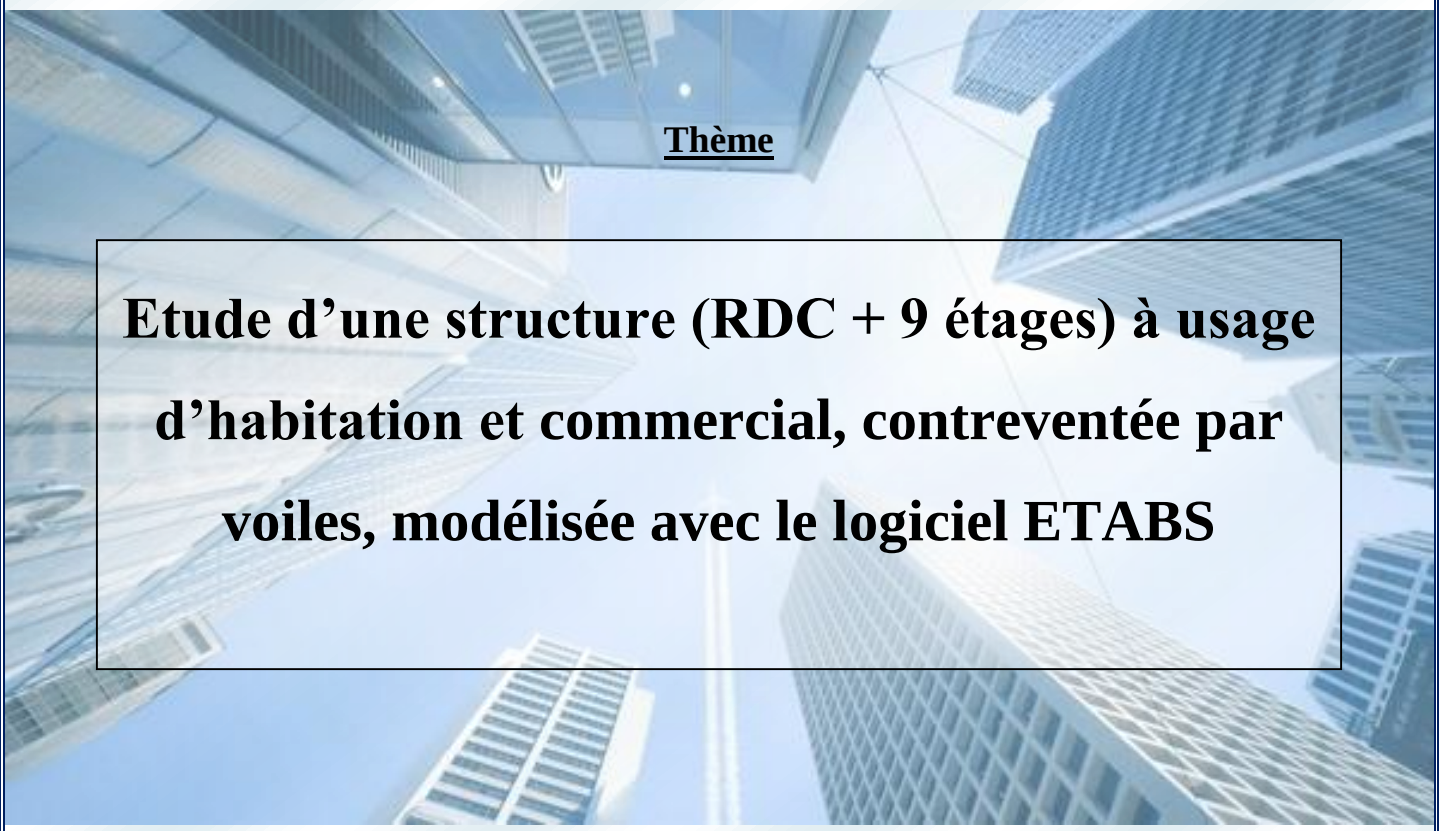
Faculté du Génie de la construction

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Construction Civil et Industrielle



Thème

Etude d'une structure (RDC + 9 étages) à usage d'habitation et commercial, contreventée par voiles, modélisée avec le logiciel ETABS

Réalisé par

Mme. AIT IBRAHIM Neyla

Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda

Dirigé par

Mr. BAZIZ Karim

Promotion : 2023/2024

Remerciement

Tout d'abord, nous rendons grâce à Allah, le Tout-Puissant, dont la guidance et la clémence nous ont permis d'atteindre cet objectif. Nous Lui sommes reconnaissants pour la force et l'inspiration qu'Il nous a accordées tout au long de ce parcours.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude envers ceux qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Nous tenons à adresser nos remerciements les plus sincères à notre promoteur, Monsieur Karim Baziz, pour son soutien indéfectible, sa patience, son expertise et ses précieux conseils tout au long de ce travail.

Nous souhaitons également remercier les membres du jury qui auront l'honneur de juger notre travail.

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil pour leur encadrement et leur engagement.

Nos remerciements s'étendent au personnel de la bibliothèque de Génie Civil, dont la disponibilité et l'assistance ont été précieuses.

Nous sommes reconnaissants envers toutes les personnes qui ont participé, de près ou de loin, à l'élaboration de ce mémoire.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos familles et à nos amis, en particulier : Ilyes, Yasmine, Azouaou, Assia et Nabil, pour leur soutien constant et leurs encouragements.

Merci à tous.



Dédicaces

« Malgré les obstacles qui se dressent sur notre chemin,

les études demeurent notre unique et précieux atout. »

Pour que ma réussite soit complète, je souhaite la partager avec ceux que j'aime. Ce modeste travail, fruit de nos efforts, est dédié à :

Mes très chers parents

& *Dadda Hmimi et Nanna Karima*

Pour leurs encouragements, leur soutien et leurs sacrifices, afin que rien n'entrave le déroulement de mes études. Je prie Dieu, le Tout-Puissant, de vous protéger et de vous accorder santé, bonheur et longue vie.

À mes très chères sœurs et frères,

Qui m'ont toujours entourée, me redonnant courage et confiance.

Ainsi qu'à mon beau-frère et mes belles-sœurs,

Sans oublier mon petit neveu et mes petites nièces.

Une dédicace spéciale à cette personne qui compte énormément pour moi, à qui j'adresse toute ma tendresse et mon respect.

À tous mes ami.es de la promotion.

Neyla



Dédicaces

"Malgré les obstacles qui s'opposent et les difficultés qui s'interposent,

les études sont avant tout notre unique et seul atout."

Pour que ma réussite soit complète, je souhaite partager ce modeste travail, fruit de nos efforts, avec ceux qui me sont chers.

À mes très chers parents,

Pour vos encouragements inconditionnels, votre soutien indéfectible et vos sacrifices qui ont permis à mes études de se dérouler sans entrave. Je prie Dieu, le Tout-Puissant, de vous protéger et de vous accorder santé, bonheur et longue vie.

À mes adorables sœurs et frères,

Pour votre présence constante et les encouragements qui me donnent le courage de continuer.

À ma grande famille,

Particulièrement à mes tantes maternelles, dont l'amour et le soutien me réchauffent le cœur.

À mes amis et amies,

En particulier Maroua, Nadjet et Lynda, ainsi qu'à tous mes camarades de promotion, pour les rires partagés et les souvenirs inoubliables.

***Une dédicace spéciale** à cette personne qui compte énormément pour moi,*

pour qui j'éprouve tendresse et respect.

Merci à vous tous.



Nour Elhouda

Figure III.16 : Section de la poutre en T 108
Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant 2eme cas 117
Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants 118
Figure III.22 : Diagramme des moments fléchissant 2eme cas 123
Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchants 124
Figure III.24. Schéma de ferraillage des poutrelles. 127

Diagramme III.1 : schéma statique d'escalier à l'ELU 70
Diagramme III.2 : schéma statique d'escalier à l'ELS 77
Diagramme III.3 : schéma statique à l'ELU 85
Diagramme III.4 : schéma statique à l'ELS 88
Diagramme III.5 : Diagramme des moments (principe des 3 moments) 98
Diagramme III .6 : Schéma statique de premier cas 99
Diagramme III. 7 : Diagramme des moments fléchissant 1er cas 102
Diagramme III. 8 : Diagramme des efforts tranchants 103
Diagramme III .9 : Schéma statique de deuxième cas 104
Diagramme III. 10 : Diagramme des moments fléchissant 2eme cas 106
Diagramme III. 11 : Diagramme des efforts tranchants 107
Diagramme III.12 : Schéma statique à l'ELS 113
Diagramme III. 13 : Diagramme des moments fléchissant 1er cas 115
Diagramme III. 14 : Diagramme des efforts tranchants 116
Diagramme III .15 : Schéma statique de deuxième cas 116
Diagramme III.18 : Schéma statique à l'ELS 119
Diagramme III. 19 : Diagramme des moments fléchissant 1er cas 120
Diagramme III.20 : Diagramme des efforts tranchants 121
Diagramme III .21 : Schéma statique de deuxième cas 122

Figure IV.1 : interface d'introduction des données générales 131
Figure IV.2 : interface de modification des entres-axes 132
Figure IV.3 : interface de modification des hauteurs d'étages 133
Figure IV.4 : la structure en 2D et 3D 133
Figure IV.5 : interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers 134
Figure IV.6 : interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires 135
Figure IV.7. : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99 140
Figure IV.8. : spectre de réponse RPA 141

Figure IV.9. : Interface d'introduction du spectre 142
Figure IV.10. : Interface de définition des caractéristiques du spectre 143
Figure IV.11 : disposition des poteaux 146
Figure IV.12 : disposition des poutre (principale et secondaires) et les voiles 146
Figure IV.13. : Interface d'introduction des charges pour la structure (exp dalles) 147
Figure IV.13. : Exemple 1ER diaphragmes 148
Figure IV.14. : Model finale de notre structure 150
Figure IV.14. : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Ex 168
Figure IV.15. : Charges horizontales reprises par les voiles 168
Figure IV.16. : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Ey 169
Figure IV.17. : Charges horizontales reprises par les voiles 170

Figure V.1 : Section partiellement comprimée (SPC). 176
Figure V.2 : Schéma de ferraillage. 177
Figure V.3 : Schéma de ferraillage. 178
Figure V.4. Délimitation de la zone nodale. 182
Figure V.5. Section rectangulaire doublement armée. 190
Figure V.6. Délimitation de la zone nodale. 199
Figure V.7. Disposition des armatures verticales dans les voiles. 206

Figure.VI.I : Coupe d'une fondation isoler 225
Figure VI.I : Présentation des charges simplifiées 248
Diagramme VI.1 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x. 251
Diagramme VI.2 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x. 251
Diagramme VI.3 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x. 251
Diagramme VI.4 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x 252
Diagramme VI.5 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y. 252
Diagramme VI.6 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y. 252
Diagramme VI.7 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y. 252
Diagramme VI.8 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens y-y. 253

Tableau III.20 : calcul des moments en travée et aux appuis 120
Tableau III. 21 : calcul des efforts tranchants 121
Tableau III.22 : calcul des moments en travée 122
Tableau III.23 : calcul des efforts tranchants 123

Tableau.IV.1 : Facteur de qualité Q 140
Tableau VI.2 : la période en fonction des modes 151
Tableau IV.3. : Vérification de la régularité structurelle en plan sens X et sens Y 153
Tableau IV.4. : Pourcentage de participation de la masse modale 154
Tableau IV.5. : Tableau récapitulatif des résultats. 161
Tableau IV.6. : la résultante des forces sismiques 163
Tableau IV.7. : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex. 164
Tableau IV.8. : Vérification L'effet P-Delta suivant Ey 165
Tableau V.1.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux. 171
Tableau V.1.2 : Recommandation du l'RPA 172
Tableau V.1.3 : Efforts normal et moments fléchissent obtenu par ETABS 179
Tableau V.1.4 : Ferraillages des poteaux à l'ELU 180
Tableau V.1.5. Délimitation des zones nodales. 182
Tableau V.1.6 Armatures transversales 184
Tableau V.1.7 : Vérification au cisaillement selon BAEL 186
Tableau V.1.8 : Vérification à l'ELS 187
Tableau V-2-1 : Les recommandations du RPA. 189
Tableau V.2.2 : Ferraillage des poutres principales. 191
Tableau V.2.3 : Ferraillage des poutres secondaires. 191
Tableau V.2.4 : Ferraillage armatures transversales. 192
Tableau V.2.5 : Vérification de la condition de non fragilité. 193
Tableau V.2.6 : Vérification aux cisaillements 194
Tableau V.2.7 : Influence des efforts tranchent sur le béton 195
Tableau V.2.8 : Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres principales. 200
Tableau V.2.9 : Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres secondaires. 201
Tableau V.3.1 : Tableau des armatures verticales 205
Tableau.V.3.2 : Caractéristiques géométriques. 210
Tableau V.3.3 : Ferraillage des voiles de longueur L = 4.6 214
Tableau V.3.4 : Ferraillage des voiles de longueur L = 1.8 m 216

Tableau V.3.5 : Ferraillage des voiles de longueur L = 1,2 m. 218
Tableau V3.4 : Ferraillage des voiles de longueur L = 3.8 220
Tableau V.3.5 : Ferraillage des voiles de longueur L = 1,4 m 222

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles dans les deux sens 227
Tableau VI.2 : Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau. 228
Tableau VI.3 : Vérification de la section minimale 243
Tableau VI.4 : Vérification à l'ELS de la dalle..... 245
Tableau VI.5 : Calcul des charges de la nervure sens (X-X). 249
Tableau VI.6 : Calcul des charges de la nervure sens (Y-Y). 250
Tableau VI.7 : Efforts maximaux de la nervure 253
Tableau VI.8 : Ferraillage de la nervure..... 254
Tableau VI.9 : Vérification de condition de non fragilité de la nervure 254
Tableau VI.10 : Vérification à l'ELS de la nervure 256

Table de matières

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction 2
I.2. Présentation de l'ouvrage 2
I.3. Caractéristiques géométriques 2
I.4. Les éléments constitutifs de l'ouvrage 3
I.5. Règlement utilisés 8
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux 8
I.7. Protection d'armatures (Art A-7-2-4 BAEL91) 15
I.8. Conclusion 15

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction 16
II.2. Les planchers 16
II.3. Les poutres 17
II.4. Les voiles 20
II.5. Les poteaux 22
II.6. Détermination des charges et surcharges 22
II.7. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité 26
II.8. La loi de dégression des charges 27
II.9. Conclusion 33

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction 34
III.2. L'acrotère 34
III.3. Les balcons 45
III.4. L'ascenseur 51
III.5 Les escaliers 64
III.6. Etude de la poutre palière 84
III.7. Les planchers 91

Chapitre IV : Modélisation et vérification et interprétation des résultats

IV.1. Introduction 128
IV.2. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building System)

..... 128
IV.3. Méthode de calcul 129
IV.4. Manuel d'installation et d'utilisation 130
IV.5. Vérification 150
IV.6 Justification vis-à-vis de contreventement 167
IV.7. Conclusion 170
Chapitre V : Ferraillage des éléments
Introduction 171
V.1. Ferraillage des poteaux 171
V.2. Ferraillage des poutres 188
V.3. Ferraillage des voiles 202
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure
VI.1. Introduction 207
VI.2. Choix du type de fondation 207
VI.3. Etude du radier général 212
VI.4. Ferraillage du radier 221
Conclusion générale 240
VI.4. Ferraillage du radier 242

FAÇADE PRINCIPALE.



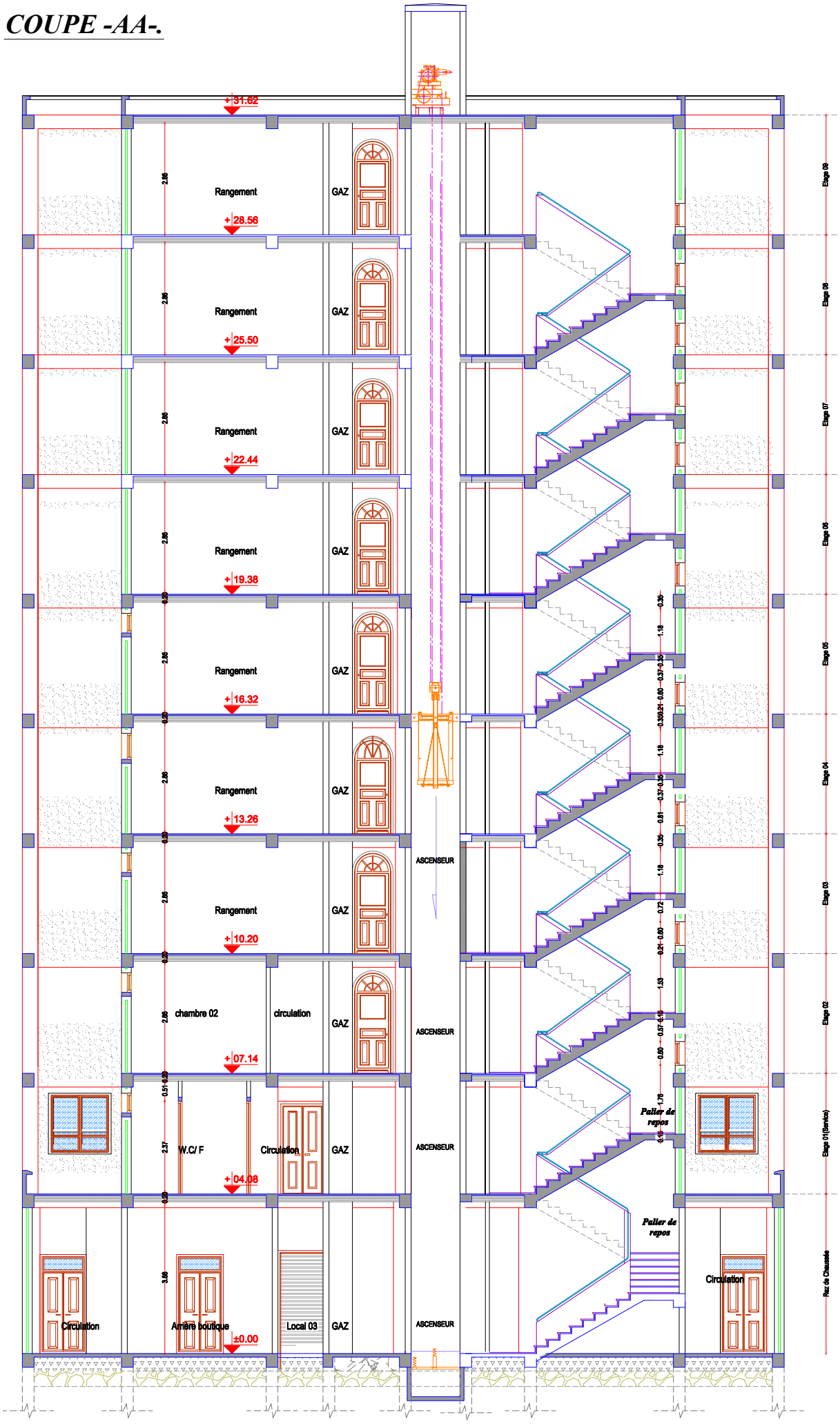
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024	Dossier : Architecture Désignation : Façade principale	Planche N° : 1 Echelle : 1/50

FAÇADE POSTÉRIEURE.



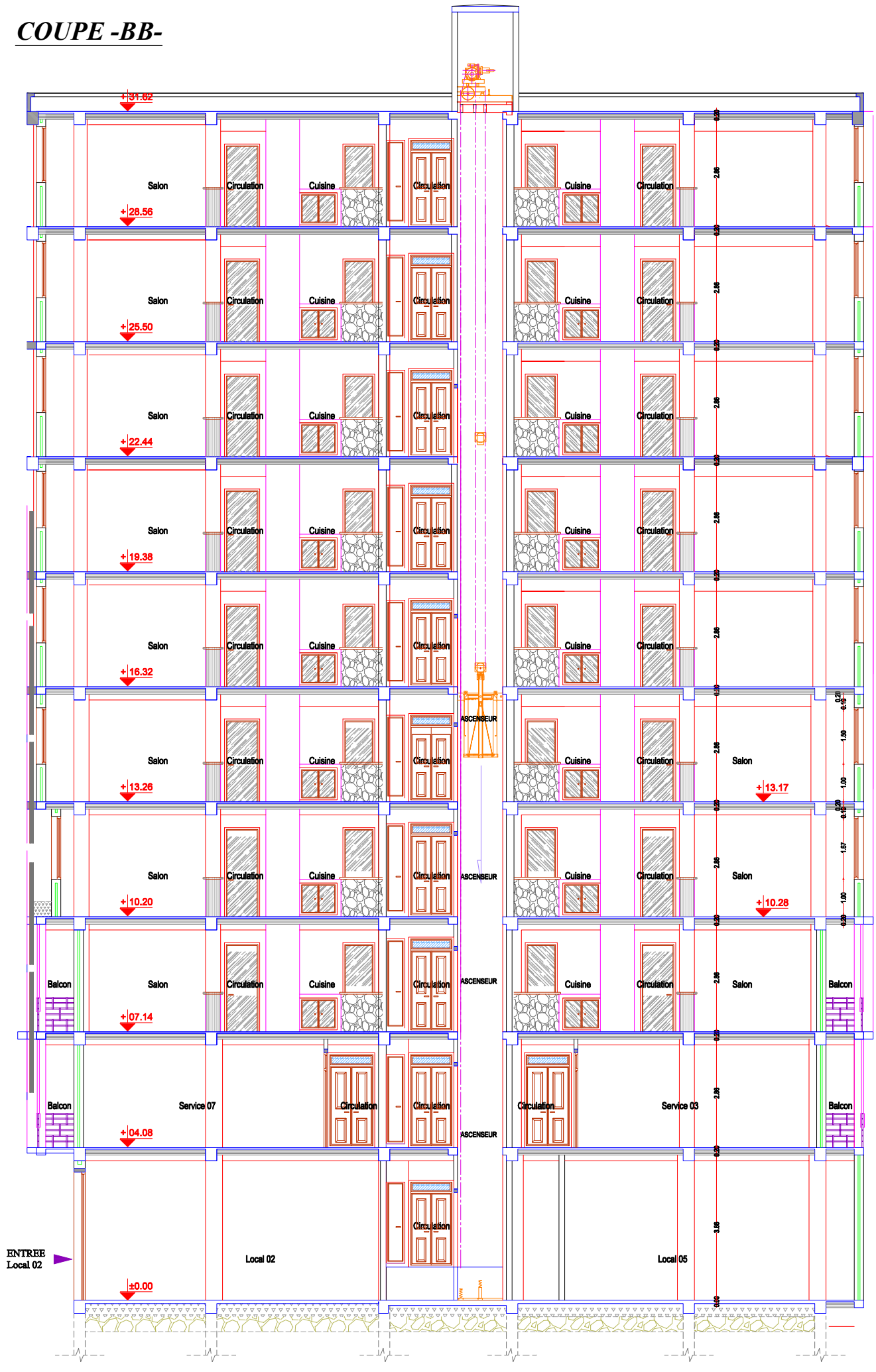
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024	Dossier : Architecture Désignation : Façade postérieure	Planche N° : 2 Echelle : 1/50

COUPE -AA-.

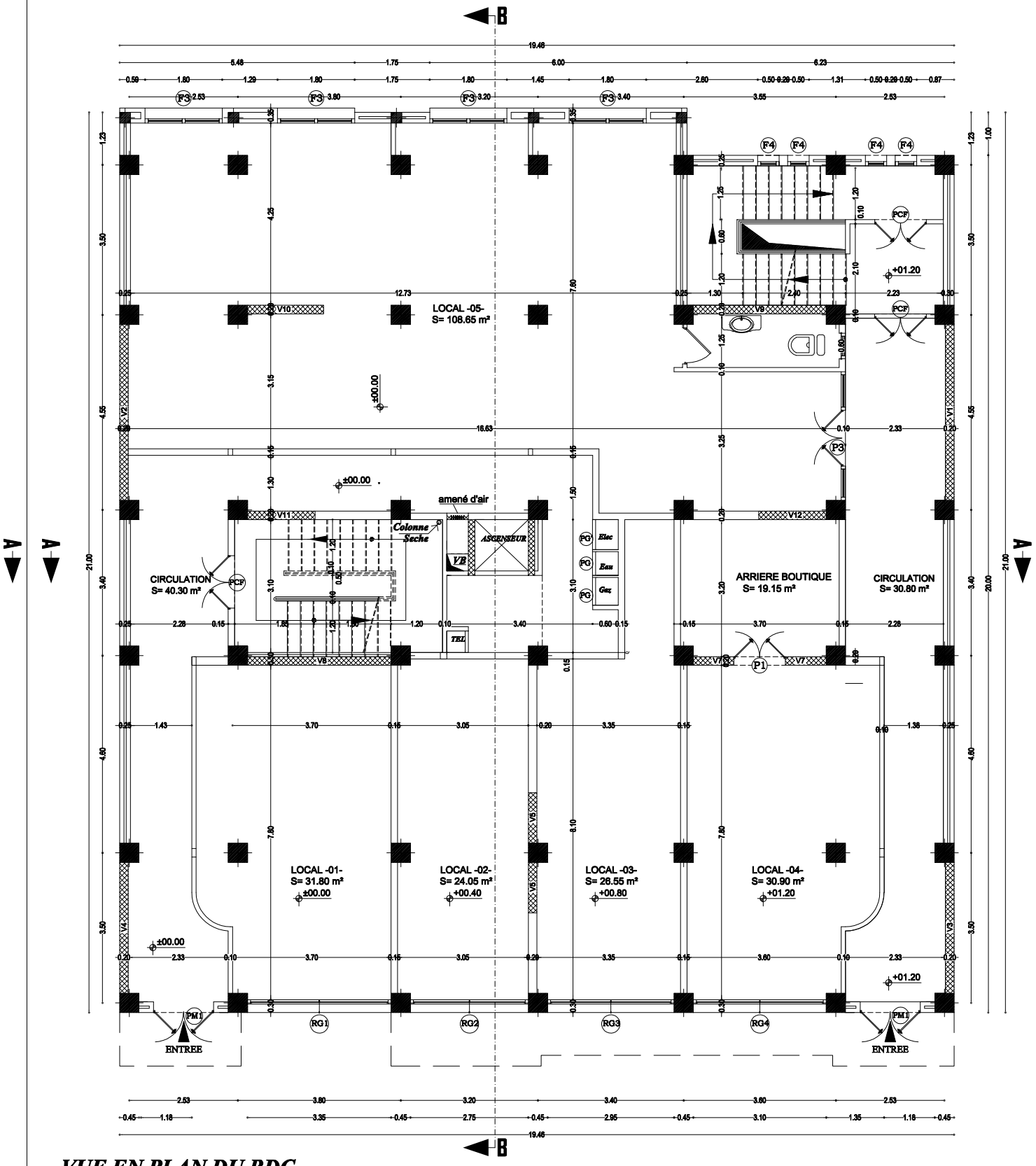


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024	Dossier : Architecture Désignation : Coupe A-A	Planche N° : 3 Echelle : 1/50

COUPE -BB-

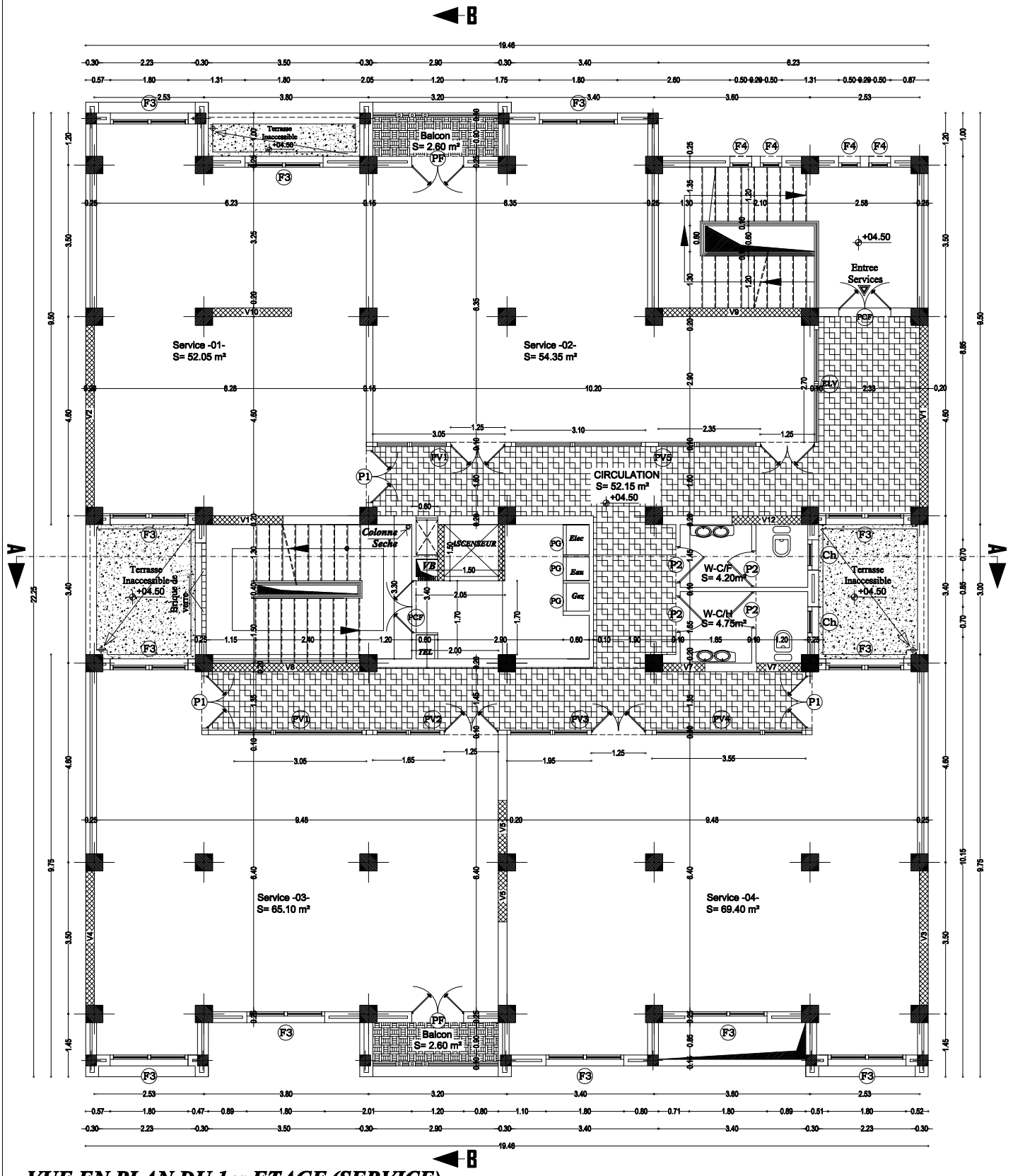


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024	Dossier : Architecture Désignation : Coupe B-B	Planche N° : 4 Echelle : 1/50



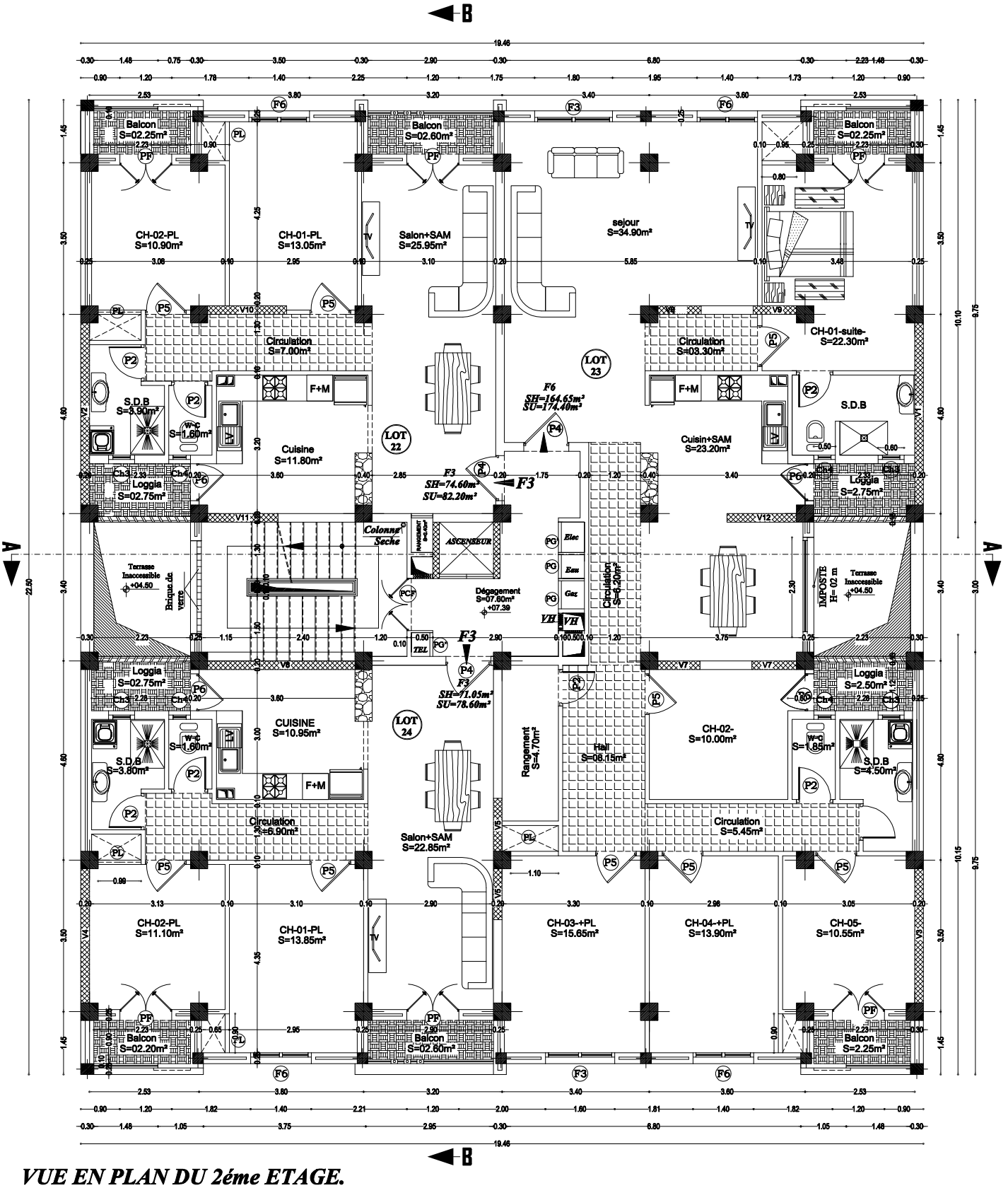
VUE EN PLAN DU RDC.

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou	Mme. AIT IBRAHIM Neyla	Dossier : Architecture	Planche N° : 5
Faculté du Génie de la construction	Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda	Désignation : Plancher RDC	Echelle : 1/50
Département de Génie Civil	Promotion : © 2024	Niveau : +0.00	



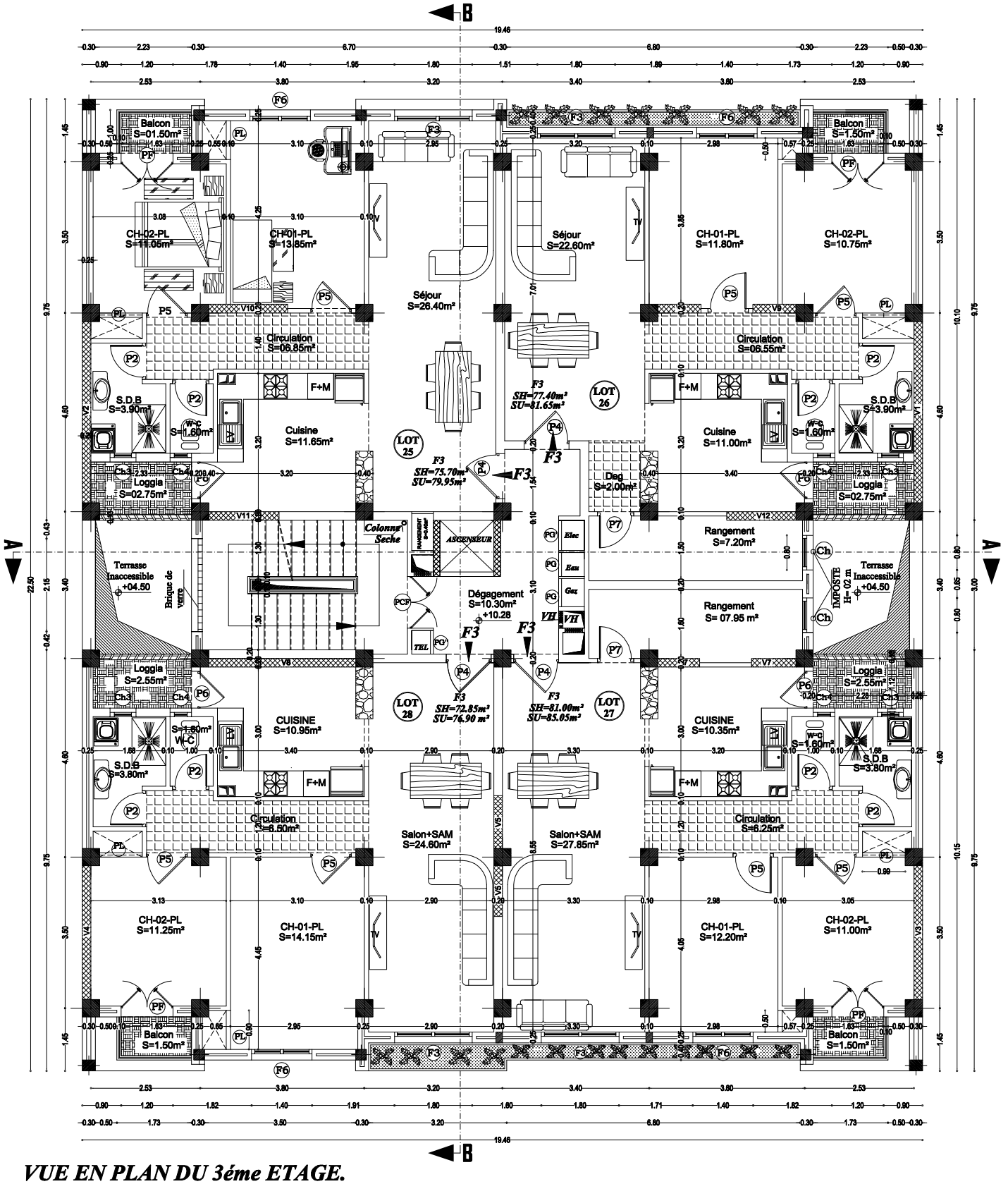
VUE EN PLAN DU 1er ETAGE (SERVICE).

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou		Mme. AIT IBRAHIM Neyla		Dossier : Architecture		Planche N° : 6
Faculté du Génie de la construction		Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda		Désignation : Plancher ES et E1		Echelle : 1/50
Département de Génie Civil		Promotion : © 2024		Niveau : +4.08 et +7.14		



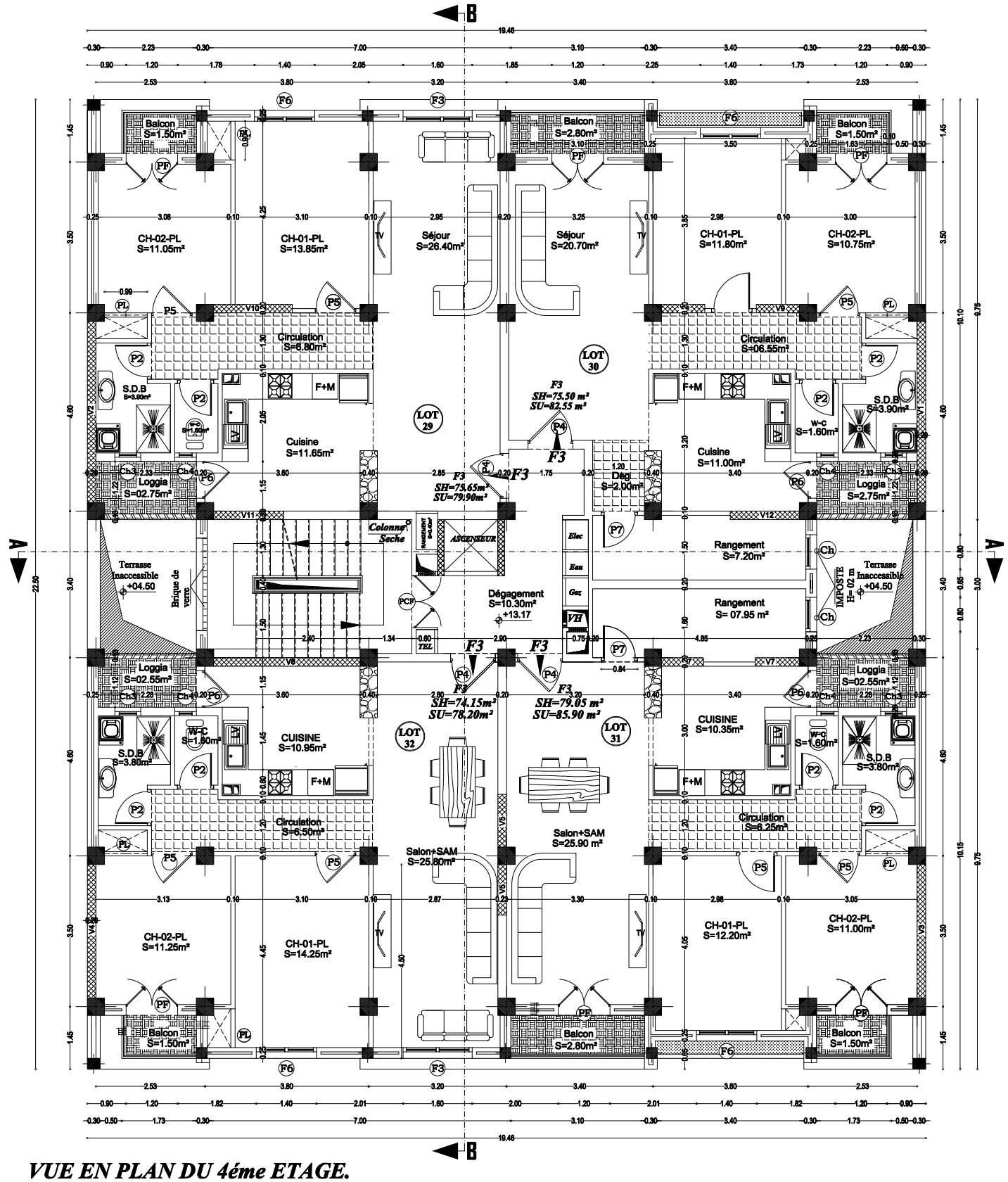
VUE EN PLAN DU 2éme ETAGE.

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou		Mme. AIT IBRAHIM Neyla		Dossier : Architecture		Planche N° : 7
Faculté du Génie de la construction		Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda		Désignation : Plancher Etage 2		Echelle : 1/50
Département de Génie Civil		Promotion : © 2024		Niveau : +10.20		



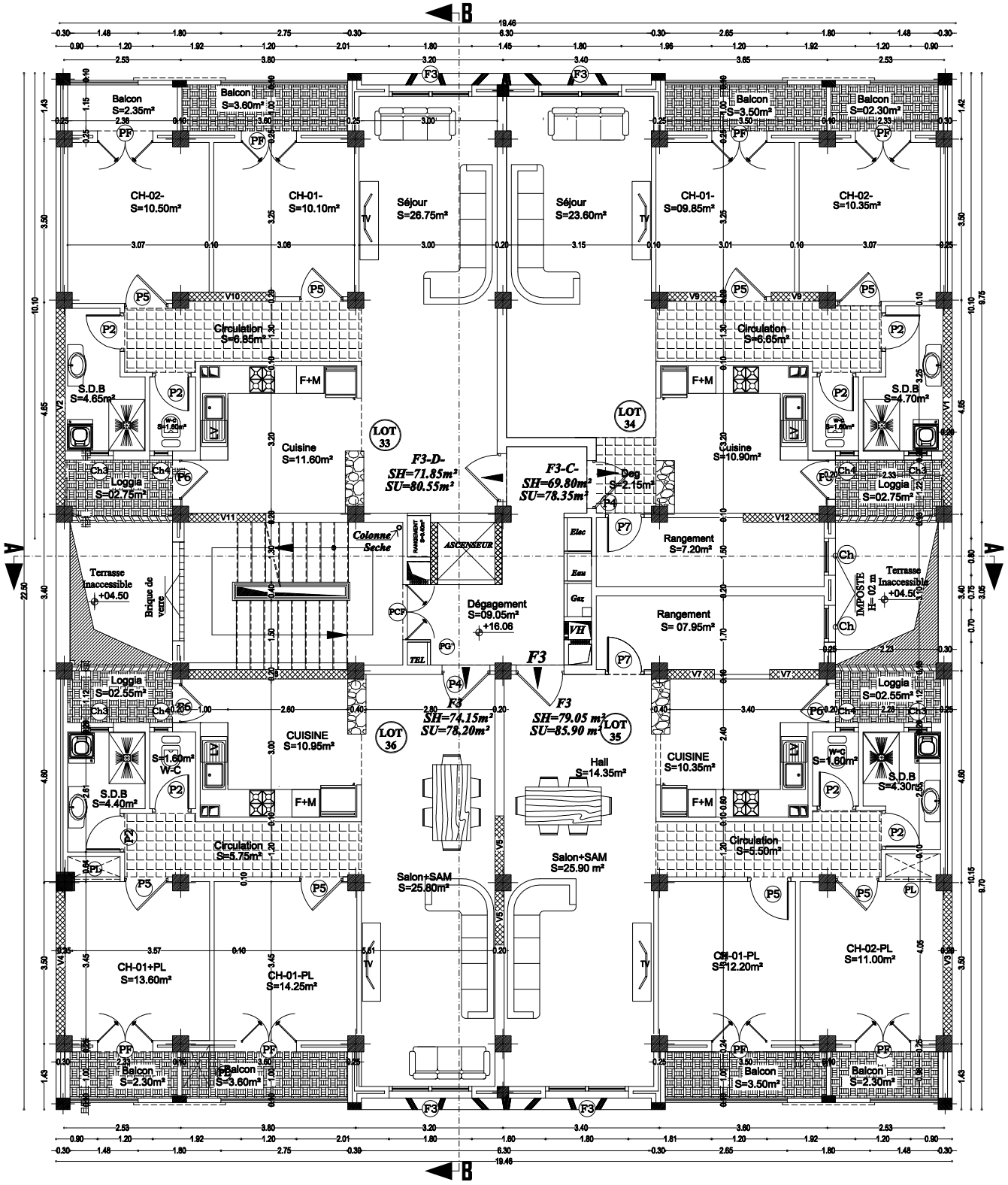
VUE EN PLAN DU 3éme ETAGE.

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou	Mme. AIT IBRAHIM Neyla	Dossier : Architecture	Planche N° : 8
Faculté du Génie de la construction	Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda	Désignation : Plancher Etage 3	Echelle : 1/50
Département de Génie Civil	Promotion : © 2024	Niveau : +13.26	



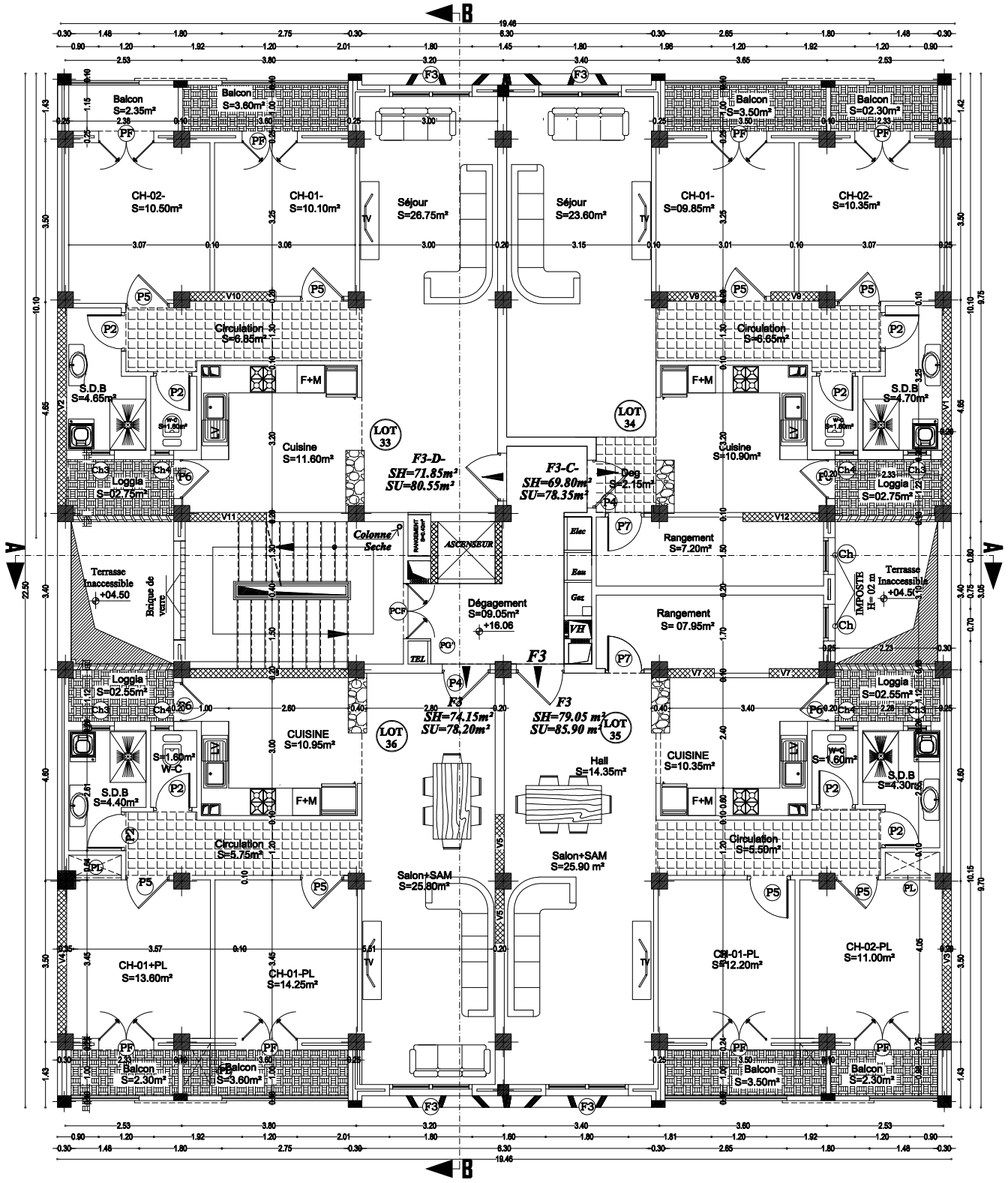
VUE EN PLAN DU 4éme ETAGE.

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil		Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024		Dossier : Architecture Désignation : Plancher Etage 4 Niveau : +16.32		Planche N° : 9 Echelle : 1/50	



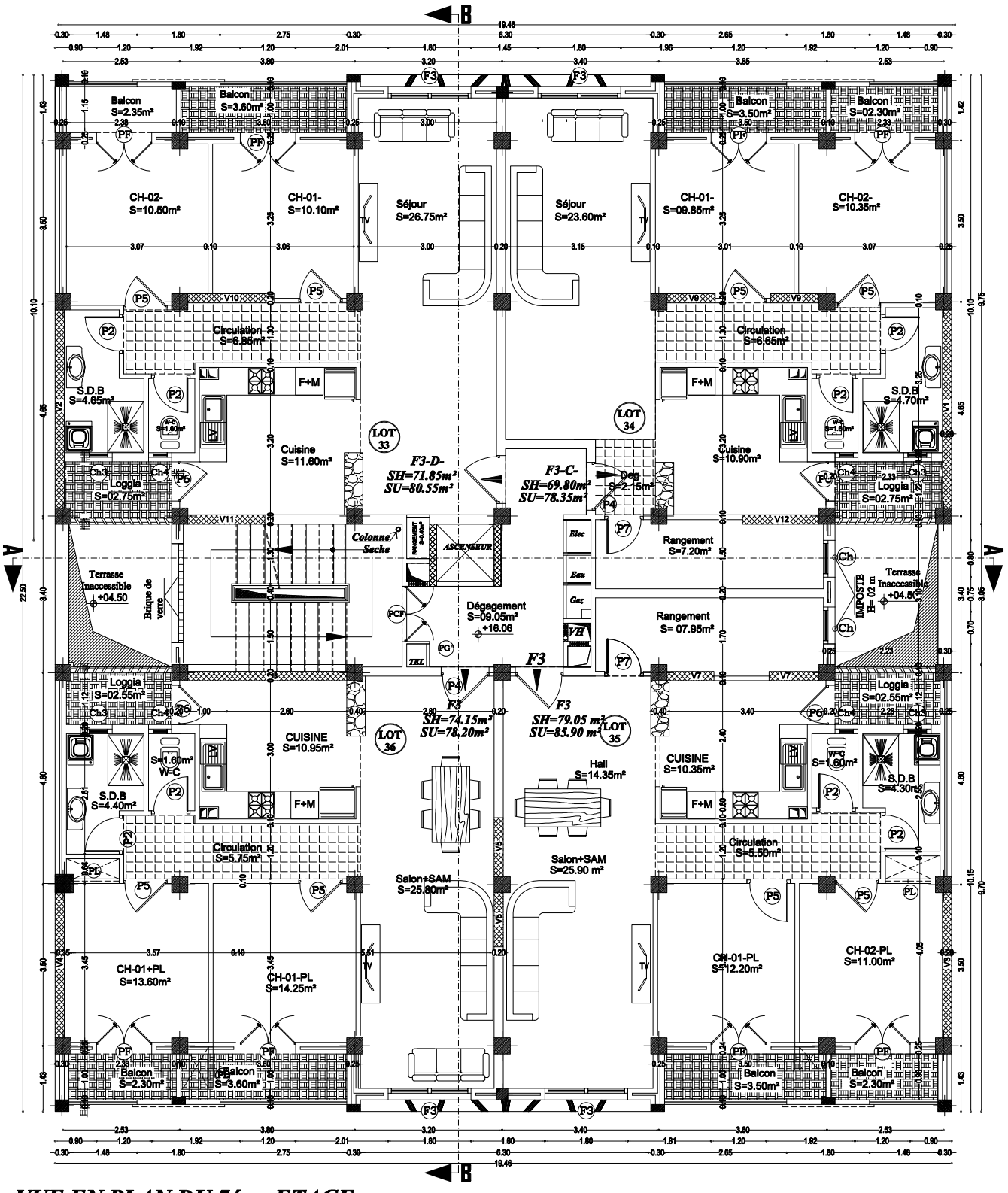
VUE EN PLAN DU 5éme ETAGE.

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou		Mme. AIT IBRAHIM Neyla		Dossier : Architecture		Planche N° : 10
Faculté du Génie de la construction		Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda		Désignation : Plancher Etage 5		Echelle : 1/50
Département de Génie Civil		Promotion : © 2024		Niveau : +19.38		



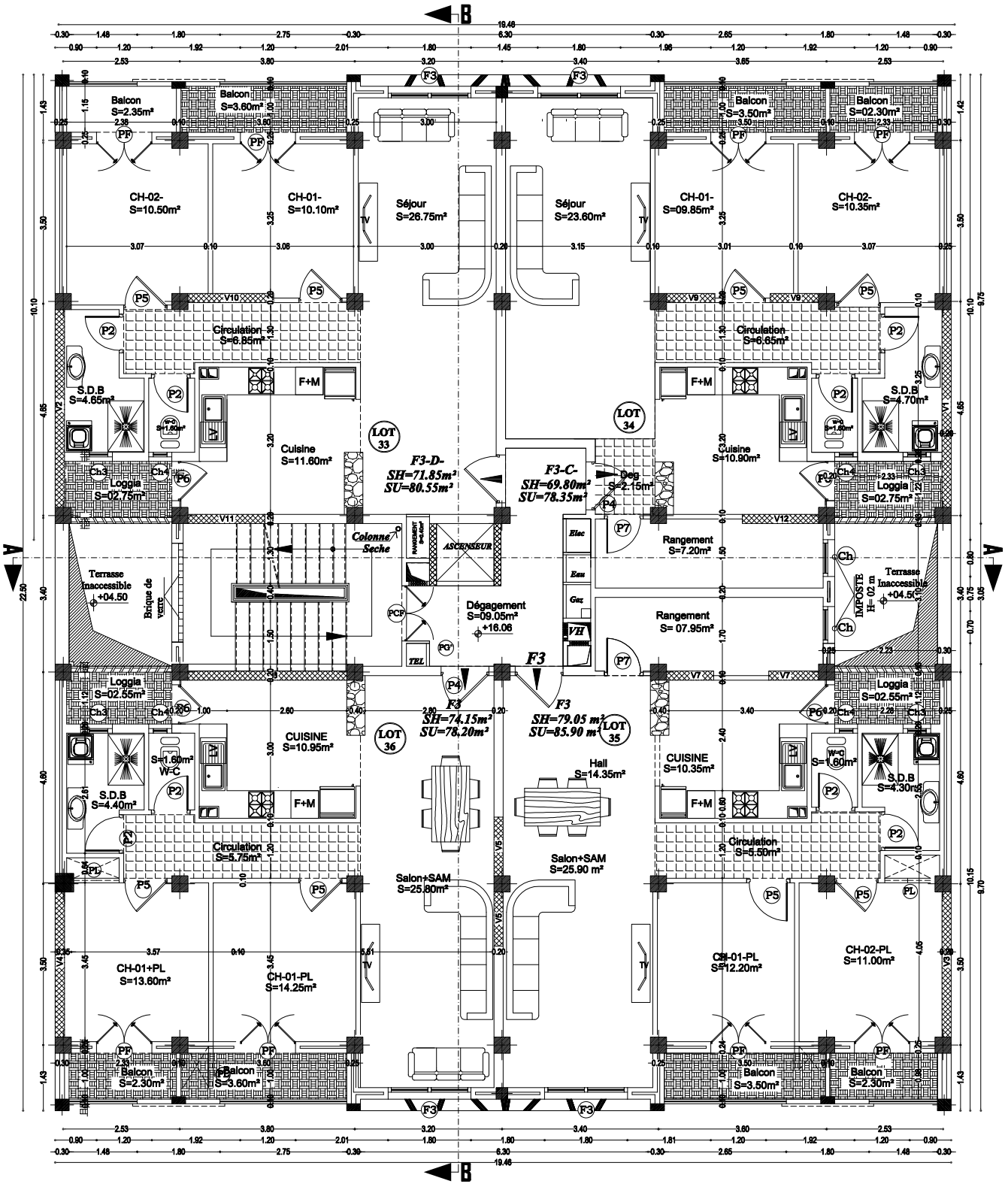
VUE EN PLAN DU 6éme ETAGE.

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil		Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024		Dossier : Architecture Désignation : Plancher Etage 6 Niveau : +22.44		Planche N° : 11 Echelle : 1/50	



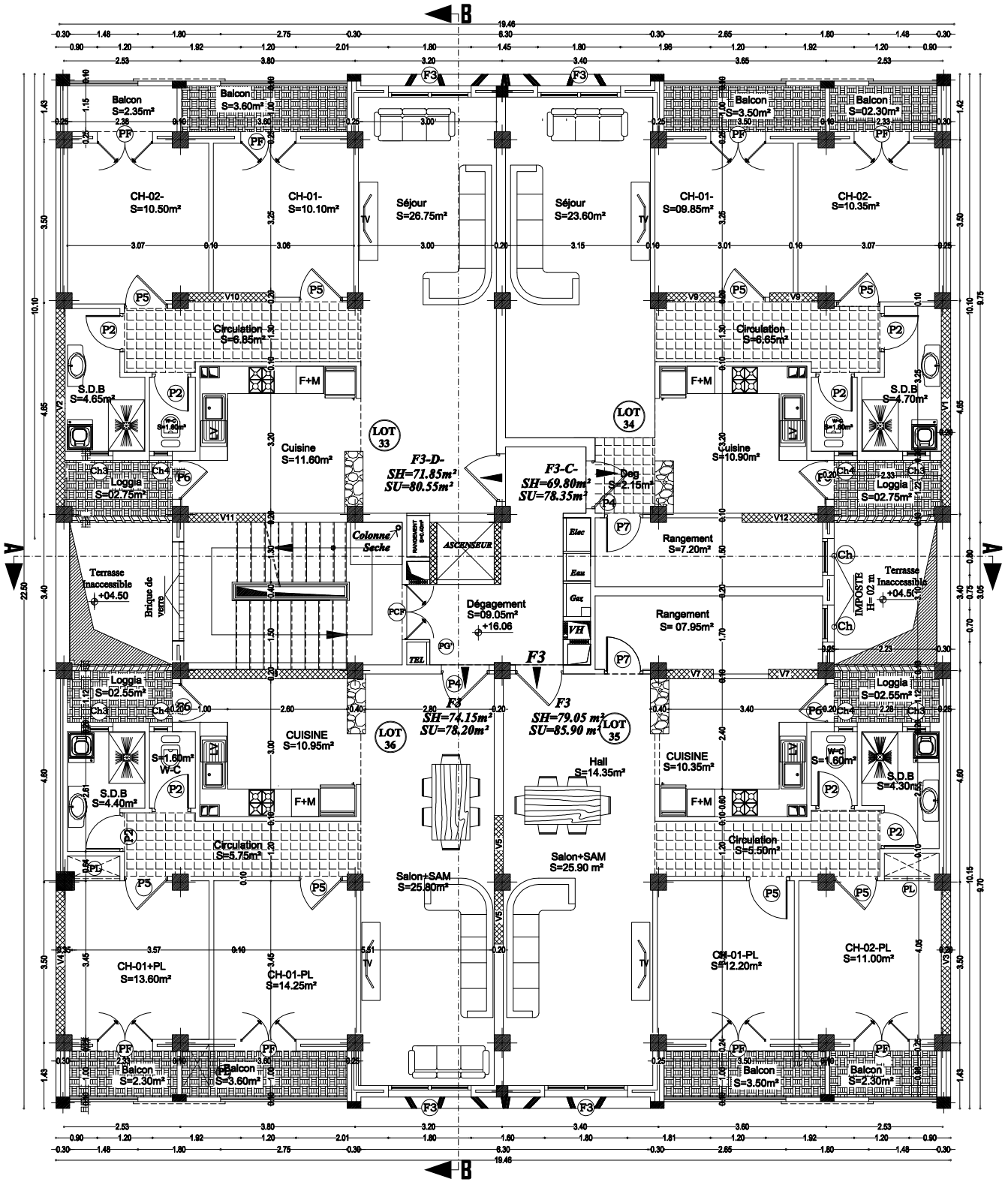
VUE EN PLAN DU 7éme ETAGE.

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou	Mme. AIT IBRAHIM Neyla	Dossier : Architecture	Planche N° : 12
Faculté du Génie de la construction	Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda	Désignation : Plancher Etage 7	Echelle : 1/50
Département de Génie Civil	Promotion : © 2024	Niveau : +25.50	



VUE EN PLAN DU 8éme ETAGE.

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil		Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024		Dossier : Architecture Désignation : Plancher Etage 8 Niveau : +28.56		Planche N° : 13 Echelle : 1/50



VUE EN PLAN DU 9éme ETAGE.

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou	Mme. AIT IBRAHIM Neyla	Dossier : Architecture		Planche N° : 14
Faculté du Génie de la construction	Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda	Désignation : Plancher Etage 9		Echelle : 1/50
Département de Génie Civil	Promotion : © 2024	Niveau : +31.62		

Introduction générale

Depuis des décennies, les catastrophes naturelles, en particulier les séismes, surviennent de manière cyclique, imposant des défis majeurs en génie civil. La gestion efficace de ces phénomènes requit une compréhension approfondie des interactions entre les structures, les sites, et les sollicitations.

Il est essentiel de prévenir ces événements et de minimiser les dommages en étudiant minutieusement les facteurs influençant le comportement des structures sous l'effet des séismes. Dans ce contexte, le génie civil joue un rôle crucial, notamment par le développement et l'application de méthodes d'analyse et de dimensionnement adaptés.

Notre projet porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment de type R+9 étages, à usage commercial et d'habitation, situé à Mekla dans la willaya de Tizi Ouzou, qui est caractérisé par une activité sismique moyenne, et cela représente un cadre d'étude particulièrement pertinent pour notre spécialité en construction civile et industrielle. Le bâtiment en question a une ossature mixte comportant des portiques et des voiles, avec un système de contreventement par voiles, visant à offrir une résistance optimale aux sollicitations sismiques.

Les calculs en génie civil, notamment pour les zones sismiques, reposent sur les principes du calcul aux états limites et sur les vérifications rigoureuses conformément au règlement parasismique algérien. Ces calculs visent à assurer la sécurité et la fonctionnalité des structures sous diverses sollicitations.

Notre démarche inclut une analyse dynamique détaillée pour évaluer les caractéristiques vibratoires de la structure, telles que les périodes propres et les modes propres. Nous utiliserons le logiciel ETABS pour modéliser les sollicitations et optimiser le dimensionnement des éléments structuraux, tels que les poutres, les poteaux et les voiles.

Chapitre I

Présentation de l’ouvrage

I.1. Introduction

On regroupera sous le terme bâtiment les immeubles à usage d'habitation, de bureau ou de commerce. Il est composé d'une partie enterrée infrastructure ou fondation et d'une partie hors terre superstructure : sous-sol, réez de chaussée et étages courants.

L'objet de ce chapitre consiste à présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et à définir les caractéristiques géométriques de la structure ainsi que les principales caractéristiques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+9) à usage multiple (habitation, commerciale). Ce bâtiment est implanté à Mekla dans la willaya de Tizi Ouzou.
Selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifie en 2003), cet ouvrage est classé, selon sa destination, dans la catégorie d'ouvrages d'importance moyenne (groupe 02) et situé en zone de moyenne sismicité (IIa).
Notre ouvrage est un bâtiment de (R+9) composé :

- RDC à usage commercial
- 1er étage de service
- 08 étages courants à usage d'habitation
- 01 cage d'escaliers
- 01 cage d'ascenseur

I.3. Caractéristiques géométriques

- La hauteur totale est de : 31.62 m
- La hauteur de RDC : 4.08 m
- La hauteur d'étage courant : 3.06 m
- Les longueurs de l'ouvrage : 22.50m
- La largeur de l'ouvrage : 19.46 m

I.4. Les éléments constitutifs de l'ouvrage

I.4.1. L'ossature

Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99Version 2003), préconise, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone, une ossature faite en voiles et portiques

I.4.2. Les portiques

Sont en béton armé, constitués de poutres et poteaux dans les deux sens, capables de reprendre les charges et les surcharges verticales et horizontal.

I.4.3. Les voiles

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

I.4.4. Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations.
Dans notre cas on n'a deux types de planchers :

- Les planchers en corps creux

Qui sont constitués de corps creux et de dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, destinés aux planchers du RDC et des étages courants.

- Les planchers en dalle pleine

Sont réalisés en béton armé coulé sur place. Ils sont prévus pour les balcons.

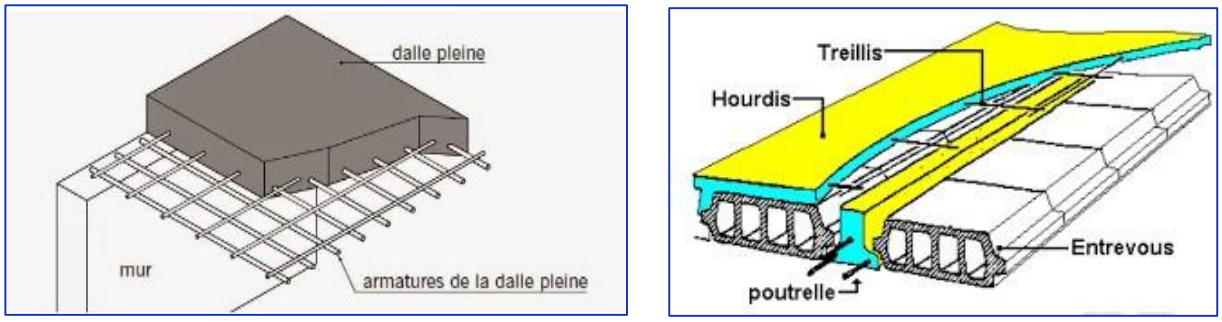


Figure I.1 : plancher dalle pleine et en corps creux

Les planchers assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : Ils supportent leurs poids propres et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- Fonction d'isolation : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

- Les planchers des étages courants sont en corps creux
- Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales

I.4.5. Maçonnerie

- Murs extérieurs : Ils seront en double cloison de briques creuses de 10 cm séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique
- Murs intérieurs : Ils seront en simple cloison de briques creuses de 10 cm

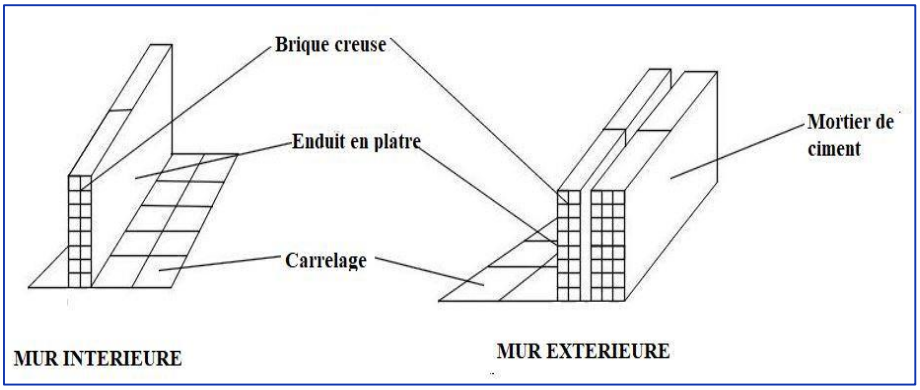


Figure I.2 : les murs intérieurs et extérieurs.

I.4.6. Revêtements

- Etanchéité : destiné à la protection de plancher terrasse, composé de gravillon roulé, feuille multi couche, isolation et une forme de pente de 1,5%
- Enduit extérieur : c'est un mortier de ciment de 3cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieurs et des cages d'escaliers.
- Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour les plafonds et pour le revêtement des murs intérieur a l'exception des sanitaires et la cuisine qui seront revêtu par un mortier de ciment
- Granito : sera réalisé sur un mortier de pose en béton de 3cm d'épaisseur pour le revêtement de halle d'entré et les locaux commerciaux
- Carrelage : reposant sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes autres pièces et les escaliers
- Céramique : pour les salles d'eau et les cuisines.

I.4.7. Escaliers

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Il existe plusieurs types d'escaliers dans ce projet on utilisera l'escalier à deux volées parallèles et à un palier intermédiaire.

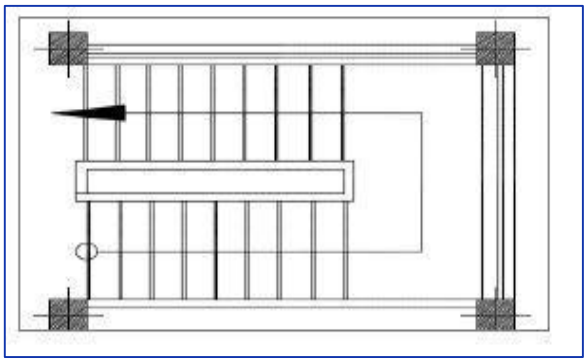


Figure I.3 : coupe de l'escalier

I.4.8. Porte à faux

Représente une projection d'une structure qui s'étend sans support visible en dessous. Il s'agit de surfaces renforcées, conçues en utilisant des éléments en corps creux. Cependant, une conception minutieuse est nécessaire pour agrandir la stabilité de cette extension.



Figure I.4 : construction en porte à faux

I.4.9. Cage d'ascenseurs

Sont des équipements de transport vertical essentiels dans les bâtiments à plusieurs niveaux. Ils doivent être dimensionnés pour transporter en toute sécurité les occupants et les charges dans tout le bâtiment

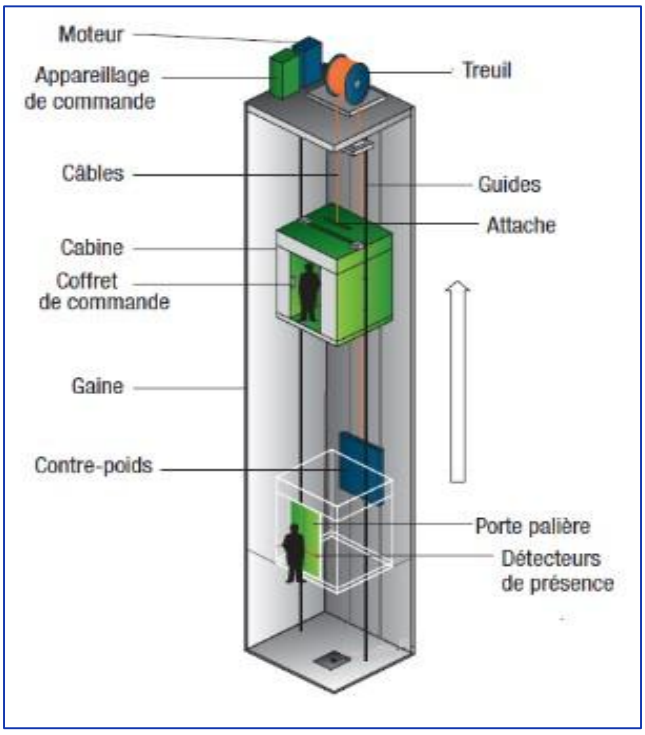


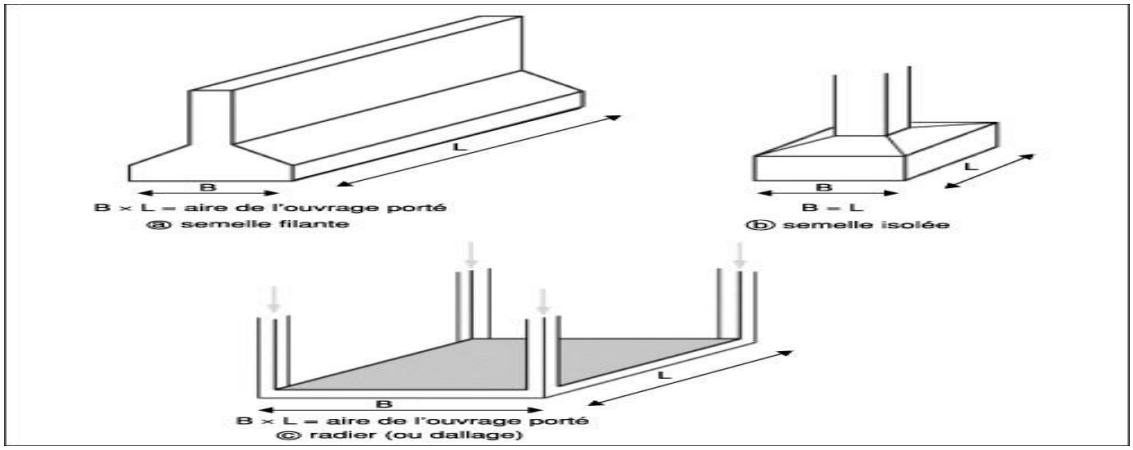
Figure I.5 : caractéristiques d'un ascenseur

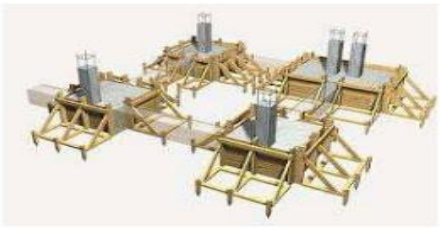
I.4.10. Fondation

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui repose sur un terrain ou sol d'assiste et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charge et surcharge

combinées) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure.

On dit que les fondations font partie de l'infrastructure d'un ouvrage ou d'un bâtiment. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations : superficielles, profondes et semi profondes.





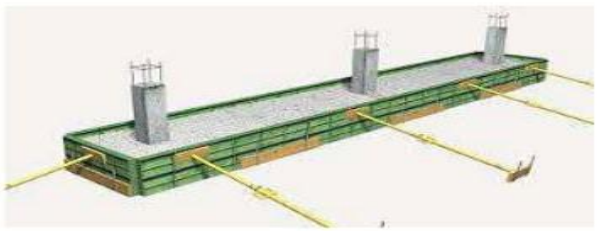




Figure I.5 : Les types de fondations superficielle

I.4.11. Acrotère

Partie supérieure d'un mur réalisé dans le cas de toiture, terrasse ou à l'extrémité ; destinées à recevoir un relevé d'étanchéité.

Dans notre projet la terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de 1m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.



Figure I.6: acrotère

I.5. Règlement utilisés

Les règles utilisées sont :

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91 modifié99).
- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99modifié 2003).
- Document technique réglementaire (DTR-BC-22).
- Calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.6.1. Le béton

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage et des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage, des adjuvants et l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 425Kg/m3 de ciment portland (CPJ-CEM II/ 42,5), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

- Résistance caractéristique du béton à la compression (Art A-2-1-11 BAEL91 modifié 99)

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée fc28. Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge j, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

- Pour des résistances $\mathbf{f_{c28} \leq 40MPa}$

$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76+0.83j} \times f_{c28}$ si $j < 60 jours$

$f_{cj} = 1{,}1 \times f_{c28}$ si $j \geq 60\ jours$

- Pour des résistances $\mathbf{f_{c28} \geq 40\ MPa}$

$f_{cj} = \frac{j}{1{,}4+0.95j} \times f_{c28}$ si $j \leq 28\ jours$

$f_{cj} = f_{c28}$ si $j > 28\ jours$

- Pour ce projet on adoptera $f_{c28} = 25\ MPa$

➢ Résistance caractéristiques du béton à la traction (Art A-2-1-12 BAEL91 modifié 99)

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (ftj), est conventionnellement définie par la relation :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{cj}$ si $f_{c28} \leq 60\ MPa$

➢ Contrainte limite

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état satisfaite limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées

➢ Etat limite ultime (ELU)

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par **: (Art A-4-3-4,1 BAEL91 modifié 99)**

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

Avec :

$\boldsymbol{\theta}$ **= 1** si la durée d'application est > 24h

$\boldsymbol{\theta}$ **= 0,9** si la durée d'application est entre 1h et 24h

$\boldsymbol{\theta}$ **= 0,85** si la durée d'application est < 1h

A 28 jours $f_{eb} = 14{,}2\ MPa$

$\gamma_b = 1,5$ …….. Dans le cas d'une situation courante

$\gamma_b = 1,15$ …….Dans le cas d'une situation accidentelle

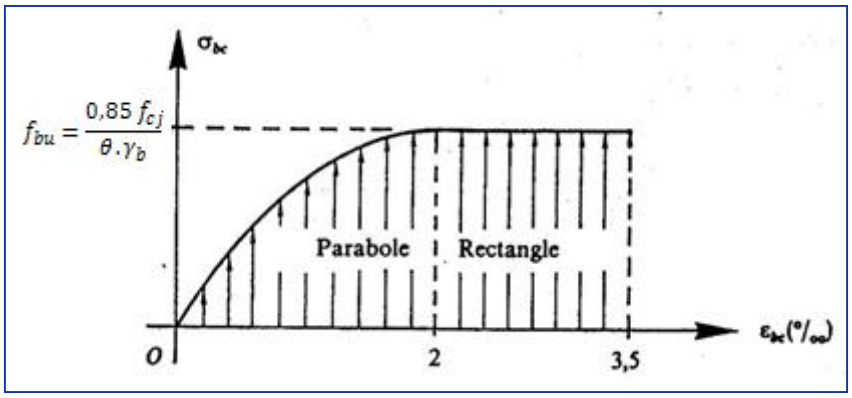


Figure I-7 : Diagramme des contraintes-déformations à l'ELU

- Etat limite de service (ELS)

C'est l'état au-delà duquel 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 de compression du béton est donnée par la formule :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$ $[MPa]$ **(Art A 4-5-2 BAEL 91 modifie99)**

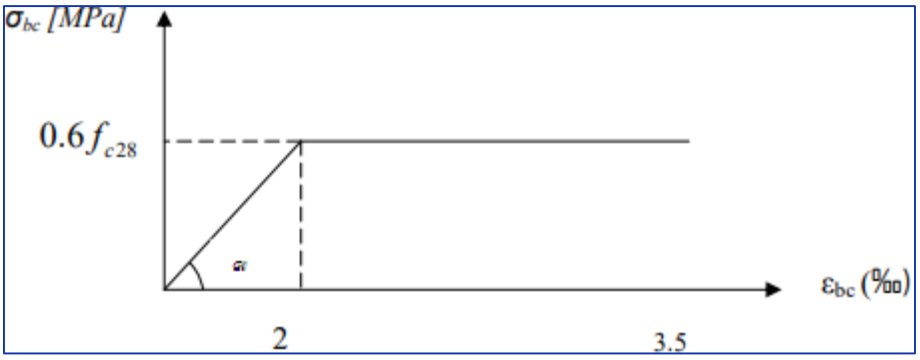


Figure I-8 : Diagramme des contraintes-déformations à l'ELS

- Contrainte limite de cisaillement (Art A-5-1 BAEL91 modifié99)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$

Vu : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU).

$\mathbf{b_0}$: La largeur de l'âme

d : Valeur de la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable

$$\tau_u \leq \min\{0{,}2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ MPa\}$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u \leq min\{0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}\ ; 5MPa\}$$

- Module de déformation

a. Module de déformation longitudinale

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

- Module d'élasticité instantané (Art A-2-1-21 BAEL91 modifié99)

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

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$\mathbf{E_{ij} = 11000\sqrt[3]{25} = 32164{,}19MPa}$$

- Module d'élasticité différé (Art A-2-1-2 BAEL91 modifié99)

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

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

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$\mathbf{E_{vj} = 3700\sqrt[3]{(25)} = 10818{,}86MPa}$$

b. Module de déformation transversale (Art A-2-1-3 BAEL91 modifié99)

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$

Avec :

E : Module de Yong [Module d'élasticité]

υ : Coefficient de poisson

c. Coefficient de poisson (Art A-2-1-3 BAEL91 modifié99)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale : $\upsilon = \frac{déformation\ transversale}{déformation\ longitudinale} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$

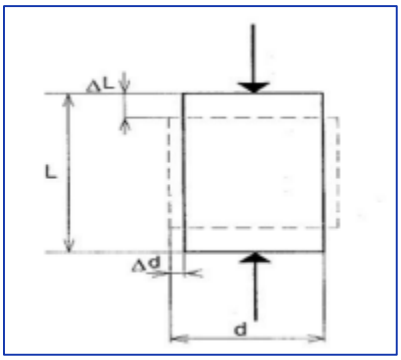


Figure I-9 : déformation du béton

Il sera pris égale à :

$\upsilon = 0{,}2$……..…… à l'état limite de service [ELS]

$\upsilon = 0$…… à l'état limite ultime [ELU]

I.6.2. L'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficientde scellement (T)
Acier enbarres	Haute adhérence FeE400	H A	400	1.6	1.5
Aciers en Treillis soudés	Treillis soudés TL.520 (Φ< 6)	TS	520	1.3	1

Tableau I -1 : Caractéristiques des aciers

- Module d'élasticité longitudinal (Art 2-2-1 BAEL91 modifié99)

Il est noté (Es), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier. On admet généralement :

$$\mathbf{Es = 2 \times 10^5 MPa}$$

- Contrainte limite d'élasticité de l'acier

- Etat limite ultime (Art A-4-3-2 BAEL91 modifié99)

$$\mathbf{f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : $\mathbf{f_e}$: limite d'élasticité de l'acier

$\boldsymbol{\gamma_s}$: coefficient de sécurité

$\boldsymbol{\gamma_s = 1}$ …… Situation accidentelle

$\boldsymbol{\gamma_s = 1,15}$ ……. Situation courante (durable)

- Etat limite de service (Art A-4-5-3 BAEL91 modifié99)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- Fissuration peu nuisible (Art A-4-5-33 BAEL91 modifié99

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire : $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$

- Fissuration préjudiciable (Art A-4-5-33 BAEL 91 modifié99)

Cas des éléments exposés à l'intempérie

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{\frac{2}{3}f_e ; \max(\frac{1}{2}f_e , 110\sqrt{\eta \times f_{ij}})\}$$

- Fissuration très préjudiciable (Art A-4-5-33 BAEL91 modifié99

Cas des milieux agressifs

$$\bar{\sigma}_{st} = 0,8\min\{\frac{2}{3}f_e ; \max(\frac{1}{2}f_e , 110\sqrt{\eta \times f_{ij}})\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence.

$\eta = 1$ …….. Pour les aciers ronds lisses et treillis soudés

$\eta = 1,3$ …….. Pour les aciers haute adhérence $\emptyset < 6mm$

$\eta = 1,6$ …….. Pour les aciers moyenne adhérence $\emptyset \geq 6mm$

➢ Diagramme contraintes-déformation

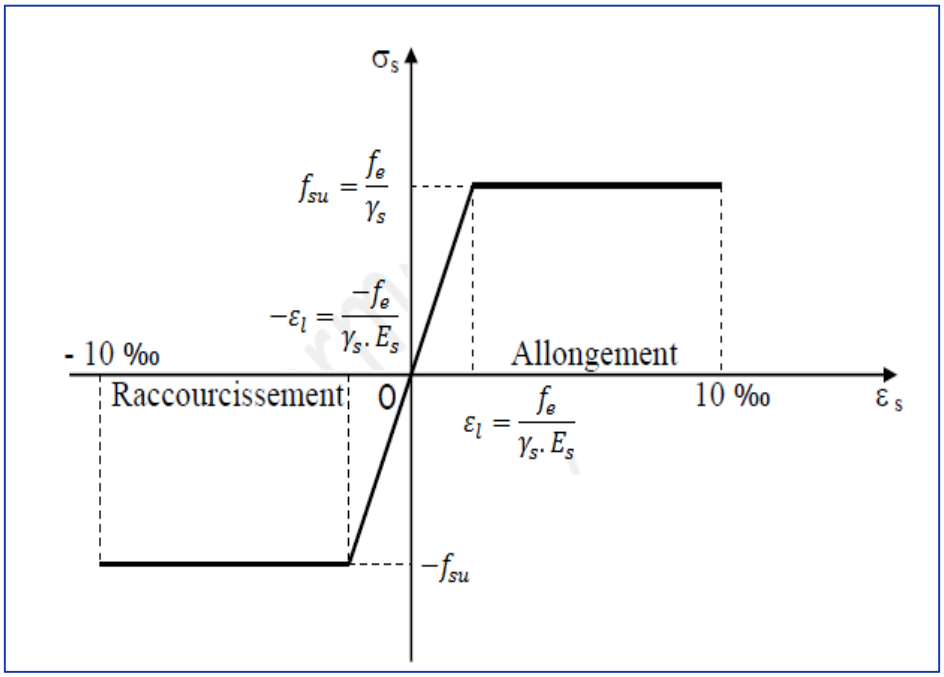


Figure I-10 : Diagramme contrainte-déformation

I.7. Protection d'armatures (Art A-7-2-4 BAEL91)

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

$\mathbf{C \geq 5cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillard salin ainsi pour ceux exposés aux atmosphère très agressif, et pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)

$\mathbf{C \geq 3cm}$: pour les éléments situés dans les locaux non couverts soumis aux condensation.

$\mathbf{C \geq 1cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I.8. Conclusion

Dans ce premier chapitre nous avons fait la description de la structure objet de notre étude. En plus, nous avons présenté les principaux matériaux constitutifs de notre ouvrage, dont les caractéristiques mécaniques ainsi que les prescriptions règlementaires, qui seront appliquées pour la suite de notre étude, notamment le pré dimensionnement des éléments objet du deuxième chapitre.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Après la présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nos procédant au pré dimensionnement.

Le pré dimensionnement des éléments de la structure permet d'avoir d'une façon général l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux...etc., selon les prescriptions réglementaire données par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/Version 2003) et les bases de (BAEL 91/modifié 99)

II.2. Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant le revêtement et les surcharges.

II.2.1. Plancher à corps creux

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression en béton armé coulée sur place

Et sa hauteur est donnée par les formules suivantes : (**Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99)**

- La hauteur totale du plancher $h_t$est donné par :

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

$\mathbf{h_t}$: hauteur totale du plancher

$\mathbf{L_{max}}$: Porté libre de la plus grande portée entre nœuds d'appuis dans le sens des poutrelles

Remarque : pour la section des poteaux en prend le Min de RPA $\min(b1, h1) \geq 25cm$

Dans notre cas : $\mathbf{L_{max}} = 380 - 25 = \mathbf{355\ cm}$

On aura donc : $\mathbf{h_t} \geq \frac{355}{22.5} = 15.78$ cm

Ainsi on optera pour $\mathbf{h_t = 20\ cm}$, soit un plancher de $(\mathbf{16 + 4})$

- **16 cm** pour la hauteur du corps creux.
- **4 cm** pour la hauteur de la dalle de compression.

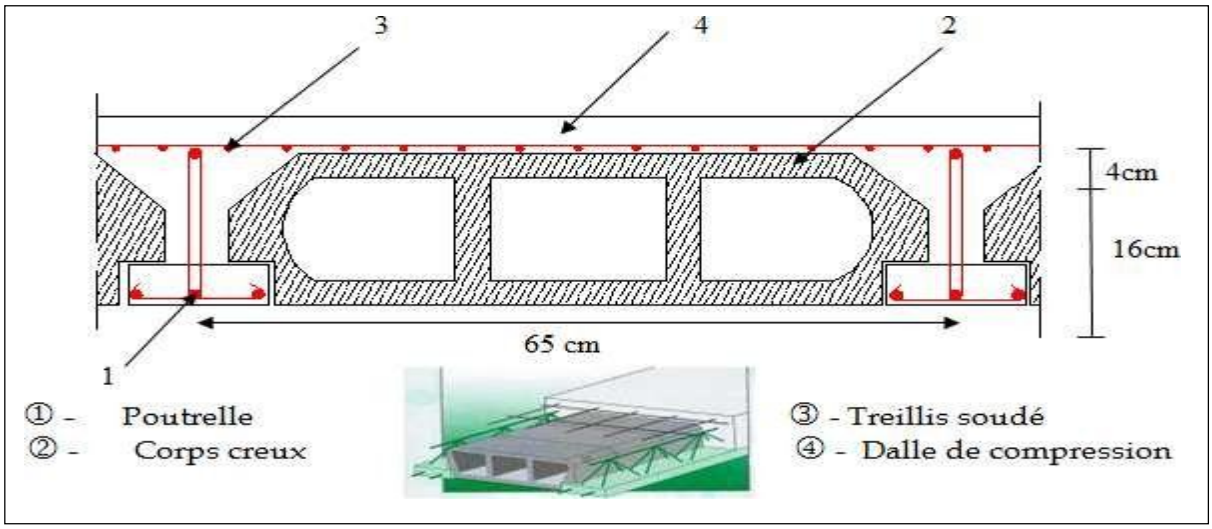


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

II.2.2. Les dalles pleines

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par les condition de la résistance à la flexion

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

Dans le projet présent, la dalle est considérée comme une console : $\mathbf{e_p} > \frac{\mathbf{l}}{\mathbf{10}}$

Avec :

l : la longueur de la console.

Pour :

$l = 120$ cm

On a :

$$\mathbf{e_p} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

Soit :

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

II.3. Les poutres

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appuis verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chainage.

Les poutres doivent avoir des sections régulières, celle-ci peuvent être rectangulaires ou carrées. Selon les règles **(B.A.E.L.91 modifié 99)**, les poutres seront pré dimensionnées suivant la condition de la flèche (critère de rigidité).

De plus celle-ci, seront vérifiées suivant le **(RPA99/Version2003)**

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur : $\frac{\mathbf{L_{max}}}{\mathbf{15}} \leq \mathbf{h} \leq \frac{\mathbf{L_{max}}}{\mathbf{10}}$
- Largeur : $\mathbf{0,4h \leq b \leq 0,7h}$

L_{max} : distance maximale entre nœuds d'appuis dans le sens considéré.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Les dimensions doivent respecter les conditions du **RPA99 version2003** (Art 7.51)

- $\mathbf{b \geq 20\ cm}$
- $\mathbf{h \geq 30\ cm}$
- $\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} \leq \mathbf{4}$

II.3.1. Poutres principales (sens transversal Y-Y)

Les poutres principales servent de colonne verticale structurelle, supportant et distribuant les charges essentielles au sein de la construction sur les porteurs verticaux (poteaux et voiles), garantissant ainsi sa résistance et sa stabilité.

En zone (II.a) la section minimum des poteaux est de (25x25) cm²

- La hauteur :

On a : $L_{max} = 460 - 25 = 435\ cm$

Donc : $\frac{435}{15} \leq \mathbf{h} \leq \frac{435}{10} \quad \rightarrow \quad 29\ cm \leq \mathbf{h} \leq 43.5\ cm$

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

- La largeur :

On a : $0,4 \times 40 \leq \mathbf{b} \leq 0,7 \times 40 \quad \rightarrow \quad 16\ cm \leq \mathbf{b} \leq 28\ cm$

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

$\rightarrow$ La section des poutres principales est $(b \times h) = \mathbf{(30 \times 40)cm^2}$

- Vérification des sections du RPA :

$b = 30\ cm > 20cm$……..... Condition vérifiée

$h = 40\ cm > 30\ cm$……..... Condition vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1{,}3 < 4$…….. Condition vérifiée

II.3.2. Poutres secondaires (sens longitudinal X-X)

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs rôles c'est de transmettre les efforts aux poutres principales.

- La hauteur :

On a : $L_{max} = 380 - 25 = 355\ cm$

Donc : $\frac{355}{15} \leq \mathbf{h} \leq \frac{355}{10} \quad \rightarrow \quad 23\ cm \leq \mathbf{h} \leq 35.5\ cm$

On prend : $\mathbf{h = 35\ cm}$

- La largeur :

On a : $0{,}4 \times 35 \leq \mathbf{b} \leq 0{,}7 \times 35 \quad \rightarrow \quad 14\ cm \leq \mathbf{b} \leq 24{,}5\ cm$

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

La section de la poutres secondaires $(b \times h)$ est de $\mathbf{(30 \times 35)cm^2}$.

- Vérification des sections du RPA :

$b = 30\ cm > 20cm$……..... Condition vérifiée

$h = 35\ cm > 30\ cm$……..... Condition vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1{,}16 < 4$…….. Condition vérifiée



Figure II.2 : Coupe verticale des poutres

II.4. Les voiles

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

D'après le (**RPA 99 version 2003, Art 7.7.1**), les éléments considérés comme voile doivent satisfaire la condition suivante : $\mathbf{L \geq 4\,e}$

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15 cm.**

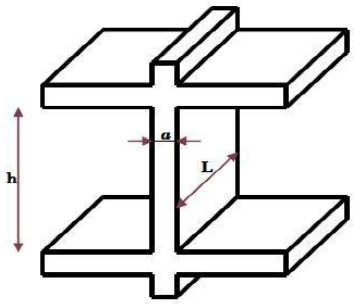


Figure II.3 : Coupe verticale du voile

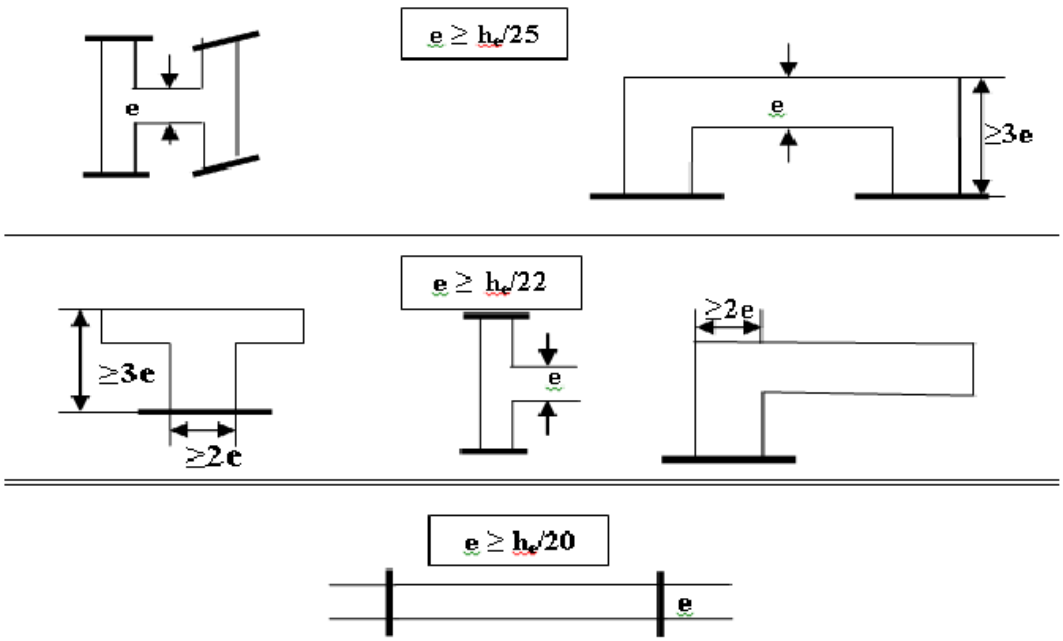


Figure II.4 : Coupe de voile en plan

- **Au niveau du RDC :**

$h_e = h_{RDC} - ep \quad \rightarrow \quad 408 - 20 = 388\ cm$

h_{RDC} :hauteur du RDC

ep :épaisseur du plancher

Cas 01 : $\frac{he}{25}$

$e = \frac{388}{25} = 15{,}52\ cm \quad \rightarrow \quad e = 20\ cm$

Cas 02 :$\frac{he}{22}$

$e = \frac{388}{22} = 17{,}64\ cm \quad \rightarrow \quad e = 20\ cm$

Cas 03 :$\frac{he}{20}$

$e = \frac{388}{20} = 19{,}4\ cm \quad \rightarrow \quad e = 20\ cm$

Au final on optera pour $\mathbf{e = 20\ cm}$

- **Au niveau d'étage courant :**

$h_e = h_{ec} - ep \quad \rightarrow \quad 306 - 20 = 286\ cm$

h_{ec} :hauteur d'étage courant

Cas 01 : $\frac{he}{25}$

$e = \frac{286}{25} = 11{,}44\ cm \quad \rightarrow \quad e = 20\ cm$

Cas 02 :$\frac{he}{22}$

$e = \frac{286}{22} = 13\ cm \quad \rightarrow \quad e = 20\ cm$

Cas 03 :$\frac{he}{20}$

$e = \frac{286}{20} = 14{,}3\ cm \quad \rightarrow \quad e = 20\ cm$

On optera pour $\mathbf{e = 20\ cm}$

- **Vérification des conditions du RPA :**

$e = 20\ cm \quad \rightarrow \mathbf{e > 15\ cm}$ …… Condition vérifiée

$L_{min} = 2{,}00m \geq 4e \quad \rightarrow \ L_{min} \geq 4 \times 20 = 80\ cm \quad \rightarrow \mathbf{200cm > 80\ cm}$

$L_{min} = 2{,}00m > \mathbf{80\ cm}$ …… Condition vérifiée

Donc on optera pour les voiles d'une épaisseur $\mathbf{e = 20\ cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

II.5. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS sous un effort de compression N_S sur le poteau le plus sollicité. Selon l'article (7.4.1 RPA 99/2003), les dimensions de la section transversale des poteaux en zone $\mathbf{II_a}$ doivent satisfaire la condition suivante :

- $\min(b1, h1) \geq 25cm$
- $\min(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < (b1, h1) < 4$

La section du poteau sera déterminée par la formule : $\mathbf{S \geq \frac{N_s}{\sigma b_c}}$

Avec : $\mathbf{N_s = G_{cum} + Q_{cum}}$

$\mathbf{N_s}$: effort normal de compression repris par le poteau le plus sollicité

S : section du poteau

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

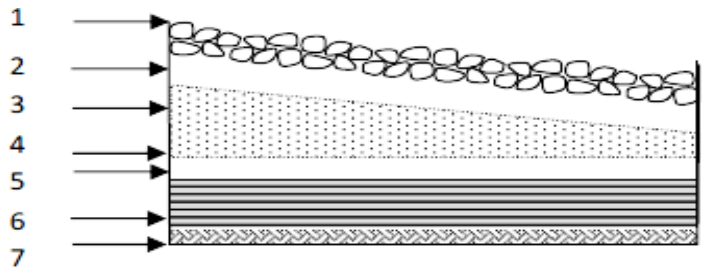
$\overline{\sigma_{bc}}$: contrainte limite de service de béton en compression simple

D'où : $\overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{0,6 f_{c28} = 15\ MPa}$

II.6. Détermination des charges et surcharges

II.6.1. Charges permanentes

- **Plancher terrasse inaccessible en corps creux**



FigureII.5 : Coupe verticale d'un plancher d'étage terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher d'étage terrasse inaccessible.

ELEMENTS	Epaisseur (m)	ρ(KN/m^3)	La Charge(KN/m^2)
1.Couche de gravier	0,05	17	0,85
2.Etanchiété multicouche	0,02	6	0,12
3.Beton en forme de pente	0,06	22	1,32
4.Feuille de polyane (par vapeur)	/	/	0,01
5.Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
6.Plancher en corps creux	0,2	14	2,8
7.Enduits de plâtre	0.02	10	0,2
			G_T = 5,46

- **Plancher d'étage courant en corps creux**

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant.

ELEMENTS	Epaisseur (m)	ρ(KN/m^3)	La Charge(KN/m^2)
1.Revêtement en carrelage.	0,02	20	0,4
2.Mortier de pose.	0,02	20	0,4
3.Couche de sable.	0,03	18	0,54
4.Dalle en corps creux.	0,2	14	2,8
5.Enduit de plâtre.	0,02	10	0,2
6.Cloison en brique de plâtre.	0,1	9	0,9
			G_T = 5,24

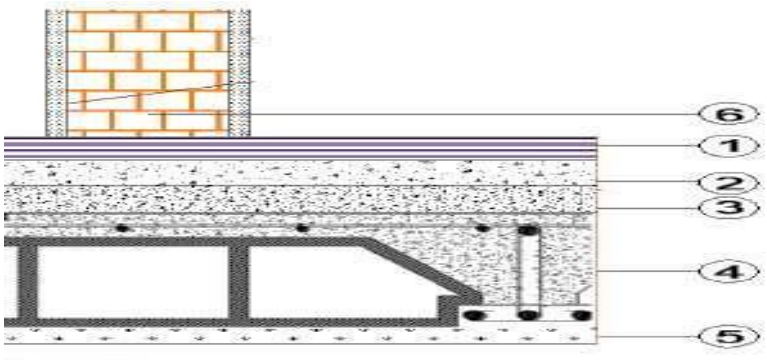


Figure II.6 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant

- **Balcon (dalle pleine)**

Tableau II.3 : Les charges permanentes revenant à la dalle pleine

ELEMENTS	Epaisseur (m)	ρ(KN/m^3)	La Charge(KN/m^2)
1.Revêtement en carrelage.	0,02	20	0,4
2.Mortier de pose.	0,02	20	0,4
3.Couche de sable.	0,03	18	0,54
4.Enduit de mortier de ciment	0,02	10	0,2
5.Poids propre de la dalle	0,15	24	3,6
			G_T = 5,14

- **Maçonnerie**

- **Mur extérieur**

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

ELEMENTS	Epaisseur (m)	ρ(KN/m^3)	La Charge(KN/m^2)
1.Enduit de ciment.	0,02	18	0,36
2.Briques creusent.	0,2	9	1, 8
3.Lame d'aire.	0,05	/	/
5.Enduit plâtre.	0,02	10	0,2
			G_T = 2,36

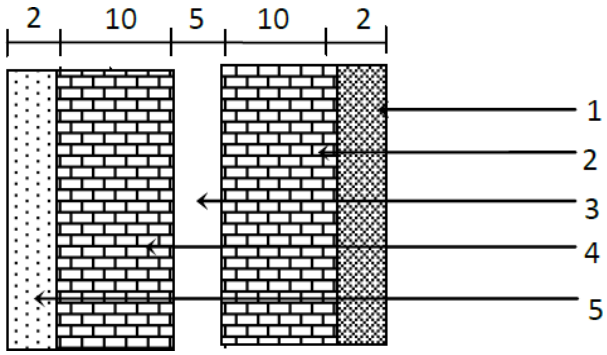


Figure II.6 : Coupe verticale du mur extérieur

- **Mur intérieur**

Tableau II.5 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

ELEMENTS	Epaisseur (m)	ρ(KN/m^3)	La Charge (KN/m^2)
1.Brique creuse.	0,1	1	0,9
2.Enduit plâtre.	0,02	10	0,2
3.Enduit plâtre.	0,02	10	0,2
			G_T = 1,3

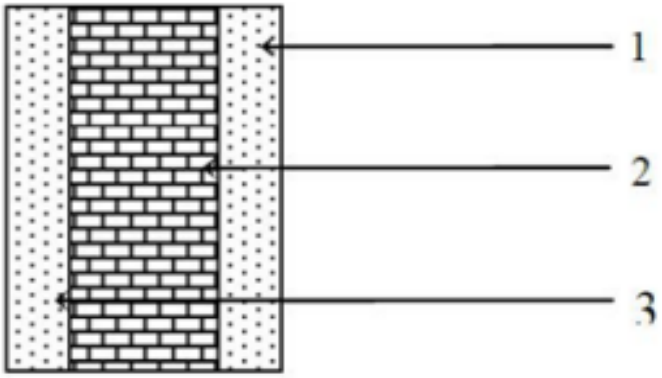


Figure II.7 : Mur intérieur

II.6.2. Surcharge d'exploitation

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

Tableau II.8 : récapitulatif des surcharges d'exploitations

Éléments	Surcharges [KN/m^2]
Acrotère.	1
Plancher terrasse inaccessible.	1
Plancher d'étage courant a usage d'habitation	1,5
Plancher de RDC (locaux)	2,5
Plancher étage de service	2,5
Balcons.	3 ,5
Escaliers.	2,5

II.7. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

II.7.1. Calcul des surfaces d'influence :

- **Section nette :**

$$\boldsymbol{S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4}$$

$$\boldsymbol{S_n} = (1{,}45 \times 1{,}6) + (1{,}45 \times 1{,}3) + (2 \times 1{,}6) + (2 \times 1{,}3)$$

$$\boldsymbol{S_n} = 2{,}32 + 1{,}89 + 3{,}2 + 2{,}6$$

$$\mathbf{S_n} = \mathbf{10{,}01\ m^2}$$

- **Section brute :**

$$\mathbf{S_b} = (2 + 0{,}3 + 1{,}45) \times (1{,}6 + 0{,}3 + 1{,}3)$$

$$\mathbf{S_b} = 3{,}75 \times 3{,}2$$

$$\mathbf{S_b} = \mathbf{12}\ \boldsymbol{m^2}$$

II.7.2. Calcul du poids propre des poutres

- **Poutres principales :**

On a : $\rho = 25\text{KN/m}^2$ (poids propre du béton)

$$\mathbf{P_{pp}} = (0{,}30 \times 0{,}4) \times (2 + 1{,}45) \times 25$$

$$\mathbf{P_{pp}} = \mathbf{10{,}35}\ \boldsymbol{KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\mathbf{P_{ps}} = (0.30 \times 0{,}35) \times (1{,}6 + 1{,}3) \times 25$$

$$\mathbf{P_{ps}} = \mathbf{7{,}613\ KN}$$

- **Le poids total :**

$$\boldsymbol{P} = \mathbf{P_{pp}} + \mathbf{P_{ps}} = 10{,}35 + 7{,}613$$

$$\boldsymbol{P} = \mathbf{17{,}963}\ \boldsymbol{KN}$$

II.7.3. Calcul du poids propre des planchers

- On a : $\mathbf{P} = \boldsymbol{S} \times \boldsymbol{G}$

- **Plancher terrasse (inaccessible) :**

$\mathbf{P_{pt}} = \boldsymbol{S_n} \times \boldsymbol{G_{pt}}$

$\mathbf{P_{pt}} = 10{,}01 \times 5{,}46 = \mathbf{54{,}655\ KN}$

- **Plancher étage courant :**

$\boldsymbol{P_{PC}} = 10.01 \times 5{,}24 = \mathbf{52{,}452\ KN}$

II.7.4. Poids propre des poteaux

Pour calculer le poids propre des poteaux, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min** $(\mathbf{b1}, \mathbf{h1}) \geq \mathbf{25cm}$ en **zone IIa.** Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure nous prendrons : b = h = 30cm.

$\mathbf{P_{pot\ RDC}} = (0{,}30 \times 0{,}30) \times 4{,}08 \times 25 \ = \mathbf{9{,}18\ KN}$

$\mathbf{P_{pot\ étage\ courant}} = (0{,}30 \times 0{,}30) \times 3{,}06 \times 25 \ = \mathbf{6{,}885\ KN}$

II.7.5. Calcul des surcharges d'exploitations

- **Plancher terrasse (inaccessible) :**

$\mathbf{Q_{Pt}} = 10{,}01 \times 1{,}00 = \mathbf{10.01\ KN}$

- **Plancher étage courant :**

$\mathbf{Q_{Pc}} = 10{,}01 \times 1{,}5 = \mathbf{15{,}015\ KN}$

- **Plancher d'étage de service :**

$\mathbf{Q_{Ps}} = 10{,}01 \times 2{,}5 = \mathbf{25{,}025\ KN}$

- **Plancher du RDC :**

$\mathbf{Q_{PRDC}} = 10{,}01 \times 2{,}5 = \mathbf{25{,}025\ KN}$

II.8. La loi de dégression des charges

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharge est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

$$\mathbf{Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i \quad pour\ n \geq 5}$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

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

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

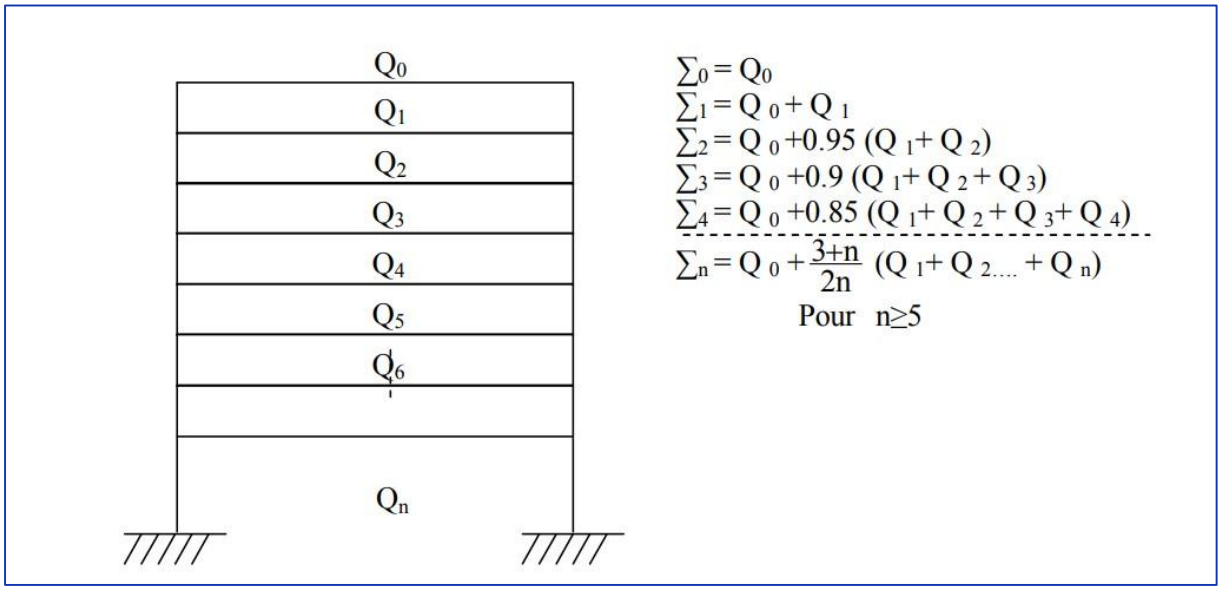


Figure II.8 : loi de dégression des surcharges d'exploitation

II.8.1. Coefficient de dégression de surcharges

Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges

Niveau	Terrasse	9éme	8éme	7éme	6éme	5éme	4éme	3éme	2éme	1er
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66

II.8.2. Dégression verticale des surcharges d'exploitations

Tableau II.10 : Descente de charges de la bâtisse

Niveaux	Opération
Terrasse	Q_0 = **10,01 KN**
9éme	Q_0+Q_1 =10,01+15,015 = **25,875 KN**
8éme	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$ =10,01+0,95(2x15,015) = **38,54KN**
7éme	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$ =10,01+0,9(3x 15,015)= **50,55 KN**
6éme	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$=10,01+0,85(4x 15,015)= **61,06 KN**
5éme	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4+Q_5)$=10,01+0,8(5x 15,015)= **70,07 KN**
4éme	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$=10,01+0,75(6x 15,015)= **77,58 KN**
3éme	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$=10,01+0,71(7x 15,015)= **84,64 KN**
2éme	$Q_0+0,68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$=10,01+0,68(8x 15,015)= **91,69 KN**
1er	$Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$=10,01+0,66(8x15,0125 +25,025)= **105,81 KN**

II.8.3. Pré dimensionnement des poteaux

On a adopté pour les poteaux des sections supérieure à celles trouvées dans les calculs pour des raisons **:**

- Une bonne répartition des aciers
- Eviter la rotule plastique dans les poteaux

Tableau II.11 : détermination des charges et surcharges

Niveaux	Charges Permanentes (KN)					Q (KN)		Effort Normal $N_s=G_c+Q_c$ (KN)	Section du Poteau cm^2	
	GP	Gpou	Gpot	Gtot	Gcum	Qi	Qcum		$S > \frac{N}{0,6f_{c28}}$	Section adoptée
Terrasse	54,655	17,963	0,00	72,618	72,618	10,01	10,01	82,628	55,085	**35X35**
9éme	52,452	17,963	6,885	77,3	149,918	15,015	25,875	174,943	116,629	**35X35**
8éme	52,452	17,963	6,885	77,3	227,218	15,015	38,54	267,258	178,172	**35X35**
7éme	52,452	17,963	6,885	77,3	304,518	15,015	50,55	359,573	239,715	**35X35**
6éme	52,452	17,963	6,885	77,3	381,818	15,015	61,06	451,888	301,259	**40X40**
5éme	52,452	17,963	6,885	77,3	459,118	15,015	70,07	544,203	362,802	**40X40**
4éme	52,452	17,963	6,885	77,3	536,418	15,015	77,58	636,518	424,345	**40X40**
3éme	52,452	17,963	6,885	77,3	613,718	15,015	84,64	728,833	485,889	**45X45**
2éme	52,452	17,963	6,885	77,3	691,018	15,015	91,69	812,148	541,432	**45X45**
1er	52,452	17,963	6,885	77,3	768,318	25,025	105,81	913,473	608,982	**45X45**

II.8.4. Vérification des règles du RPA99

- **Vérification relative aux coffrages des poteaux**

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

- $\min(b1, h1) \geq 25cm$
- $\min(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < (b1, h1) < 4$

Tableau II.12 : vérification à L'RPA

Etage	(b× h)(cm^2)	Condition RPA	Valeur calculée	Vérification
8ème 9ème	[35×35]	min (b,h) ≥ 25	Min (b,h) = 35	Condition vérifiée
		min (b,h) ≥ h_e/20	306/20 =15,3	Condition vérifiée
		1/4 < b/h < 4	b/h = 1	Condition vérifiée
6ème 7ème	[35x35]	min (b,h) ≥ 25	Min (b,h) = 35	Condition vérifiée
		min (b,h) ≥ h_e/20	306/20 =15,3	Condition vérifiée
		1/4 < b/h < 4	b/h = 1	Condition vérifiée
3ème 4ème 5ème	[40x40]	min (b,h) ≥ 25	Min (b,h) = 40	Condition vérifiée
		min (b,h) ≥ h_e/20	306/20 =15,3	Condition vérifiée
		1/4 < b/h < 4	b/h = 1	Condition vérifiée
1er 2ème	[45x45]	min (b,h) ≥ 25	Min (b,h) = 45	Condition vérifiée
		min (b,h) ≥ h_e/20	306/20 =15,3	Condition vérifiée
		1/4 < b/h < 4	b/h = 1	Condition vérifiée
RDC	[45x45]	min (b,h) ≥ 25	Min (b,h) = 45	Condition vérifiée
		min (b,h) ≥ h_e/20	408/20 =20,4	Condition vérifiée
		1/4 < b/h < 4	b/h = 1	Condition vérifiée

- **Vérification de la résistance des poteaux au flambement**

Le flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure élastique qui pour échapper à une charge importante exploite un mode de déformation non sollicité, opposant moins de raideur à la charge.

L'instabilité dépend de :

- La langueur du flambement

- La section (caractéristique géométrique)
- La nature des appuis

Pour qu'il n'y ait pas de flambement, il faut que l'élancement λ soit ≤ 50 (BAEL99/Art.b.8.4.1) :

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

λ : élancement du poteau

L_f : longueur de flambement : $(L_f = 0.7\ L_0)$

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

I : moment d'inertie du poteau : $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}\ \ et\ \ I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$

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

L_0 : longueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12(bh)}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{b}$$

Vérification :

Tableau II.13 : vérification du flambement des poteaux

Niveaux	(b x h) (cm^2)	I (cm^4)	S (cm^2)	i (cm)	L_0 (cm)	L_f (cm)	λ	Condition
9	(35x35)	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.20	Condition vérifiée
8	(35x35)	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.20	Condition vérifiée
7	(35x35)	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.20	Condition vérifiée
6	(35x35)	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.20	Condition vérifiée
5	(40x40)	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.55	Condition vérifiée
4	(40x40)	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.55	Condition vérifiée
3	(40x40)	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.55	Condition vérifiée
2	(45x45)	341718.75	2025	12.99	306	214.2	16.49	Condition vérifiée
1	(45x45)	341718.75	2025	12.99	306	214.2	16.49	Condition vérifiée
RDC	(45x45)	341718.75	2025	12.99	408	285.6	21,99	Condition vérifiée

II.9. Conclusion

Après avoir fait ces calculs en respectant les différents règlements, on a opté pour le prés-dimensionnement des éléments de la structure comme suit :

Tableau II.14 : Résultats final

Eléments	Dimension (cm)	
Plancher	16+4	
Voiles	e =20	
Poutres principales	b =30 h=40	
Poutres secondaires	b=30 h=35	
Poteaux	8^{eme} et 9^{eme} étages	(35x35)
	6^{eme} et 7^{eme} étages	(35x35)
	3^{eme} 4^{eme} 5^{eme} étages	(40x40)
	RDC 1^{er} 2^{eme} étages	(45x45)

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans le chapitre suivent.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Dans ce chapitre nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et les voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

III.2. L'acrotère

C'est un élément destiné à assurer la sécurité totale de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent.

La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Son ferraillage se calcule pour une bande de 1ml en flexion composé à l'ELU et à l'ELS sous l'effet de

- L'effort normal N_G du à son poids propre G
- Surcharge horizontal Q due à la main courante estimée à 1 KN/ml non pondérée
- Provoquant un moment de flexion M_Q
- Vérification à l'effort sismique

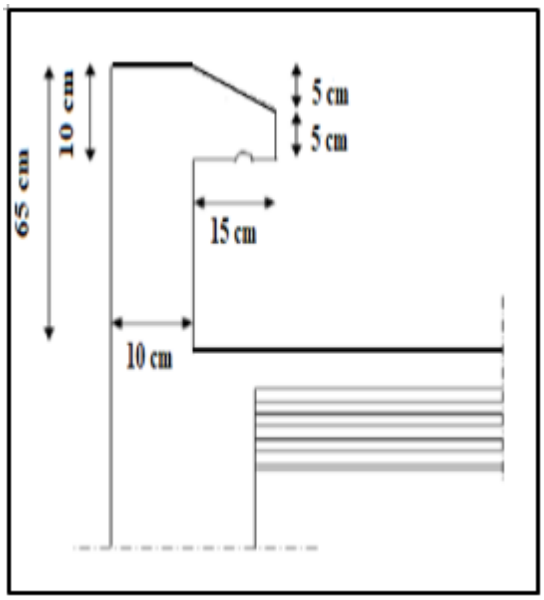


Figure III.1 : coupe verticale de l'acrotère

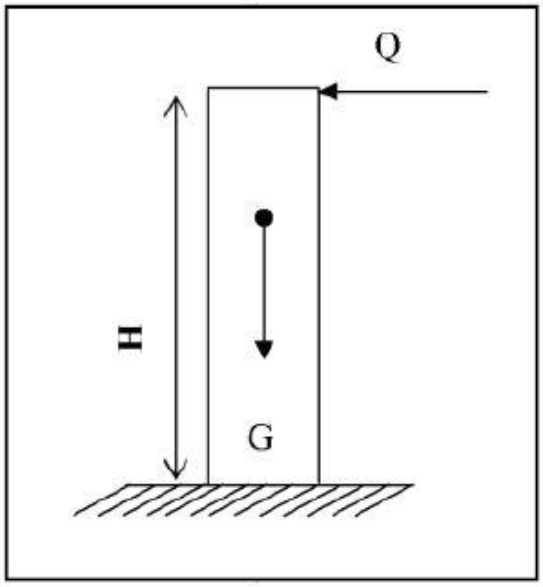


Figure III.2 : schéma statique

III.2.1. Détermination des sollicitations

- **L'effort normal dû au poids propres**

$N = G_{ac} \times 1 = s \times \rho \times 1m$

Avec :

ρ: masse volumique de béton ($\rho = 25\ KN/m^3$)

s : section transversal

$$s = (0.05 \times 0.15) + (0.65 \times 0.1) + \frac{0.05 \times 0.15}{2} = 0.07625\ m^2$$

D'où :

$G_{ac} = \rho \times s = 25 \times 0.07625 = 1.906 KN/m^2$

$N = 1.906\ KN/m$

- **L'effort tranchant**

$T = Q_{ac} \times 1m$ avec $Q_{ac} = 1KN$

$T = 1 \times 1m = 1KN/m$

$T = Q = 1KN/m$

- **Moment de renversement M dû à l'effort tranchant**

$$M = Q_{ac} \times H \times 1m$$

$$M = 1 \times 0.65 \times 1 = 0.65$$

$$M = 0.65 \text{ KN.m}$$

- **Diagramme des efforts interne (M, N, T)**

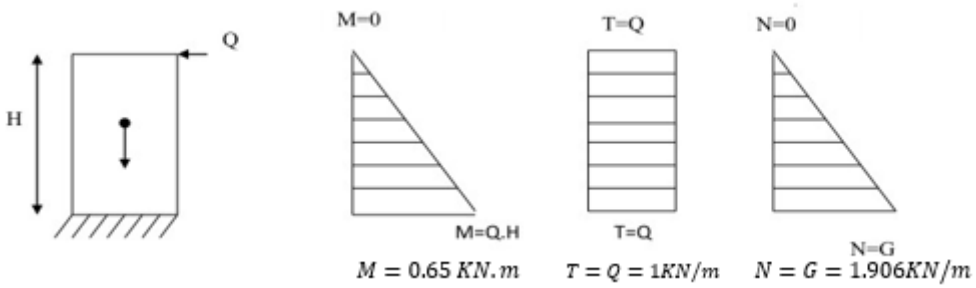


Figure III.3 : diagramme des efforts internes

III.2.2. Combinaisons des charges selon (BAEL modifié99, Art A.3.3.21 et Art3.3.3)

- **Effort normal de compression dû à G**

ELU : $N_u = 1{,}35G = 1{,}35 \times 1{,}906 = 2{,}5731 \text{KN/m}$

ELS : $N_s = N_G = 1{,}906 \text{KN/m}$

- **Effort tranchant dû à Q**

ELU : $T_u = 1{,}5Q = 1{,}5 \times 1 = 1{,}5 \text{KN}$

ELS : $T_s = Q = 1 \text{KN}$

- **Moment de flexion**

ELU : $M_u = 1{,}5M = 1{,}5 \times 0{,}65 = 0{,}98 \text{KN.m}$

ELS : $M_s = M = 0{,}65 KN.m$

III.2.3. Ferraillage de l'acrotère

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire, on utilise le calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles «A». Le calcul se fera à L'ELU puis nous allons faire les vérifications à L'ELS.

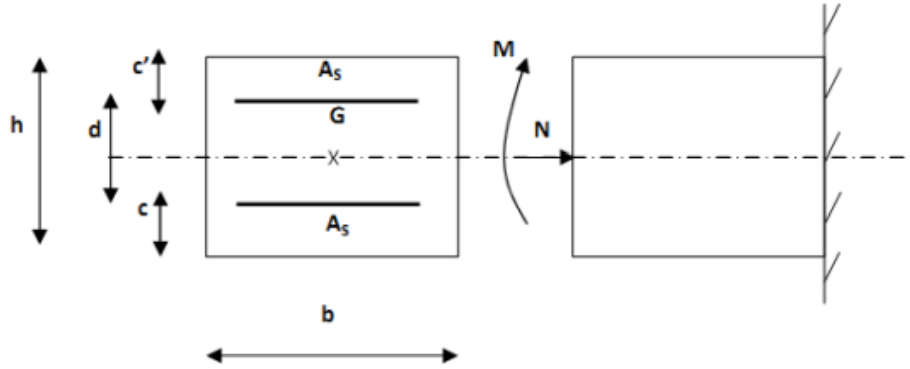


Figure III.4 : La section de l'acrotère

Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Avec :

h : épaisseur de la section = 10 cm

b : largeur de la section = 100cm

c : enrobage($c = c' = 3cm$)

d : hauteur utile avec : $d = h - c = 10 - 3 = 7cm$

Mf : moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

III.2.4. Calcul à l'ELU

- **Calcul de l'excentricité**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,98}{2,5731} = 0,38m \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \frac{0,1}{2} - 0,03 = 0,02m$

Donc : $e_u = 0,38m > \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \frac{0,1}{2} - 0,03 = 0,02m$

$e_u > (\frac{h}{c} - c')$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée **SPC**.

- **Calcul en flexion simple**

- **Moment fictif**

$M_F = N_u \times g$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$: distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures.

$g = 38 + 2 = 40cm$

$M_F = N_u \times e_u + \frac{h}{2} - c = 2{,}5731 \times 0{,}40 = 1{,}029KN.m$

- **Calcul du moment réduit**

On a :

$f_{c28} = 25MPa$; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1{,}5(situation\ courante)$; $\mu_l = 0{,}392$

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

$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1{,}029 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14{,}2} = 0{,}015$

$\mu_b = 0{,}015 < 0{,}392$ $\rightarrow$ Donc la section est simplement armée (SSA)

$\mu_b = 0{,}015 \rightarrow \beta = 0{,}9925$ (Par interpolation)

- **Calcul des armatures fictives**

On a : $\gamma_s = 1{,}15$

$A_f = \frac{M_f}{d \times \beta \times \sigma_{st}}$

Avec :

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

σ_{st} :la contrainte limite d'élasticité de l'acier

$A_f = \frac{1{,}029 \times 10^3}{7 \times 0{,}9925 \times 348} = 0{,}426cm^2$

$A_f = 0{,}426cm^2$

- **Calcul en flexion composée**

- **La section des armatures réelles**

$$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0{,}426 - \frac{2{,}5731 \times 10^2}{348} = 0{,}313 cm^2$$

$$A_{str} = 0{,}313 cm^2$$

$$A_{sc} = 0$$

III.2.5. Vérification à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL91)**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite. $A_{str} \geq A_{min}$

Avec :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d f_{t28}}{f_e} = \frac{(es - 0{,}455d)}{(es - 0{,}185d)}$$

$$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times 25 = 2{,}1 MPa$$

$$es = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0{,}65}{1{,}906} = 0{,}34m = 34cm$$

$$A_{min} = 0{,}23 \times 100 \times 7 \times \frac{2{,}1(34 - 0{,}455 \times 7)}{400 \times (34 - 0{,}185 \times 7)} = 0{,}796 cm^2$$

$$A_{str} = 0{,}313 cm^2$$

$$A_{min} = 0{,}796 cm^2$$

Donc le ferraillage se fera avec la section minimale :$A_s = A_{min} = 0{,}796 cm^2$

On adoptera :$\mathbf{A_s = 4HA8 = 2{,}01 cm^2}$

Avec un espacement : $S_t \leq \frac{100}{4} \rightarrow S_t = 25 cm$

- **Armature de répartition**

$A_r = \frac{A_e}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50cm^2$

Soit : $\mathbf{A_r = 4HA8 = 2,01cm^2}$

Avec un espacement $S_t = 25cm$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91/Art A.5.1)**

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

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

$\overline{\tau_u} = \min\left\{0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$

Avec :

τu: contrainte de cisaillement

Vu : effort tranchant.

$\tau_u = \frac{1,5\times10}{7\times100} = 0,0214KN/cm^2$

$\overline{\tau_u} = \min\left\{0,15\frac{25}{1,5}; 4Mpa\right\} = \min\{2,5\ ; 4MPa\} = 2,5MPa$

$\Rightarrow \tau_u = 0,0214MPa < \overline{\tau_u} = 2,5MPa$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement, le béton peut reprendre l'effort de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Vérification de l'encrage des barres (BAEL91/Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ $\quad avec: \quad$ $\overline{\tau_{se}} = \psi s \times f_{t28}$

$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$

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

Avec :

τ_{se} : contrainte d'adhérence

$\overline{\tau_{se}}$: contrainte limite d'adhérence

Ψ_s : Coefficient de scellement droit

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barres

$f_{t28} = 2{,}1MPa$

$\begin{cases} \psi_s = 1{,}5 \text{ pour les aciers haute adhérence} \\ \psi_s = 1 \text{ pour lrs ronds lisses} \end{cases}$

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3{,}14 \times 0{,}8 = 10{,}048\text{cm}$

Donc : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9d\sum U_i} = \frac{1{,}5\times10^3}{0{,}9\times70\times100{,}48} = 0{,}236\text{MPa}$

$\Rightarrow \tau_{se} = 0{,}236\text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{ MPa}$

La condition est vérifiée il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

- **Espacement des barres (Art A.4.5.33/BAEL91 modifié 99)**

  Armature principale : $S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = 30\text{cm}$

  Soit : $S_t = 25\text{cm}$ $\rightarrow$ Condition vérifiée

  Armatures de répartitions : $S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$

  Soit : $S_t = 25\text{cm}$ $\rightarrow$ Condition vérifiée

- **Ancrages des barres verticales (Art6.1.2/BAEL91 modifié99)**

  La longueur de scellement droit est :

  $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\overline{\tau_s}}$

  Avec : $\overline{\tau_s} = 0{,}6\psi_s^2 f_{t28}$ $\rightarrow$ $\overline{\tau_s} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\text{MPa}$

  $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\overline{\tau_s}} = \frac{0{,}8\times400}{4\times2{,}835} = 282{,}19mm$

  Soit : $l_s = 30mm$

III.2.6. Vérification à l'ELS

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est prise comme étant préjudiciable.

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

- **Contrainte dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc : $\overline{\sigma}_{st} = \min\{\frac{2}{3} f_e ; \max(\frac{1}{2} f_e , 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\}$

Avec :

η : coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence.

$\eta = 1{,}6$ Pour les aciers à haute adhérence

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses

On a : : $\overline{\sigma}_{st} = \min\{\frac{2}{3} 400 ; \max(\frac{1}{2} 400 , 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1})\}$

$\overline{\sigma}_{st} = \min\{266{,}66; \max(200 ; 201{,}63)\}$

Donc : $\overline{\sigma}_{st} = 201{,}63 \text{MPa}$

- **Calcul de σ_s :**

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$ Avec : $A_s = 2{,}01 \text{cm}$

- **Calcul de β :**

On a : $\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2{,}01}{100 \times 7} = 0{,}29 \rightarrow \beta_1 = 0{,}914 \rightarrow k = 43{,}14$

Donc : $\sigma_s = \frac{650}{0{,}914 \times 7 \times 2{,}01} = 50{,}54 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 50{,}54 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \sigma_s = 50{,}54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201{,}63 \text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

On a : $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa$

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{50{,}54}{43{,}14} = 1{,}17\ MPa$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1{,}17\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA99/version 2003)**

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

$Fp = 4. \times A \times Cp \times Wp \leq Q$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone **(RPA 99 version 2003 Art 4.2.3).**

La classification du **(RPA 99 modifie)** de notre ouvrage selon son importance (Art : 3.2) Comme ouvrage courants ou d'importance moyenne (groupe 2) Zone (IIa) groupe 2 du tableau (4.1) **A=0.15.**

$\mathbf{W_p}$: Poids de l'acrotère $\mathbf{W_p = G = 1{,}906KN/ml}$

$\mathbf{C_p}$: Facteur de force horizontal **(Tableau 6.1 RPA 99 version 2003 Art 6.2.3)** :$\mathbf{C_p = 0{,}8}$

D'où :

$F_p = 4 \times 0{,}15 \times 0{,}8 \times 1{,}906 = 0{,}915KN/ml$

$\Rightarrow F_p = 0{,}915KN/ml < Q = 1KN/ml \rightarrow$ Condition vérifiée

III.2.7. Conclusion

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal Q=1KN/ml supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera le ferraillage de l'acrotère suivant :

Armatures principales : A_p = **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **25 cm**

Armatures de répartition : A_r= **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **25 cm**

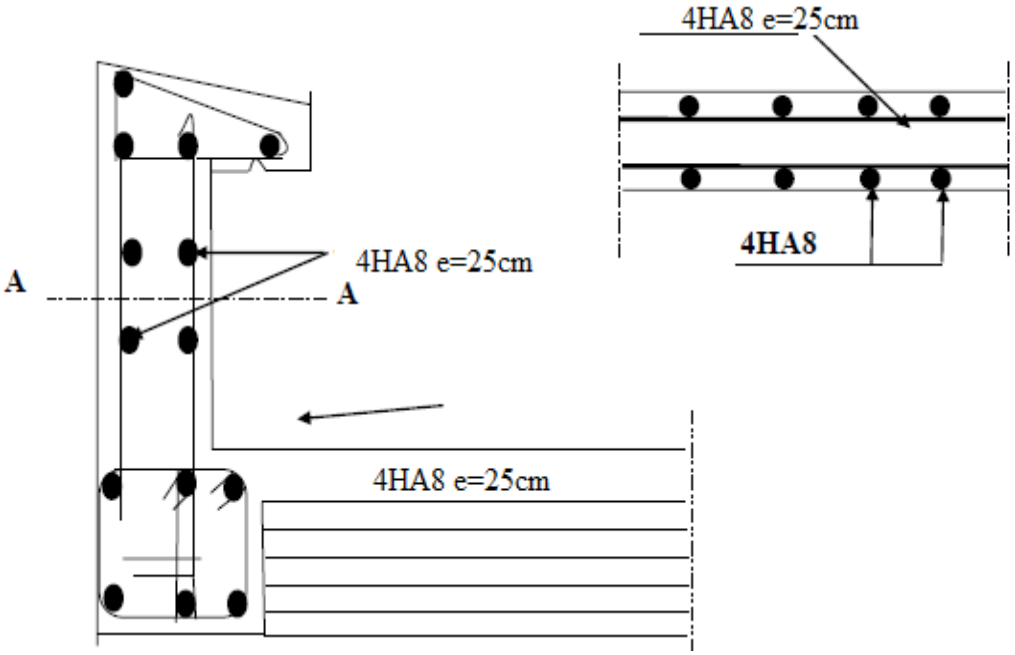


Figure III.5 : Coupe verticale de ferraillage de l'acrotère

III.3. Les balcons

Le balcon est l'un des éléments porteurs d'une structure ; fabriqué en dalle pleine suite à la dalle planchée.

Ce dernier travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive et libre de l'autre extrémité, donc le calcul se fait à la flexion simple soumis à son poids propre, au poids de revêtements et au poids de garde-corps. Le calcul se fait pour une bande de 1m.

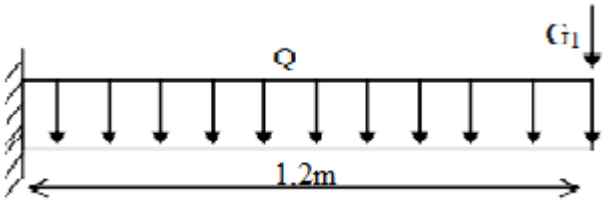


Figure III.6 : Schéma statique d'un balcon

III.3.1. Dimensionnement du balcon

Du 2ème chapitre (pré dimensionnement des éléments) on a : $\mathbf{e_p = 15cm}$

- **Charges permanentes :**

Tableau III.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids (garde-corps)

N	Désignation	Epaisseur	poids volumique (KN/m³)	G (KN/m2)
1	Brique	0,1	9	0,9
2	Enduit de ciment	0,02 x 2	18	0,72
			Gtotal	1,62

On a **: Charge permanente** : $G = 5{,}14 KN/m^2$

Charge concentrée : $G = 1{,}62 KN/m^2$

- **Surcharge d'exploitation**

Elle est donnée par le DTR BC.22 : $Q = 3{,}5\ kN / m^2$

Surcharge revenant au balcon : $Q = 3{,}5 \times 1.2 = 4.2\ KN/ml.$

- **Combinaison de charge**

Nous considérons une bande d'1m de largeur.

- **A l'ELU :**

La dalle :

$$q_u = (1{,}35G + 1{,}5Q) \times 1.2 = (1{,}35 \times 5{,}14 + 1{,}5 \times 4{,}2)$$

$$q_u = 12{,}19KN/ml$$

Le garde-corps :

$$g_u = 1{,}35 \times G = 1{,}35 \times 1{,}62$$

$$g_u = 2{,}19KN/ml$$

- **A l'ELS :**

La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1.2 = (5{,}14 + 3{,}5) \times 1.2$$

$$q_s = 8{,}64KN/ml$$

Le garde-corps

$$g_s = G \times 1.2 = 1{,}62 \times 1.2$$

$$g_s = 1{,}95KN/ml$$

- **Calcul des moments**

- **A l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + g_u \times l = \frac{12{,}19 \times 1.2^2}{2} + 2{,}19 \times 1$$

$$M_u = 8{,}29KN.m$$

- **A l'ELS :**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8{,}64 \times 1.2^2}{2} + 1{,}62 \times 1$$

$$M_s = 5{,}94 KN.m$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

- **A l'ELU :**

$$V_u = (q_u \times l) + g_u = (12{,}19 \times 1.2) + 2{,}19$$

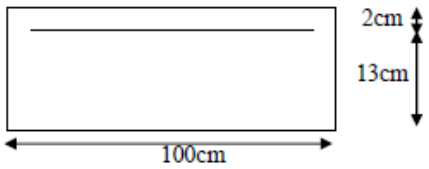
$$V_u = 14{,}38 KN$$

- **A l'ELS :**

$$V_s = (q_s \times l) + g_s = (8{,}64 \times 1.2) + 1{,}62$$

$$V_s = 10{,}26 KN$$

III.3.2. Ferraillage



Avec :

h = épaisseur de la section ($h = 15cm$)

b = largeur de la section ($b = 100$ cm)

c = enrobage ($c = c' = 2$ cm)

d = hauteur utile ($\mathbf{d = h - c = 15 - 2 = 13}$ **cm**)

- **Les armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8{,}29 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}004$$

$\mu = 0{,}004 < \mu_l = 0{,}392$ $\rightarrow$ Donc la section est simplement armée (SSA)

$$\mu = 0{,}004 \rightarrow \boldsymbol{\beta = 0,998}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times d \times \beta} = \frac{8{,}29 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0{,}998} = 1{,}83 cm^2$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{A_{st} = 4HA10 = 2,36cm^2}$

Avec : un espacement de $\boldsymbol{S_t = \frac{100}{4} = 25cm}$

- **<u>Les armatures de répartition</u>**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2{,}36}{4} = 0{,}59 cm^2$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{A_{st} = 4HA8}$

Avec : un espacement de $\boldsymbol{S_t = 25cm}$

III.3.3. Vérification à l'ELU

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

On doit vérifier que $A_{min} \leq A_{st}$

Avec :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Et :

$$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times 25 = 2{,}1 MPa$$

On a

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 13 \times 2{,}1}{400} = 1{,}57 cm^2$$

Donc :

$$A_{min} = 1{,}57 cm^2 < A_{st} = 2{,}36 cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'entrainement des armatures (Art 1.3/BAEL91)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec :

$$\sum U_i = \pi \times n \times \emptyset = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048cm = 100,48mm$$

$$\psi_s = 1,5$$

Et :

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

On a :

$$\tau_{se} = \frac{14,38 \times 10^3}{0,9 \times 13 \times 10 \times 100,48} = 1,22\text{MPa}$$

Donc :

$$\tau_{se} = 1,22\text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15\text{MPa} \quad \rightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = \min\{2,5 ; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

On a :

$$\tau_u = \frac{14,38 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,11\text{MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0,11\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5\text{MPa}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement, le béton peut reprendre l'effort de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Vérification de l'écartement des barres**

Armature principale : $S_t \leq \min\{3h; 33cm\} = 30cm$

Soit : $S_t = 25cm$ → Condition vérifiée

Armatures de répartitions : $S_t \leq \min\{4h; 45cm\} = 40cm$

Soit : $S_t = 25cm$ → Condition vérifiée

III.3.4. Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes dans les aciers**

Il faut vérifier que $\sigma_s \leq \bar{\sigma_s}$

On a :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,36}{100 \times 13} = 0,18 \qquad \rightarrow \beta_1 = 0.930 \; ; \; k_1 = 56,43$$

Et :

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5,94 \times 10^3}{0,930 \times 13 \times 2,36} = 208,18MPa$$

Donc :

$$\sigma_s = 208,18MPa \leq \overline{\sigma_s} = 348MPa \qquad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton**

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bs}}$

On a : $\overline{\sigma_{bs}} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

Et : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{213,62}{56,43} = 3,79MPa$

Donc : $\sigma_b = 3,79MPa \leq \overline{\sigma_{bs}} = 15MPa$ → Condition vérifiée

- **Vérification de l'état limite de déformation**

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{120} = 0{,}125 > \frac{1}{16} = 0.0625$ → Condition vérifiée

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{120} = 0{,}125 > \frac{5{,}94}{10\times5{,}94} = 0.1$ → Condition vérifiée

$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \rightarrow \frac{2{,}36}{100\times13} = 0{,}002 < \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$ → Condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Armature principal : **4HA10** avec un espacement **St = 25 cm**.
- Armature de répartition : **4HA8** avec un espacement **St = 25 cm.**

III.4. L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité, conçu pour résister aux charges et aux contraintes imposées par son fonctionnement ainsi que par les secousses sismiques éventuelles.

Sa conception doit être conforme aux normes et aux exigences en vigueur.

III.4.1. Caractéristique

- La surface de la machine est de :$\mathbf{1,55 \times 1,30 = 2,015 m^2}$
- La surface de la cabine est de : $\mathbf{1,25 \times 1,15 = 1,42 m^2}$
- La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de :$\mathbf{P = 90KN}$
- On a :$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1{,}19 > 0{,}4$ donc le panneau travail dans les deux sens

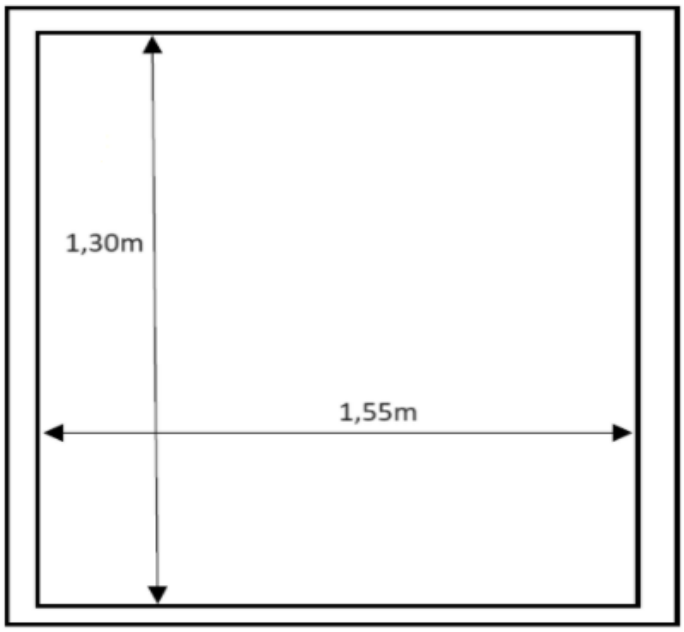


Figure III.7 : caractéristique de la dalle pleine

III.4.2. Dimensionnement de la dalle

- **Epaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{l_x}{30} = \frac{155}{30} = 5{,}17cm$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12cm$, on optera pour une hauteur $\mathbf{h_t = 15cm}$

- **Principe de calcul**

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge.

$$M_{x1} = P(M1 + \vartheta M2)$$

$$M_{y1} = P(\vartheta M1 + M2)$$

Avec :

Mx1 et My1 : moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée P, ils sont donnés par les abaques en fonction **ρ** et des rapports $\frac{U}{l_x}, \frac{U}{l_y}$

ϑ : Coefficient de poisson {$\vartheta = 0$ (L'ELU), $\vartheta = 0.2$ (L'ELS)

P : intensité de la charge concentrée { $U_0 = 80cm$; $V_0 = 80cm$}

U et V : cotées du rectangle sur lequel agit la charge P compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

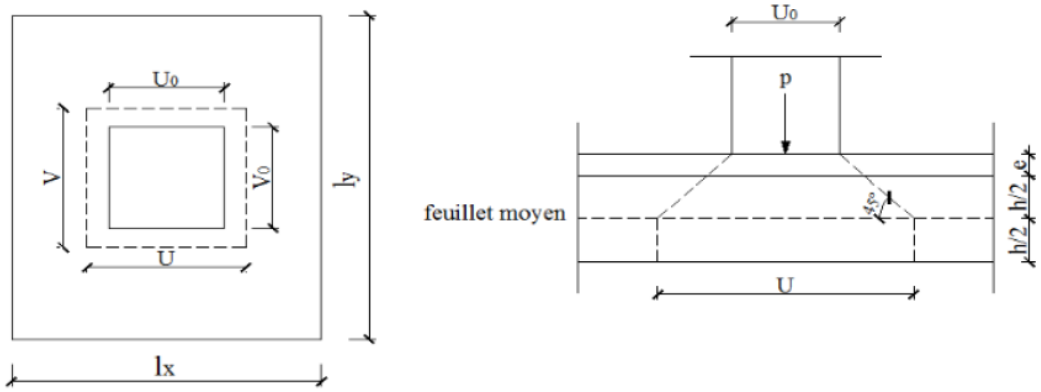


Figure III.8 : caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine

- **Calcul de U et V**

$$U = U_0 + 2\left(\xi \times e + \frac{h_t}{2}\right) = U_0 + 2e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\left(\xi \times e + \frac{h_t}{2}\right) = V_0 + 2e + h_t$$

Avec :

h_t : épaisseur de la dalle : h_t=15 cm

e **:** épaisseur du revêtement : e = 5 cm

ξ : Coefficient de revêtement : ξ= 1 (car le revêtement est aussi solide que le béton).

On a donc :

$$U = 0{,}80 + 2 \times 0{,}05 + 0{,}15 = 1{,}05\text{m}$$

$$V = 0{,}80 + 2 \times 0{,}05 + 0{,}15 = 1{,}05\text{m}$$

- **Détermination des sollicitations**

Avec :

Poids propre de la salle $G = 0{,}15 \times 25 \times 1 = 3{,}75$ KN/ ml (bande de 1m de largeur)

La surcharge $Q = 1$KN/ ml.

- **À l'ELU :**

$$P_u = 1{,}35P = 1{,}35 \times 90 = \mathbf{121{,}5KN/ml}$$

$$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35 \times 3{,}75 + 1{,}5 \times 1 = \mathbf{6{,}56KN/ml}$$

- **À l'ELS :**

$$P_s = P = \mathbf{90\ KN}$$

$$q_s = G + Q = 3{,}75 + 1 = \mathbf{4{,}75\ KN}$$

- **Calcul des sollicitations**

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le BAEL 91 modifié 99[4].

Soit Lx, Ly distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.8$ → le panneau de dalle travail dans les deux sens

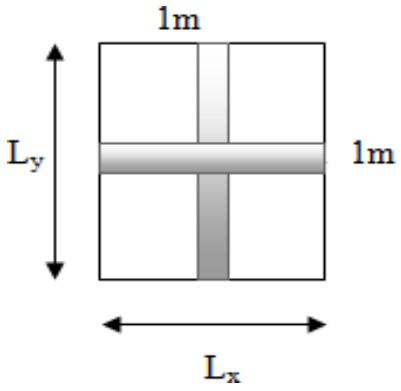


Figure III.9 : Schéma de dalle travail dans les 2 sens

- **Calcul des moments dû au poids propre de la dalle**

$$U_{lx} = \frac{U}{l_x} = \frac{105}{130} = 0{,}8$$

$$U_{ly} = \frac{U}{l_y} = \frac{105}{155} = 0{,}7$$

D'après les tables de PIGEAUD on a $\mathbf{M_1 = 0,069}$; $\mathbf{M_2 = 0,045}$

Donc :

$$M_{x1} = P_u(M1 + \vartheta M2) = 121{,}5 \times (0{,}069 + 0) = 8.38KN.m$$

$$M_{y1} = P_u(\vartheta M1 + M2) = 121{,}5 \times (0{,}045 + 0) = 5.47KN.m$$

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions, Donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du (BAEL91 modifié99)

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec :

M_{x2} : Le moment fléchissant dans le sens de Lx.

M_{y2} : Le moment fléchissant dans le sens de Ly.

U_x et U_y : Coefficient donnés en fonction de ρ et ϑ.

On a :

$\frac{l_x}{l_y} \simeq 0.8$ Donc : $\mu_x = 0{,}056$ $\rightarrow M_{x2} = 0{,}056 \times 6{,}56 \times 1{,}30^2 = \mathbf{0,62\ KN.m}$

$\vartheta = 0$ $\mu_y = 0.595$ $\rightarrow M_{y2} = 0.595 \times 0{,}62 = \mathbf{0,37KN.m}$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.38 + 0.62 = 9\ KN.m$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} 5.47 + 0{,}37 = 5.84\ KN.m$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastrements de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leurs affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

Sens l_x :

En travée : $M_x^t = 0{,}85 \times 9 = 7.65\ KN.m$

Aux appuis : $M_x^a = -0{,}3 \times 9 = -2{,}7\ KN.m$

Sens l_y :

En travée : $M_y^t = 0{,}85 \times 5.84 = 4.96\ KN.m$

Aux appuis : $M_y^a = -0{,}3 \times 5.84 = -1.75\ KN.m$

III.4.3. Ferraillage à l'état limite ultime (ELU)

- **Détermination de la section des armatures**

- **Dans le sens de (X-X)**

En travée :

On a : $c = 2cm,\ b = 100cm,\quad d = h - c = 15 - 2 = 13cm,\quad M_x^t = 7.65\ KN.m$

$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.65 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = \mathbf{0,032} \rightarrow \mu_b < \mu_e = \mathbf{0,392}$ (Section simplement armée SSA)

$\mu_b = 0{,}027 \rightarrow$ par interpolation : $\boldsymbol{\beta = 0{,}9837}$

$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d\sigma_{st}} = \frac{7.65\times10^3}{0,9837\times13\times348} = \mathbf{1,72cm^2}$

Soit : 4HA10 → $A_{st} = \mathbf{3,14}\boldsymbol{cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 25cm.}$

Aux appuis :

On a : $M_x^a = -2,7$ KN. m

$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.7\times10^3}{100\times13^2\times14,2} = \mathbf{0,01} \rightarrow \mu_b < \mu_e = \mathbf{0,392}$ (Section simplement armée SSA)

$\mu_b = 0,027 \rightarrow$ du tableau on a : $\boldsymbol{\beta = 0,995}$

$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d\sigma_{st}} = \frac{2,7\times10^3}{0,995\times13\times348} = \mathbf{0,60cm^2}$

Soit : 4HA10 → $A_{st} = \mathbf{3,14cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 25cm.}$

- **<u>Dans le sens de (Y-Y)</u>**

En travée :

On a : $M_y^t = 4.96KN.m$

$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.96\times10^3}{100\times13^2\times14,2} = \mathbf{0,021} \rightarrow \mu_b < \mu_e = \mathbf{0,392}$ (Section simplement armée SSA)

$\mu_b = 0,027 \rightarrow$ par interpolation : $\boldsymbol{\beta = 0,9894}$

$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d\sigma_{st}} = \frac{4.96\times10^3}{0,9894\times13\times348} = \mathbf{1,11cm^2}$

Soit : 4HA10 → $A_{st} = \mathbf{3,14}\boldsymbol{cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 25cm.}$

Aux appuis :

On a : $M_y^a = -1.75\ KN.m$

$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.75\times10^3}{100\times13^2\times14,2} = \mathbf{0,01} \rightarrow \mu_b < \mu_e = \mathbf{0,392}$ (Section simplement armée SSA)

$\mu_b = 0,01 \rightarrow$ du tableau on a : $\boldsymbol{\beta = 0,995}$

$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d\sigma_{st}} = \frac{1.75 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = \mathbf{0,39cm^2}$

Soit : 4HA10 $\rightarrow A_{st} = \mathbf{3,14}\boldsymbol{cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 25cm.}$

- **Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2}(3 - \frac{l_x}{l_y})$ Avec : $\rho_{o\,:\,taux}$ d'armatures dans chaque direction

$\rho_0 = 0,8‰$ → Pour les HA, feE400 et feE500

$A_{st} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2}(3 - \frac{130}{155}) = \mathbf{1,297cm^2} < \mathbf{3,14cm^2}$ → **Condition vérifiée**

- **Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :**

L'écartement des armatures dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm

$St = 25cm \leq (2h = 30cm\,;\,25cm)$ → **Condition vérifiée.**

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$St = 25cm \leq (3h = 45cm\,;\,33cm)$ → **Condition vérifiée**

- **Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)**

$$\boldsymbol{P \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

Avec :

P : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1,05) = \mathbf{4,2m}$

On a donc :

$$P = 90 \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5\ KN/m$$

$90\ \mathbf{KN/m} < 472,5\ \mathbf{KN/m}$ → Condition vérifiée

- **Vérification des contraintes tangentielles**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

Sens x-x : Tmax $= V_u = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{90}{2\times1,05+1,05} = 28,57$KN

Sens y-y : $Tmax = V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{90}{3\times1,05} = 28,57KN$

Ainsi on aura :$\tau = \frac{V_{max}}{b\times d} = \frac{28,57\times10^3}{1000\times13,5} = 0,21MPa$

Et : $\overline{\tau_u} = min(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28};\ 5MPa) = (3,33\ MPa;\ 5MPa) = 3,33\ MPa$

On remarque que : $\tau_u = 0,21MPa < \overline{\tau_u} = 3,33\ MPa$ → **Condition vérifiée**

- **Diamètre minimale des barres**

Il faut vérifier que **:** Φmax $\leq \frac{h_0}{10}$

Φmax $\leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15mm$

Donc :Φmax $= 8$mm < 15mm → **Condition vérifiée**

III.4.4. Vérification à l'état limite de service (ELS)

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle**

- **Evaluation des moments Mx1 et My1 dus au système de levage**

$$M_{x1} = P_s\ (M1 + \vartheta M2) = 90\ (0.059 + 0,2\ \times\ 0.057)\ = 6,34\ KN.m$$

$$M_{y1} = P_s(M2 + \vartheta M1)\ = 90\ (0.057 + 0,2 \times\ 0.059) = 6,19\ KN.m$$

- **Evaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :**

On a:

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Et :

$\frac{l_x}{l_y} \simeq 0.8$ Donc : $\mu_x = 0{,}063$ $\rightarrow M_{x2} = 0{,}063 \times 4{,}75 \times 1{,}30^2 = \mathbf{0,51\ KN.m}$

$\vartheta = 0{,}2$ $\mu_y = 0.71$ $\rightarrow M_{y2} = 0.75 \times 0{,}51 = \mathbf{0,36KN.m}$

- **<u>Superposition des moments agissant au centre du panneau</u>**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6{,}34 + 0{,}51 = 6{,}85 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6{,}19 + 0{,}36 = 6{,}55 \text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastrements de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leurs affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

Sens l_x :

En travée : $M_x^t = 0{,}85 \times 6{,}85 = 5{,}82 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_x^a = -0{,}3 \times 6{,}85 = -2{,}06 \text{ KN.m}$

Sens l_y :

En travée : $M_y^t = 0{,}85 \times 6{,}55 = 5{,}57 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_y^a = -0{,}3 \times 6{,}55 = -1{,}97 \text{ KN.m}$

- **Ferraillage de la dalle**

- **Selon le sens de X-X**

En travée :

On a : $M_x^t = 5{,}82$ KN. m

$\mu_s = \frac{M_x^t}{bd^2\overline{\tau_{st}}} = \frac{5{,}82\times10^3}{100\times13^2\times400} = \mathbf{0,00087} \rightarrow \mu_s < \mu_e = \mathbf{0,392}$ (Section simplement armée SSA)

$\mu_b = 0{,}00087 \rightarrow$ du tableau on a : $\boldsymbol{\beta = 0,949}$

$A_{st} = \frac{5{,}81\times10^3}{0{,}949\times13\times400} = \mathbf{1,18cm^2}$

Soit : 4HA10 $\rightarrow A_{st} = \mathbf{3,14cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 25cm.}$

Aux appuis :

On a : $M_y^a = -2{,}06$ KN. m

$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2\overline{\tau_{st}}} = \frac{2{,}06\times10^3}{100\times13^2\times400} = \mathbf{0,0003} \rightarrow \mu_b < \mu_e = \mathbf{0,392}$ (Section simplement armée SSA)

$\mu_b = 0{,}0003 \rightarrow$ du tableau on a : $\boldsymbol{\beta = 0,969}$

$A_{st} = \frac{2{,}05\times10^3}{0{,}969\times13\times400} = \mathbf{0,41cm^2}$

Soit : 4HA10 $\rightarrow A_{st} = \mathbf{3,14}\boldsymbol{cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 25cm.}$

- **Selon le sens de Y-Y**

En travée :

On a : $M_y^t = 5{,}57\ KN.m$

$\mu_s = \frac{M_y^t}{bd^2\overline{\tau_{st}}} = \frac{5{,}57\times10^3}{100\times13^2\times400} = \mathbf{0,00084} \rightarrow \mu_s < \mu_e = \mathbf{0,392}$ (Section simplement armée SSA)

$\mu_b = 0{,}00084 \rightarrow$ du tableau on a : $\boldsymbol{\beta = 0,950}$

$A_{st} = \frac{5{,}69\times10^3}{0{,}950\times13\times400} = \mathbf{1,15cm^2}$

Soit : 4HA10 $\rightarrow A_{st} = \mathbf{3,14}\boldsymbol{cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 25cm.}$

Aux appuis :

On a : $M_y^a = -2{,}01\ KN.m$

$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2\overline{\tau_{st}}} = \frac{1.97\times10^3}{100\times13^2\times400} = \mathbf{0,00029} \rightarrow \mu_b < \mu_e = \mathbf{0,392}$ (Section simplement armée SSA)

$\mu_b = 0{,}00029 \rightarrow$ du tableau on a : $\boldsymbol{\beta = 0,970}$

$A_{st} = \frac{2{,}01\times10^3}{0{,}970\times13\times400} = \mathbf{0,40cm^2}$

Soit : 4HA10 $\rightarrow A_{st} = \mathbf{3,14}\boldsymbol{cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 25cm.}$

- **<u>Vérification des contraintes dans le béton et l'acier</u>**

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = min\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\}$

$\overline{\sigma_{st}} = \min\{(\frac{2}{3}) \times 400 , 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = \min\{266.67 , 201.63\} = 201.63$ MPa

- **<u>Selon le sens de X-X</u>**

En travée :

$\rho_1 = \frac{100\times A_s}{bd} = \frac{100\times3{,}14}{100\times13} = \mathbf{0,24}$ avec : $\mathbf{k_1 = 48,29}$, et : $\boldsymbol{\beta_1 = 0,921}$

$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1\times d\times A_s} = \frac{5{,}82\times10^6}{0{,}921\times130\times3{,}14\times100} = \mathbf{154,81\ MPA}$

$\sigma_{st} = \mathbf{154,81}$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} =$ 201.63 MPa → **Condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{\mathbf{154,81}}{48,29} = 3,21\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$ → **Condition vérifiée**

Aux appuis :

$\boldsymbol{\rho_1 = 0,24, \quad k_1 = 48,29, \quad \beta_1 = 0,921}$

$\sigma_{st} = \frac{M_x^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.75 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 100} = 46,55\text{MPa}$

$\sigma_{st} = 46,55\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} =$ 201.63 MPa → **Condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{\mathbf{46,55}}{48,29} = 0.96MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$ → **Condition vérifiée**

- **<u>Selon le sens Y-Y</u>**

En travée :

$\boldsymbol{\rho_1 = 0,24, \quad k_1 = 48,29, \quad \beta_1 = 0,921}$

$\sigma_{st} = \frac{M_y^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5,57 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 100} = \mathbf{148,16\ MPA}$

$\sigma_{st} = \mathbf{148,16}$ MPa $< \overline{\sigma_{st}} =$ 201.63 MPa → **Condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{\mathbf{148,16}}{48,29} = 3,07\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$

→ **Condition vérifiée**

Aux appuis :

$\boldsymbol{\rho_1 = 0,24, \quad k_1 = 48,29, \quad \beta_1 = 0,921}$

$\sigma_{st} = \frac{M_y^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.97 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 100} = 52,40\text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 52,40\text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} =$ 201.63 MPa → **Condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{\mathbf{52,4}}{48,29} = 1,09\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$ → **Condition vérifiée**

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

On a adopté le même ferraillage pour les travées et les appuis **4HA10 (3,14cm² /ml)**

Avec un espacement de **25cm**

III.5 Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

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

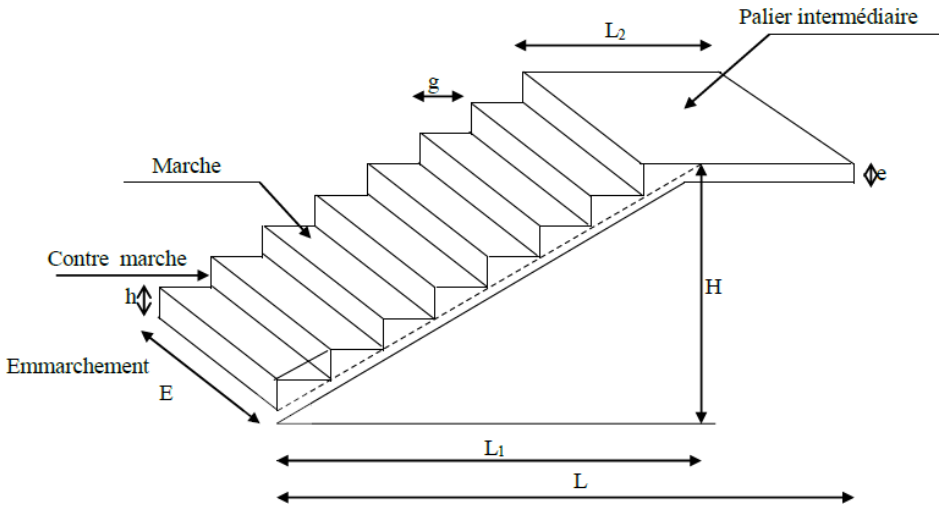


Figure III.10 : Schéma des escaliers droits

H : hauteur de volée.

h : hauteur des contres marches.

L1 : longueur projetée de la volée.

L2 : longueur du palier d'arrivée.

ep : épaisseur de la paillasse et du palier.

E : Emmarchement.

g : largeur des marches

III.5.1. Caractéristiques dimensionnelles

Marche : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $\mathbf{m = (n - 1)}$.

Contremarche : c'est la partie verticale entre deux marches ; l'intersection de la marche et la contremarche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contremarche.

n : Nombre de contre marches

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

h : c'est hauteur de la contremarche. La valeur de h varie généralement de 14 à 18 cm (17 cm en moyenne).

Giron (g) : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches $\mathbf{28cm \leq g \leq 36cm}$

La volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

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

L'emmarchement : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $\mathbf{L \geq 120\ cm}$ **ou** $\mathbf{L \geq 3g}$.

Le rapport ($\mathbf{r = \frac{h}{g}}$)

III.4.1 Pré dimensionnement de l'escalier

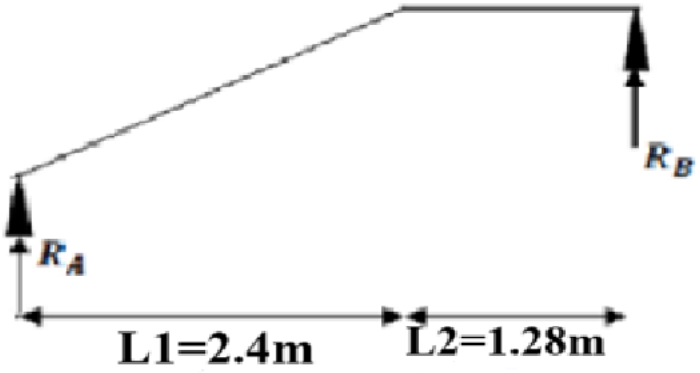


Figure III.11 : Schéma statique d'escalier.

Notre escalier comporte un palier et une volée. Les escaliers seront pré dimensionné suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur les plans d'architectures.

On prend en compte ce qui suit

h : est le plus courant $14cm \leq h \leq 18cm$

g :est le plus courant $28cm \leq g \leq 36cm$

On adopte : **h = 17cm**

g=30cm

Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches : $m = n - 1$

- **Nombre de contremarche**

Le nombre de contremarches est :

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ → Donc $n = 9$ contre-marches

- **Nombre de marches**

Le nombre de marches pris égal à $m = 9 - 1 = 8$ → Donc $m = 8$ marches

- **Vérification de la loi de BLONDEL**

$59\ \text{cm} \leq g + 2h \leq 66\ \text{cm}$

$59\ \text{cm} \leq 30 + 2x\ 17 = 64 \leq 66\text{cm}$ → Condition vérifiée

- **L'épaisseur de la paillasse et du palier**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

- **Paillasse**

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

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

Avec :

L_0 : portée entre appuis de l'escalier $L_0 = L' + L_1$

Angle d'inclinaison : $\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0{,}64$ → $\alpha = 32{,}62^\circ$

D'où :

$\cos \alpha = 0.842$

Et :

$$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{240}{0{,}842} = 285{,}04\ cm$$

Longueur réelle de la paillasse : $L_0 = 284{,}69 + 118 = \mathbf{403{,}04\ cm}$

Donc on a :

$$\frac{403{,}04}{30} \leq ep \leq \frac{403{,}04}{20} \rightarrow 13{,}43 \leq ep \leq 20{,}15$$

On prend :

$$\mathbf{ep = 18\ cm}$$

III.5.2. Détermination des charges et surcharges

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m)** d'emmarchement et une bande de (**1m)** de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

- **Les charges permanentes**

- **Le palier :**

Tableau III.2 : Charges permanentes palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids du palier	0,18	25	4,5
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente totale du palier G_{palier}			**6,02**

- **La volée :**

Tableau III.3 : Charges permanentes volée

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids des marches	$\frac{0,18}{2}$	25	2,25
Poids de la paillasse	$\frac{0,18}{\cos \alpha}$	25	5,35
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Poids du garde-corps	/	/	0,20
Charge permanente totale du palier G_{palier}			**9,32**

- **La charge concentrée :**

Tableau III.4 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
Enduit de ciment.	0,02	0,18	0,36
Briques creusent.	0,2	9	1,8
Lame d'aire.	0,05	/	/
Enduit plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale du mur exterieur G_{mur}			2,36

- **La surcharge d'exploitation**

Selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation on a :

Palier : $Q = 2.5\ KN/m^2$; **Volée :** $Q = 2.5\ KN/m^2$

Tableau III.5 : Combinaison des surcharges

Eléments	ELU 1.35G+1.5Q	ELS G+Q
Palier	11,88	8,52
Volée	16,33	11,82
Mur extérieur	3,19	2,36

- **Calcul à l'ELU**

- **Le schéma statique :**

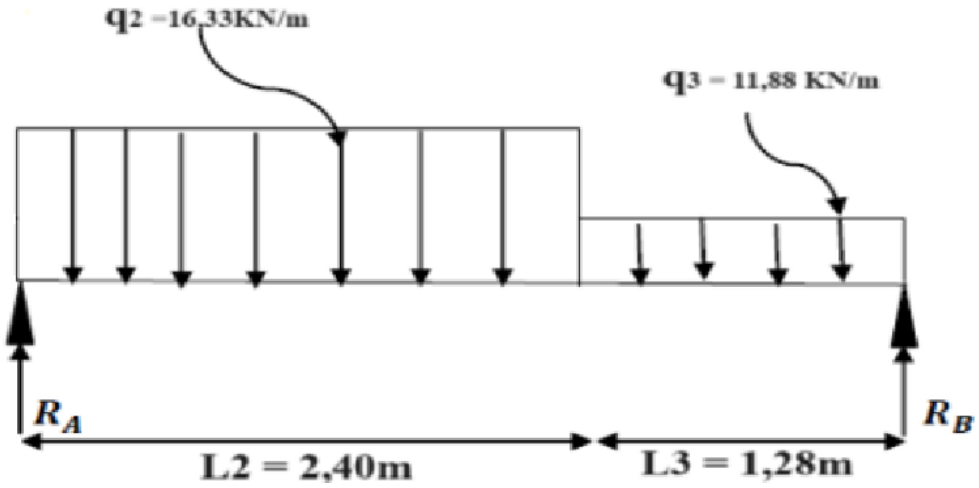


Diagramme III.1 : schéma statique d'escalier à l'ELU

- **Réaction d'appuis**

$\Sigma F/y = 0$

$R_A + R_B = (16{,}33 \times 2{,}4) + (11{,}88 \times 1{,}28) = 54{,}4\text{KN}$

$R_A + R_B = \mathbf{54,4KN}$

$\Sigma M/A = 0$

$(16{,}33 \times 2{,}4 \times 1{,}2) - (\boldsymbol{R_B} \times 3{,}68) + (11{,}88 \times 1{,}28 \times 3.04) = 0$

$\boldsymbol{R_B = 25,34\ KN}$

$\boldsymbol{R_A} = 54{,}4 - \text{RB} = 54{,}4 - 25{,}34 = \mathbf{29,06\ KN}$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant**

Tronçon 1 :0 m < x < 2,4 m :

$$T(x) = 29{,}06 - 16{,}33x$$

Pour :

x = 0 m → **T = 29,06 KN**

x = 2,4 m → **T = −10,13 KN**

$$M(x) = -16{,}33\left(\frac{x^2}{2}\right) + 29{,}06x$$

Pour :

$x = 0\ m \quad \rightarrow \quad \mathbf{M = 0\ KN.m}$

$x = 2{,}4\ m \quad \rightarrow \quad \mathbf{M = 22{,}70\ KN.m}$

Tronçon 2 :$0\ m < x < 1{,}28\ m$:

$$T(x) = -25{,}34 + 11.88x$$

Pour :

$x = 0\ m \quad \rightarrow \quad \mathbf{T = -25{,}34\ KN}$

$x = 1.28\ m \quad \rightarrow \quad \mathbf{T = -10{,}13\ KN}$

$$M(x) = 25{,}34\,x - 11{,}88\frac{x^2}{2}$$

Pour :

$x = 0\ m \quad \rightarrow \quad \mathbf{M = 0\ KN.m}$

$x = 1.28\ m \quad \rightarrow \quad \mathbf{M = 22{,}70\ KN.m}$

Tableau III.6 : Résultat des efforts et les moments à l'ELU

Tronçons (m)	x(m)	T(KN)	M(KN.m)
$\mathbf{0 \le x \le 2{,}4}$	0	29,06	0
	2,4	-10,13	22,70
$\mathbf{0 \le x \le 1{,}28}$	0	-25,34	0
	1,28	-10,13	22.70

Remarque :

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$T(y) = 0 \quad \rightarrow T(y) = 29{,}06 - 16{,}33x = 0$

$T(y) = 29{,}06 - 16.33x = 0$

La distance correspondent au moment max est : $x = \frac{29{,}06}{16.33} = \mathbf{1,78\ cm}$

Donc : $M_{max}(1{,}78) = \mathbf{25,86\ KN.m}$

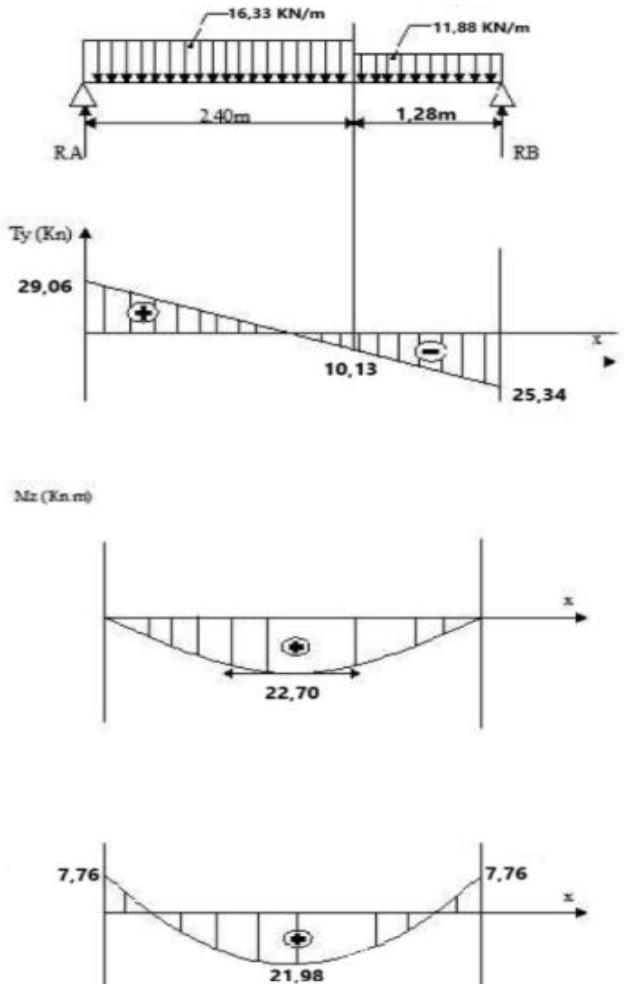
Aux appuis :

$$M_{amax} = -0{,}3\ Mmax = -0\ ,3 \times 25{,}86 = -7{,}76\ KN.m$$

En travée :

$$M_{tmax} = 0{,}85\ Mmax = 0{,}85 \times 25{,}86 = 21{,}98\ KN.m$$

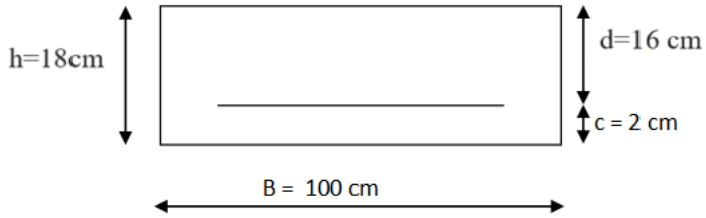
- **Diagramme des efforts internes à l'ELU**.



- **<u>Calcul du ferraillage à l'ELU</u>**

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

b= 100 cm ; h=18cm ; c = 2 cm ; d =16cm



Aux appuis :

$M_a = 7{,}76$ KN. m

- **Armatures principales :**

$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7{,}76\times10^3}{100\times16^2\times14{,}2} = 0{,}02 \rightarrow \mu_b < \mu_l = \mathbf{0,392}$ (Section simplement armée SSA)

$\mu_b = 0{,}02 \rightarrow$ du tableau on a : $\boldsymbol{\beta = 0{,}990}$

$A_{st} = \frac{M_a}{\beta\times d\sigma_{st}} = \frac{7{,}76\times10^3}{0{,}990\times16\times348} = \mathbf{1{,}41 cm^2}$

Soit : 5HA12 $\rightarrow A_{st} = \mathbf{5{,}65\ cm^2}$ avec un espacement **St = 20cm.**

- **Armatures de répartitions :**

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5{,}65}{4} = \mathbf{1{,}41\ cm^2}$

On opte pour une section d'armature $\mathbf{A_r = 4HA8}$

Avec : un espacement de $\mathbf{S_t = 25cm}$

En travée :

$M_{tmax} = 21{,}98$ KN. m

- **Armatures principales :**

$\mu_a = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21{,}98\times10^3}{100\times16^2\times14{,}2} = 0{,}06 \rightarrow \mu_a < \mu_l = \mathbf{0,392}$ (Section simplement armée SSA)

$\mu_a = 0{,}06 \rightarrow$ du tableau on a : $\boldsymbol{\beta = 0{,}969}$

$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta\times d\sigma_{st}} = \frac{21{,}98\times10^3}{0{,}969\times16\times348} = \mathbf{4{,}07\ cm^2}$

Soit : 5HA12 $\rightarrow A_{st} = \mathbf{5{,}65\ cm^2}$ avec un espacement **St = 20cm.**

- **Armatures de répartitions :**

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5{,}65}{4} = \mathbf{1{,}41\ cm^2}$

On opte pour une section d'armature $\mathbf{A_r = 4HA8}$

Avec : un espacement de $\mathbf{S_t = 25cm}$

- **<u>Vérification à l'ELU</u>**

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL 91/ 99)**

Le ferraillage de l'escalier doit satisfaire la condition : $A_{st} \geq A_{min}$

$A_{min} = \frac{0{,}23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23\times100\times16\times2{,}1}{400} = 1{,}932$

Aux appuis :

$A_a = 5{,}65\ cm^2 > A_{min}$ → **Condition vérifiée**

En travée :

$A_t = 5{,}65\ cm^2 > A_{min}$ → **Condition vérifiée**

- **Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL 91/ 99)**

Soit $St < \min(3h;\ 33cm)$ pour les armatures principales

Et $St < \min(4h;\ 45cm)$ pour les armatures de répartitions

Armatures principales :

Aux appuis : $\mathrm{St} = 20\mathrm{cm} < 33\mathrm{cm}$ → **Condition vérifiée**

En travée : $\mathrm{St} = 20\mathrm{cm} < 33\mathrm{cm}$ → **Condition vérifiée**

Armatures de répartitions :

Aux appuis : $\mathrm{St} = 25\mathrm{cm} < 33\mathrm{cm}$ → **Condition vérifiée**

En travée : $\mathrm{St} = 25\mathrm{cm} < 33\mathrm{cm}$ → **Condition vérifiée**

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL 91/ 99)**

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \overline{\tau_u}$ → Pour une fissuration peu préjudiciable.

Avec : $T_{max} = 29{,}06$ KN

La contrainte de cisaillement admissible

$$\overline{\tau_u} = min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = min\left(0{,}2\frac{25}{1{,}5}; 5MPa\right) = 3{,}33\ MPa$$

La contrainte de cisaillement

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{29{,}06\times10^3}{1000\times160} = 0{,}18$

$\tau_u = 0{,}18 < \overline{\tau_u} = 3{,}33$ → **Condition vérifiée**

- **Influence de l'effort tranchant**

Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91/ 99) :

$A_a \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(T_{max} + \frac{M_a}{0{,}9\times d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(29{,}06 + \frac{8{,}27\times10^2}{0{,}9\times16}\right) = 0{,}25$

$A_a = 5{,}65\ cm^2 > 0{,}25\ cm^2$ → **Condition vérifiée**

Influence sur le béton (Art A 5.1.313 BAEL 91/99) :

$\mathrm{T_u} = \frac{0{,}4\times \mathrm{f_{c28}}\times \mathrm{a}\times \mathrm{b}}{\gamma_s}$; Avec : $a = 0{,}9d$

$$T_u = \frac{0{,}4 \times 25 \times 10^3 \times 0{,}9 \times 16 \times 1}{1{,}5} = 960\ KN$$

$T_{max} = 29{,}06\ KN < 960\ KN$ → **Condition vérifiée**

- **Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (Art A 6.1.3**

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ avec: $\overline{\tau_{se}} = \psi s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 MPa$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3{,}14 \times 12 = 188{,}4\ cm$$

Donc : $\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0{,}9d \sum U_i} = \frac{29{,}06 \times 10^3}{0{,}9 \times 160 \times 188{,}4} = 1{,}07 MPa$

$\tau_{se} = 1{,}07\ MPa < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\ MPa$ → **Condition vérifiée**

- **Ancrage des armatures (Art A 6.1.221 BAEL 91/ 99)**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\overline{\tau_s}}$$

Avec : $\overline{\tau_s} = 0{,}6\psi_s^2 f_{t28}$ → $\overline{\tau_s} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835 MPa$

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\overline{\tau_s}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 35{,}27 mm$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la langueur de scellement est importante, la longueur d' ancrage mesurée hors crochets d'après le BAEL est au moins égale 0.4Ls pour les aciers HA :

$L_c = l_s \times 0{,}4 = 35{,}27 \times 0{,}4 = 14{,}11\ cm$ On prend $L_c = \mathbf{15}\boldsymbol{cm}$

- **Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS**

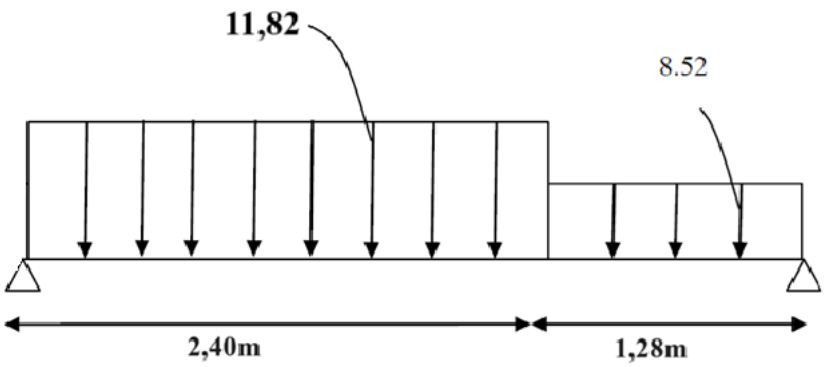


Diagramme III.2 : schéma statique d'escalier à l'ELS

- **Réaction d'appuis**

$\Sigma F/y = 0$

$RA + RB = (11{,}82 \times 2{,}4) + (8{,}52 \times 1{,}28) = 39{,}27\ KN$

$RA + RB = \mathbf{39,27\ KN}$

$\Sigma M/A = 0$

$(11{,}82 \times 2{,}4 \times 1{,}2) - (RB \times 3{,}68) + (8{,}52 \times 1{,}28 \times 3.04) = 0$

$\mathbf{RB = 18,26\ KN}$

$\mathbf{RA} = 39{,}27 - RB = 39{,}27 - 18{,}26 = \mathbf{21,01\ KN}$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant**

Tronçon 1 : 0 m < x < 2,4 m :

$T(x) = 21{,}01 - 11{,}82x$

Pour :

$x = 0\ m \quad \rightarrow \quad \mathbf{T = 21,01\ KN}$

$x = 2{,}4\ m \quad \rightarrow \quad \mathbf{T = -7,36\ KN}$

$$M(x) = -11{,}82\left(\frac{x^2}{2}\right) + 21{,}01x$$

Pour :

$x = 0$ m $\rightarrow$ **M = 0 KN.m**

$x = 2{,}4$ m $\rightarrow$ **M = 16,39 KN.m**

Tronçon 2 :0 m < x < 1,28 m :

$$T(x) = -18{,}26 + 8{,}52x$$

Pour :

$x = 0$ m $\rightarrow$ **T = −18,26 KN**

$x = 1.28$ m $\rightarrow$ **T = −7,36 KN**

$$M(x) = 18{,}26x - 8{,}52\frac{x^2}{2}$$

Pour :

$x = 0$ m $\rightarrow$ **M = 0 KN.m**

$x = 1.28$ m $\rightarrow$ **M = 16,39 KN.m**

Tableau III.7 : Résultat des efforts et les moments à l'ELS

Tronçons (m)	x(m)	T(KN)	M(KN.m)
0 ≤ x ≤ 2,4	0	21,01	0
	2,4	-7,36	16,39
0 ≤ x ≤ 1,28	0	-18,26	0

Remarque :

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$\mathrm{T(y)} = 0 \quad \rightarrow T(y) = 21{,}01 - 11{,}82x = 0$

$T(y) = 21{,}01 - 11{,}82x = 0$

La distance correspondent au moment max est : $x = \frac{21{,}01}{11{,}82} = \mathbf{1{,}78\ cm}$

Donc : $\mathrm{M}_{max}(1{,}78) = \mathbf{29{,}17\ KN.m}$

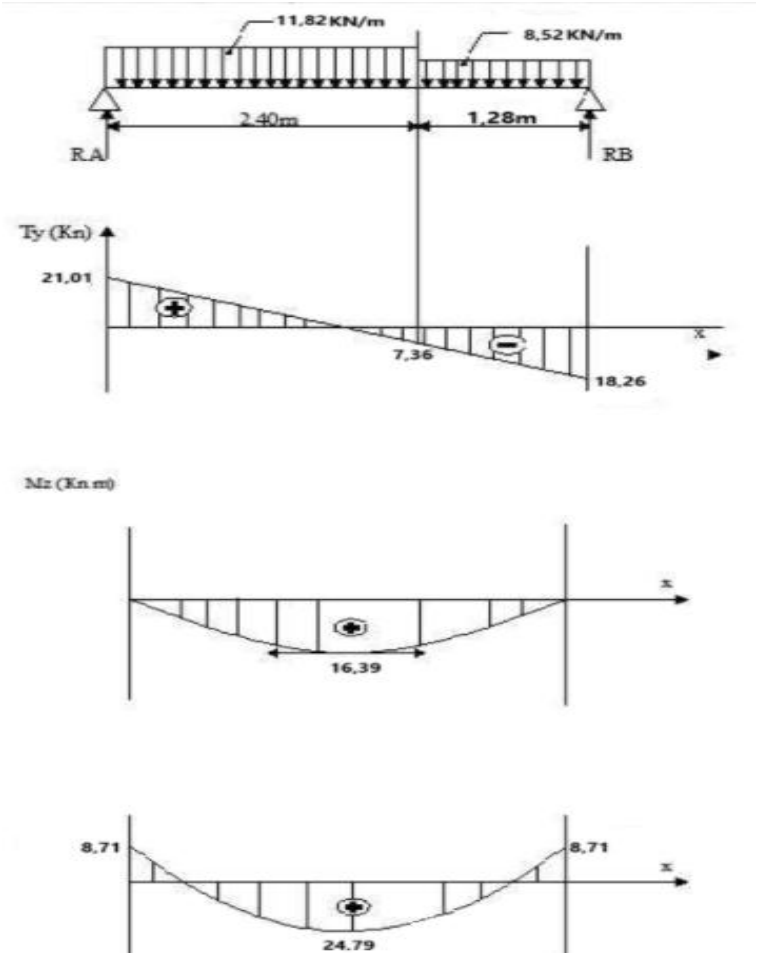
Aux appuis :

$$\mathrm{M}_a = -0{,}3\ \mathrm{Mmax} = -0\ ,3 \times 29{,}17 = -8{,}71\ \mathrm{KN.m}$$

En travée :

$$\mathrm{M}_{tmax} = 0{,}85\ \mathrm{Mmax} = 0{,}85 \times 29{,}17 = 24{,}79\ \mathrm{KN.m}$$

- **Diagramme des efforts internes à l'ELS**.



- **Vérification à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectuer

- **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL 91/99)**

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa}$

Et : $\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}}$

Aux appuis :

On a : $\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 A_a d}$

$$\rho = \frac{100 \times \boldsymbol{A_a}}{bd} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 16} = 0,245$$

D'après le tableau on a : $\beta_1 = 0,921; \quad k = 48,29$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 A_a d} = \frac{8,71 \times 10^3}{0,921 \times 3,93 \times 16} = 150,4\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{81,50}{48,29} = 3,11\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 3,11$ MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}} = 15$MPa $\rightarrow$ **Condition vérifiée**

En travée

On a : $\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 A_a d}$

$$\rho = \frac{100 \times \boldsymbol{A_a}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,353$$

D'après le tableau on a : $\beta_1 = 0,908; \quad k = 39,53$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 A_a d} = \frac{24{,}79 \times 10^3}{0{,}908 \times 5{,}65 \times 16} = 302{,}01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{302{,}01}{39.53} = 7{,}64 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7{,}64 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$ → **Condition vérifiée**

- **<u>Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL 91/99)</u>**

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifie 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \qquad h \geq \frac{1}{30} \times \frac{M_t}{M_0}; \qquad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{5{,}65}{f_e}$$

$\frac{h}{l} = \frac{18}{368} = 0{,}049 > \frac{1}{16} = 0{,}0625$ → **Condition non vérifiée**

Vu que la première condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche :

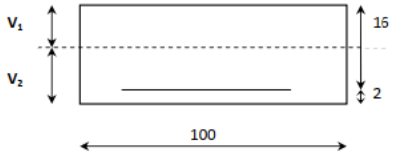
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$q_s = 11{,}82\ KN/ml$

E_v : Module de déformation différé $= \mathbf{3700\sqrt[3]{(25)} = 10818{,}86\ MPa}$

I : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité : $I = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$



$\mathbf{V_1} = \frac{S_{xx\prime}}{B_0}$

$\mathbf{S_{xx'}}$: Moment statique de la section homogène

$$\mathbf{S_{xx\prime}} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 18^2}{2} + (15 \times 5{,}65 \times 16) = 17556 \text{ cm}$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 18) + (15 \times 5{,}65) = 1884{,}75 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\mathbf{V_1} = \frac{17556}{1884{,}75} = 9{,}31\text{cm}$$

$$\mathbf{V_2} = h - V_1 = 8{,}69\text{cm}$$

Et :

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - c)^2 = 52566{,}06 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5{,}65}{100 \times 16} = 0{,}00353$$

Calcul des coefficients μ et λ :

$$\lambda = \frac{0{,}02 \times f_{t28}}{\rho\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{0{,}00353\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = \mathbf{2,38}$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = \mathbf{0,42}$$

$$I = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} = \frac{1{,}1 \times 52566{,}06}{1 + 2{,}38 \times 0{,}42} = 28917{,}12 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11{,}82 \times 10^3 \times 3{,}68^4}{10818{,}86 \times 10^6 \times 28917{,}12 \times 10^{-8}} = 0{,}69 \text{ cm}$$

$f = 0{,}69 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{368}{500} = 0{,}74 \text{ cm}$ → **Condition vérifiée**

- **Conclusion**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

Aux appuis : 5HA12 $\rightarrow A_{st} = \mathbf{5,65\ cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 20cm}$

En travée : 5HA12 $\rightarrow A_{st} = \mathbf{5,65\ cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{St = 20cm}$

Armatures de répartitions : $\mathbf{A_r = 4HA8}$ avec un espacement $\mathbf{St = 20cm}$

III.6. Etude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de3,00 m (entre nu d'appuis).

III.6.1. Pré dimensionnement

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$; $0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t$

Avec :

L : portée libre de la poutre

h_t : hauteur de la portée

B : largeur de la poutre.

- **Hauteur de la poutre**

$\frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \rightarrow 20 \leq h_t \leq 30$

On adopte : $h_t = 30$ cm

- **Largeur de la poutre**

$0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t \rightarrow 12 \leq b \leq 21$

Compte tenu des exigences du RPA : $b \geq 20$ on opte pour **b = 20 cm.**

Donc :

La poutre palière a pour dimensions :$(\mathbf{b \times h}) = (\mathbf{20 \times 30})\mathbf{cm^2}$

III.6.2. Détermination des charges et surcharges

Le poids propre de la poutre : $\rightarrow 25 \times 0{,}20 \times 0{,}30 = 1{,}5$ KN/ml

- **Effort tranchant à l'appuis**

ELU : $T_u = 25{,}34$ KN

ELS : $T_s = 18{,}26\ KN$

- **Combinaison des charges et surcharges**

A l'ELU $q_u = 1{,}35G + T_u = 1{,}35 \times (1{,}5 + 2{,}36) + 25{,}34 = 30{,}55\ KN$

A l'ELS : $q_s = G + T_u = 22{,}12$ KN

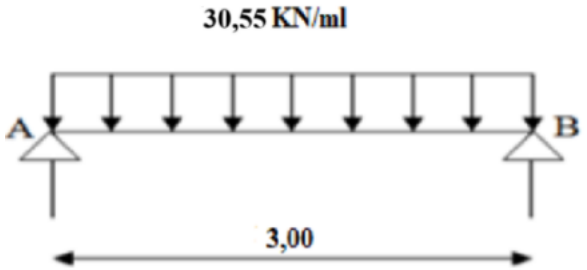


Diagramme III.3 : schéma statique à l'ELU

III.6.3. Calcul à l'ELU

- **Réactions d'appuis**

$$\mathbf{R_a = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{30{,}55 \times 3{,}00}{2} = 45{,}83\ KN}$$

- **Moments isostatiques**

$$\mathbf{M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{30{,}55 \times 3{,}00^2}{8} = 34{,}38\ KN.m}$$

- **Moments corrigés**

En travée :

$$M_t = 0{,}85M_0 = 0{,}85 \times 34{,}38 = 29{,}22\ \text{KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_a = -0{,}3M_0 = -0{,}3 \times 34{,}38 = -10{,}31\ \text{KN.m}$$

- **Effort tranchant max**

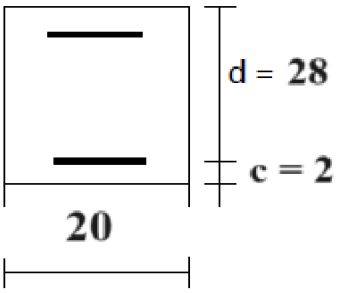
$V_u^{max} = 45{,}83\ KN$

- **Ferraillage à l'ELU**

- **Calcul des armatures principales**

En travée :

$\mathbf{M_t = 29,22\ KN.m}$ $\mathbf{d = h - c = 30 - 2 = 28}$



$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29,22\times10^3}{20\times28^2\times14,2} = 0,1$

$\rightarrow\ \mu_b < \mu_l = \mathbf{0,392}$ (Section simplement armée SSA)

$\mu_b = 0,1\ \rightarrow$ du tableau on a : $\boldsymbol{\beta = 0,915}$

$\mathbf{A_t = \frac{M_t}{\beta\times d\times\sigma_{st}} = \frac{29,22\times10^3}{0,915\times28\times348} = 3,27 cm^2}$

On opte pour $\mathbf{4HA12 = 4,52\ cm^2}$

Aux appuis :

$\mathbf{M_a = 10,31\ KN.m}$

$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,31\times10^3}{20\times28^2\times14,2} = 0,046$

$\rightarrow\ \mu_b < \mu_l = \mathbf{0,392}$ (Section simplement armée SSA)

$\mu_b = 0,046\ \rightarrow$ du tableau on a : $\boldsymbol{\beta = 0,976}$

$\mathbf{A_a = \frac{M_a}{\beta\times d\times\sigma_{st}} = \frac{10,31\times10^3}{0,976\times28\times348} = 1,54 cm^2}$

On opte pour $\mathbf{4HA10 = 3,14 cm^2}$

III.6.4. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

$A_{min} = \frac{0,23b\times d\times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23\times20\times28\times2,1}{400} = 0,676\ cm^2$

En travée on a : $\mathbf{A_t = 4,52\ cm^2} > A_{min} = 0,676\ cm^2$ → **Condition vérifiée**

Aux appuis on a : $\mathbf{A_a = 3,14}\ \text{cm}^2 > A_{min} = 0{,}676\ \text{cm}^2$ → **Condition vérifiée**

- **Vérification d'adhérence**

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ avec: $\overline{\tau_{se}} = \psi s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\text{MPa}$

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

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

Donc : $\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0{,}9d\sum U_i} = \frac{71{,}04\times10^3}{0{,}9\times280\times125{,}6} = 2{,}24\text{MPa}$

$\tau_{se} = 2{,}24\ \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\ \text{MPa}$ → **Condition vérifiée**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$T_u^{max} = 45{,}83\ KN$

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b\times d} = \frac{45{,}83\times1000}{200\times280} = 0{,}82\ MPa$

$\overline{\tau_u} = min\{0{,}13f_{c28}\ ;\ 5MPa\} = 3{,}25\ MPa$

$\tau_u = 0{,}82\ MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}25\ MPa$ → **Condition vérifiée**

- **Calcul des armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\emptyset_t \leq min\left\{\emptyset_l\ ;\ \frac{h}{35};\ \frac{b}{10}\right\} = min\{10\ ;\ 8{,}5\ ;\ 20\} = 10mm$$

On choisit un diamètre : $\emptyset_8$

Donc on adopte $\mathbf{4HA8 = 2{,}01cm^2}$ → **(1 cadre +1 étrier)** $\mathbf{\emptyset_8}$

- **Espacement des barres**

En zone nodale :

$$\boldsymbol{S_t \leq min\left\{\frac{h}{4};\ 12\emptyset_t;\ 30\right\} = min\{7{,}5;\ 12;\ 30\} = 7{,}5\ cm}\ ;$$ **Donc:** $\mathbf{S_t = 7cm}$

En dehors de la zone nodale :

$S_t = \frac{h}{2} = 15\ cm$; **Donc:** $S_t = 15cm$

- **Quantité des armatures transversales minimales**

$A_{min} = 0{,}003 S_t \times b = 0{,}9\ cm^2$

$A_{min} < 2{,}01\ cm^2$ → **Condition vérifiée**

III.6.5. Calcul à l'ELS

- **Réactions d'appuis**

$$R_a = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{22{,}12 \times 3{,}00}{2} = 33{,}18\ \text{KN}$$

- **Moments isostatiques**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{22{,}12 \times 3{,}00^2}{8} = 24{,}89\ \text{KN.m}$$

- **Moments corrigés**

En travée :

$$M_t = 0{,}85 M_0 = 0{,}85 \times 24{,}89 = 21{,}16\ \text{KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_a = -0{,}3 M_0 = -0{,}3 \times 24{,}89 = -7{,}47\ \text{KN.m}$$

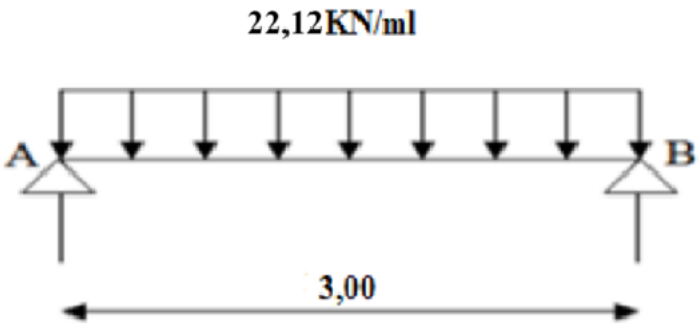


Diagramme III.4 : schéma statique à l'ELS

III.6.6. Vérification à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture de fissures**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire**.**

- **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 du BAEL91)**

Si l'inégalité suivante est vérifiée, aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc}

En travée :

Contrainte dans les aciers :

$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{20 \times 28} = \mathbf{0,814}$

$\rho = 0,814$ Du tableau on : $\beta = \mathbf{0,871}$; $k_1 = \mathbf{23,76}$

$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{21,16 \times 10^3}{0,871 \times 28 \times 4,52} = \mathbf{191,96\ MPa}$

$\sigma_{st} = \mathbf{191,96\ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{384\ MPa}$ → **Condition vérifiée**

Contrainte dans le béton :

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{191,96}{23,76} = \mathbf{8,07\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa}$ → **Condition vérifiée**

Aux appuis :

Contrainte dans les aciers :

$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{20 \times 28} = \mathbf{0,56}$

$\rho = 1,1$ du tableau on : $\beta = \mathbf{0,888}$; $k_1 = \mathbf{29,64}$

$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{7,47 \times 10^3}{0,888 \times 28 \times 3,14} = \mathbf{95,68\ MPa}$

$\sigma_{st} = \mathbf{95,68\ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{384\ MPa}$ → **Condition vérifiée**

Contrainte dans le béton :

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{95{,}68}{29{,}64} = \mathbf{3{,}23\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa} \qquad \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **<u>Vérification de la flèche</u>**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées :

$$\frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{L}} > \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{16}} \; ; \qquad \frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{L}} > \frac{M_t}{10M_0} \; ; \qquad \frac{\boldsymbol{A}}{\boldsymbol{b} \times \boldsymbol{d}} \leq \frac{\mathbf{4{,}2}}{\boldsymbol{f_e}}$$

$$\frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{L}} = \frac{\mathbf{30}}{\mathbf{300}} = \mathbf{0{,}1} > \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{16}} = \mathbf{0{,}0625} \qquad \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

$$\frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{L}} = \mathbf{0{,}1} > \frac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{10M_0}} = \frac{\mathbf{21{,}16}}{\mathbf{10 \times 24{,}89}} = \mathbf{0{,}085} \qquad \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

$$\frac{\boldsymbol{A}}{\boldsymbol{b} \times \boldsymbol{d}} = \frac{452}{200 \times 280} = \mathbf{0{,}008} < \frac{\mathbf{4{,}2}}{\boldsymbol{f_e}} = \frac{\mathbf{4{,}2}}{\mathbf{400}} = \mathbf{0{,}011} \qquad \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire**.**

III.7. Les planchers

III.7.1. Introduction

Notre structure comporte d'un plancher en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant thermique et phonique de hauteur 16 cm, dont les poutrelles sont préfabriquées et disposées dans le sens longitudinal (YY) sur lesquelles repose le corps creux (hourdis) et une dalle de compression en béton.

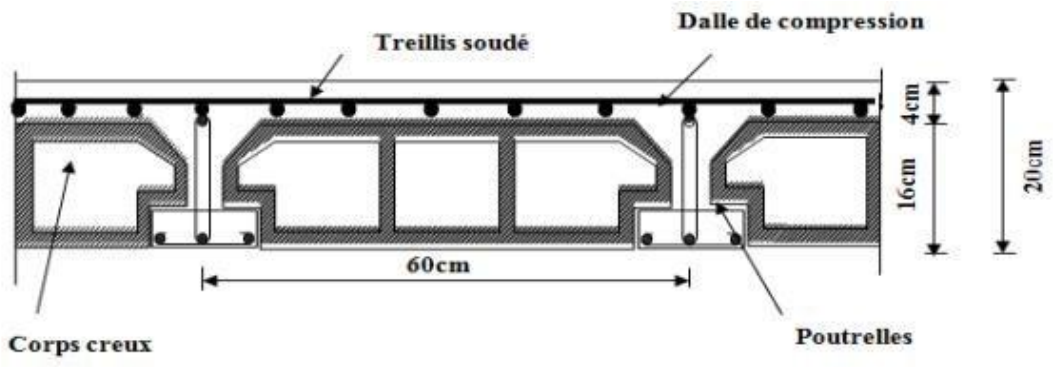


Figure III.12 : Schéma descriptif d'un plancher courant

Les poutrelles sont de sections en Té, distante de 65cm entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression

Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16cm

III.7.2. Calcul et ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera coulée sur place en béton armée et aura une épaisseur de 4cm, elle est armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520) avec une limite d'élasticité $\mathbf{f}_e = \mathbf{520\ MPA}$ (BAEL91 mod99/ art B.6.8.423)

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

- **Calcule des armatures**

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$$

Avec $l = 65\ cm$; distance entre axes des poutrelles

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

Soit : $A_{\perp} = 6HA6 = 1.7 cm^2$ avec l'espacement de 20 cm

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 cm^2$$

Soit : $A_{//} = 6HA6 = 1.7\ cm^2$ avec espacement de 20 cm

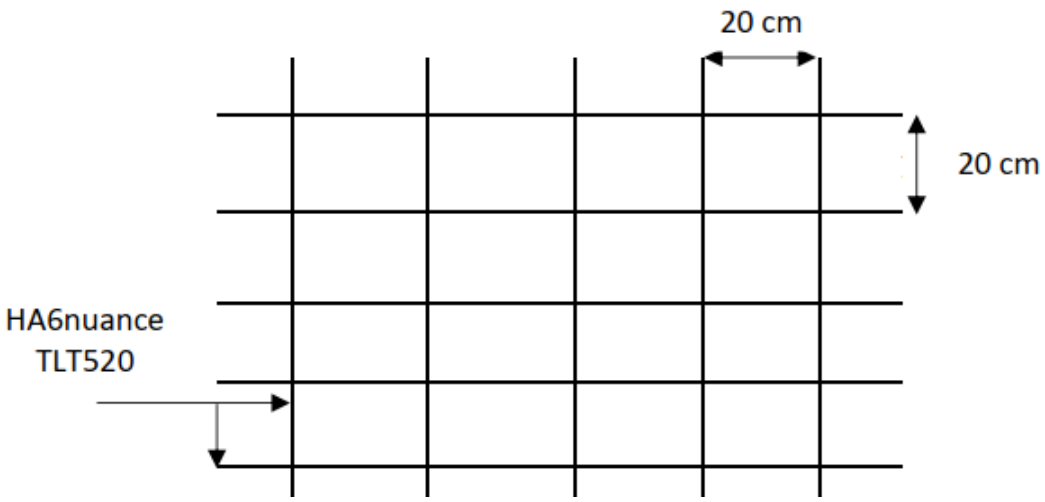


Figure III.13 : Treillis soudées de 20x20 cm²

Conclusion :

On adoptera pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension 20x20 cm²

$A_{\perp} = 6HA6 = 1.7\ cm^2$ Avec : $s_t = 20\ cm$

$A_{//} = 6HA6 = 1.7\ cm^2$ Avec : $s_t = 20cm$

III.7.3. Etude de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur de la surface est déterminée par l'entre axes de deux poutrelles et le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- Critère de la petite portée : elles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- Critère de la continuité : si les deux sens on les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens du plus grand nombre d'appuis.

Le calcul se fera en deux étapes :

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

1er étape : Avant coulage de la dalle de compression

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

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ KN/ml
- Poids propre du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62$ KN/ml
- La charge permanente total : $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74$ KN/ml
- Surcharge de l'ouvrier :$Q = 1$KN/ml
  Avec : $l = 65$ cm largeur de corps creux

III.7.4. Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non Préjudiciable.

- Combinaison de charge :
  $q_u = 1.35G + 1.5Q$
  $q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5$ KN/ml

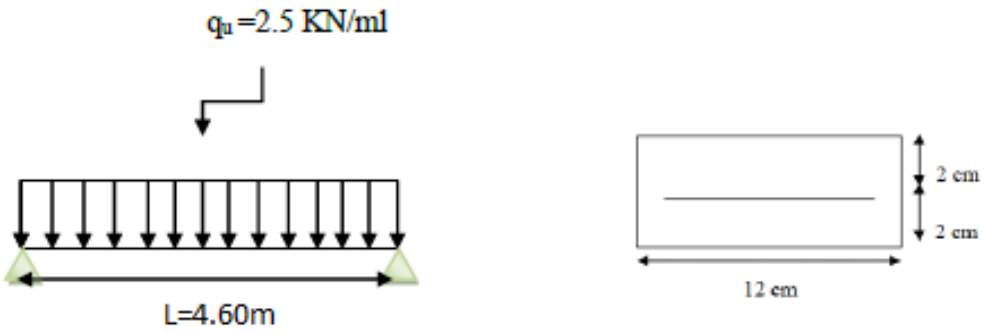


Figure III.14 : Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.6^2}{8} = 6.613 KN.m$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2.5 \times 4.6}{2} = 5.75\ KN$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

Largeur de la poutrelle :$b = 12$ cm

Hauteur de la poutrelle :$h = 4$ cm

Enrobage :$c = 2$ cm

$$d = h - c = 4 - 2 = 2cm$$

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

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

Alors : $\mu_b = \frac{6.613 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 9.702 >> \mu_l = 0.392$ $\rightarrow$ la section est doublement armée

Remarque :

Comme la hauteur de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, donc il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à

supporter les charges avant le coulage de manière à ce que ses armatures de compression ne soient pas nécessaire.

2eme étape : après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en "Té" reposant sur plusieurs appuis

Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simples Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles.

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

- **Charges permanentes et surcharges d'exploitations :**

Tableau III. 8 : poids propre des planchers

Plancher	G (KN /ml)	Q (KN /ml)
Plancher terrasse	$5.46 \times 0.65 = 3.55$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Plancher étage courant	$5.24 \times 0.65 = 3.41$	$1.5 \times 0.65 = 0.98$
Plancher étage de service	$5.24 \times 0.65 = 3.41$	$2.5 \times 0.65 = 1.63$

Combinaison des charges :

- Plancher étage courant et RDC :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.41 + 1.5 \times 0.98 = 5.58\ KN/ml$

ELS : $q_s = G + Q = 3.41 + 0.98 = 4.2\ KN/ml$

- Plancher étage de service :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.41 + 1.5 \times 1.63 = 5.58\ KN/ml$

ELS : $q_s = G + Q = 3.41 + 1.63 = 5.04KN/ml$

- Plancher terrasse

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.55 + 1.5 \times 0.65 = 5.77KN/ml$

ELS : $q_s = G + Q = 3.55 + 0.65 = 4.2\ KN/ml$

Tableau III. 9 : combinaisons de charges

Plancher	ELU(1.35G+1.5Q) (KN/ml)	ELS (G+Q) (KN/ml)
Plancher terrasse	5.77	4.2
Plancher étage courant	5.58	4.2
Plancher étage de service	5.58	5.04

Note : nous considérons pour nos calculs, les planchers qui présentent le cas le plus Défavorable.

- **Détermination de la largeur de la table de compression**

La largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la condition ci-après :

On a :

- h : hauteur de la poutrelle (h = 16+4 cm)
- h_0 : hauteur de la dalle de compression (h_0 = 4 cm)
- b_0 : largeur de la nervure (b_0 = 12 cm)

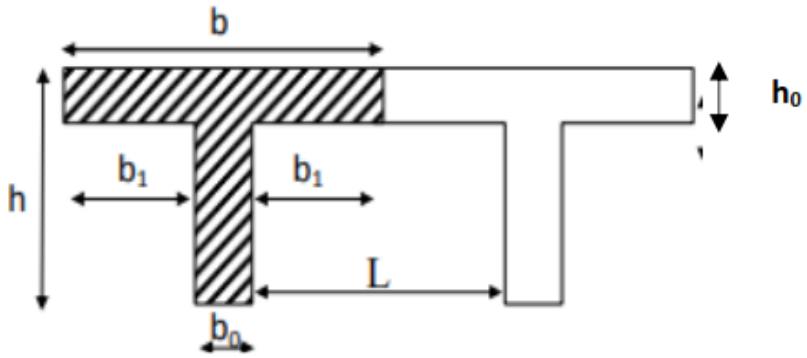


Figure III.15 : Surface revenant aux poutrelles.

Les règes du (BAEL Art A.4.1.3) précisent que la largeur de la table de compression (b1) est à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure à partir de son parement et limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0\right)$$

Avec :

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

$L0 = b - b0 = 65 - 12 = 53$ cm

L : largeur de la plus grande travée.

$L = 460$ cm

$b1 \leq \min(26{,}5 ; 46 ; 32)$ on prend $b1 = 26{,}5$ cm

b : largeur de la table de compression.

$b = 2\,b1 + b0 = 2 \times 26{,}5 + 12 = 65$ cm

- **Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

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

a. Méthode forfaitaire :

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (Article B.6.2 ,210/BAEL 91 modifie 99)**

  - La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5KN/m2

    $Q = 1.5\text{KN/ml} \leq \max\{2G ; 5\text{KN/ml}\} = \max\{2 \times 5.6; 5\text{KN/ml}\}$

    $Q = 1.5\text{KN/ml} \leq 11.2\text{KN/ml}$ **Condition vérifiée.**
  - Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées **Condition vérifiée**
  - Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
  -

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

    $\frac{2.53}{380} = 0.665$ **Condition non vérifiée.**

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable dans nos calculs, donc le calcul se fera par la méthode des trois (3) moments.

b. Principe de la méthode des 3 moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « li » et « li+1 ».

Chaque travée est étudiée indépendamment.

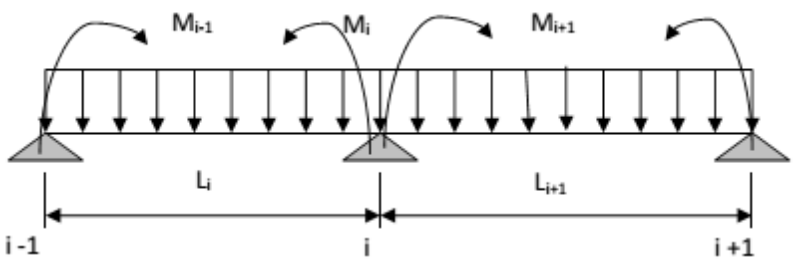


Diagramme III.5 : Diagramme des moments (principe des 3 moments)

- **Les équations de la méthode des 3 moments :**

Les moments aux appuis :

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = -[\frac{q_i L_1^3}{4} + \frac{q_i L_{i+1}^3}{4}]$$

Les moments en travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i\left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{L_i}$$

Avec : $\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

Avec :

Mi+1 ; Mi ; Mi+1 : sont respectivement les moments en valeur algébrique (pris avec leur signe) sur les appuis i-1 ; i ; i+1.

Li : La portée de la travée à gauche de l'appui.

$li + 1$: La portée de la travée à droit de l'appui.

q_i: La charge répartie à gauche de l'appui.

q_{i+1} : La charge répartie à droite de l'appui.

- **Application de la méthode des trois moments**

1er cas : (RDC, étage de servie, étage courant, terrasse)

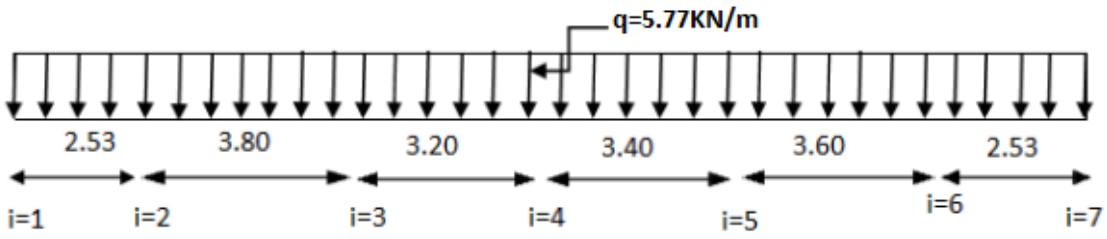


Diagramme III .6 : Schéma statique de premier cas

Calcule des moments :

- **Aux appuis**

- Pour l'appuis i=1 :

$5.06M1 + 2.53M2 = -23.36$ …….. (1)

- Pour l'appuis i=2

$2.53M1 + 12.66M2 + 3.8M3 = -102.51$ …… (2)

- Pour l'appuis i=3

$3.8M2 + 14M3 + 3.2M4 = -126.42$ …….. (3)

- Pour l'appuis i=4

$3.2M3 + 13.2M4 + 3.4M5 = -103.97$ …….. (4)

- Pour l'appuis i=5

$3.4M4 + 14M5 + 3.6M6 = -124$ …….. (5)

- Pour l'appuis i=6

$3.6M5 + 12.26M6 + 2.53M7 = -90.66$ …….. (6)

- Pour l'appuis i=7

$2.53M6 + 5.06M7 = -23.36$ …….. (7)

Résolution des équations :

(1) $\Rightarrow M1 = -0.5M2 - 4.61$ …….. (1')

(1') dans (2) $\Rightarrow M2 = -0.33M3 - 7.96$ …….. (2')

(2') dans (3) $\Rightarrow M3 = -0.25M4 - 7.54$ …….. (3')

(3') dans (4) $\Rightarrow M4 = -0.27M5 - 6.43$ …….. (4')

(4') dans (5) $\Rightarrow M5 = -0.27M6 - 7.81$ …….. (5')

(5') dans (6) $\Rightarrow M6 = -0.22M7 - 5.53$ …….. (6')

(6') dans (7) $\Rightarrow M7 = -2.08$ …….. (7')

Après la résolution on trouve :

$M1 = -1.68KN.m$

$M2 = -5.86KN.m$

$M3 = -6.37KN.m$

$M4 = -4.69KN.m$

$M5 = -6.44KN.m$

$M6 = -5.07KN.m$

$M7 = -2.08KN.m$

En réduisant les moments aux appuis de 1/3 on aura :

$$M1 = -1.68 - \frac{1}{3}(-1.68) = -1.12KN.m$$

$$M2 = -5.86 - \frac{1}{3}(-5.86) = -3.9KN.m$$

$$M3 = -6.37 - \frac{1}{3}(-6.37) = -4.25KN.m$$

$$M4 = -4.69 - \frac{1}{3}(-4.69) = -3.13KN.m$$

$$M5 = -6.44. - \frac{1}{3}(-6.44) = -4.29KN.m$$

$$M6 = -5.07 - \frac{1}{3}(-5.07) = -3.38KN.m$$

$$M7 = -2.08 - 1/3\ (-2.08) = -1.38KN.m$$

Tableau III. 10 : Les moments aux appuis à l'ELU

appuis	L_i	L_{i+1}	q	Equations	Mi
1	0	2.53	5.77	$5.06M_1 + 2.53M_2 = -23.36$	-1.12
2	2.53	3.8	5.77	$2.53M_1 + 12.66M_2 + 3.8M_3 = -102.51$	-3.9
3	3.80	3.2	5.77	$3.8M_2 + 14M_3 + 3.2M_4 = -126.42$	-4.25
4	3.2	3.4	5.77	$3.2M_3 + 13.2M_4 + 3.4M_5 = -103.97$	-3.13
5	3.4	3.6	5.77	$3.4M_4 + 14M_5 + 3.6M_6 = -124$	-4.29
6	3.6	2.53	5.77	$3.6M_5 + 12.26M_6 + 2.53M_7 = -90.66$	-3.38
7	2.53	0	5.77	$2.53M_6 + 5.06M_7 = -23.36$	-1.38

En travée :

$$\mathbf{M(x) = \mu(x) + Mi\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i}}$$

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

Tableau III. 11 : calcul des moments en travée

Travée	L(m)	q (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	X (m)	μ (x)	Mt (KN.m)
1-2	2.53	5.77	-1.12	-3.9	1.07	4.51	2.21
2-3	3.80	5.77	-3.9	-4.25	1.88	10.41	6.34
3-4	3.20	5.77	-4.25	-3.13	1.66	7.37	3.7
4-5	3.40	5.77	-3.13	-4.29	1.64	8.32	4.63
5-6	3.60	5.77	-4.29	-3.38	1.84	9.34	5.52
6-7	2.53	5.77	-3.38	-1.38	1.36	4.59	2.29

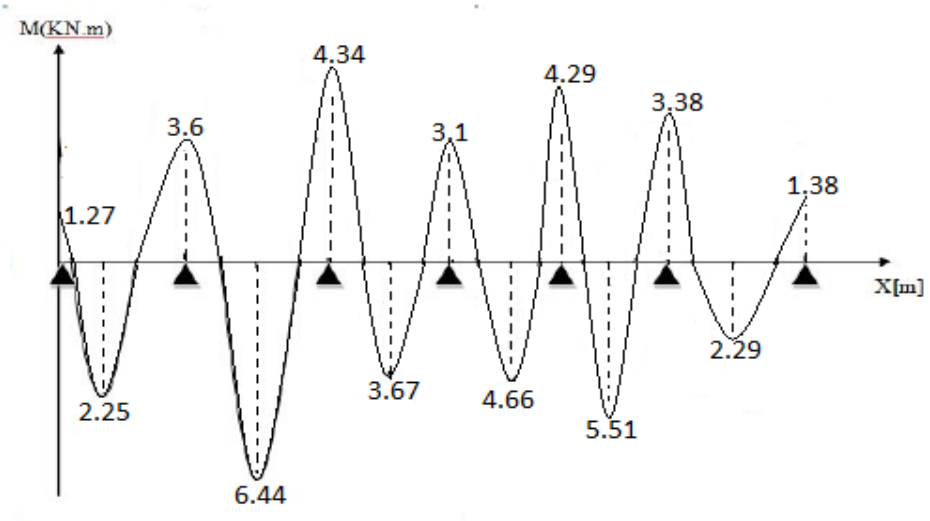


Diagramme III. 7 : Diagramme des moments fléchissant 1er cas

Calcul des efforts tranchants :

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

$$\boldsymbol{\theta}(x) = \boldsymbol{q}\frac{\boldsymbol{L}}{\boldsymbol{2}} - \boldsymbol{qx}$$

$$\mathbf{V(x)} = \mathbf{q}\frac{\boldsymbol{L}}{\boldsymbol{2}} - \boldsymbol{qx} + \frac{\boldsymbol{M_{i+1} - M_i}}{\boldsymbol{l}}$$

Tableau III. 12 : calcul des efforts tranchants

Travée	L(m)	q (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x) ; x=0 (KN)	V(x) ; x=L (KN)
1-2	2.53	5.77	-1.2	-3.9	6.22	-8.37
2-3	3.80	5.77	-3.9	-4.25	10.87	-11.06
3-4	3.20	5.77	-4.25	-3.13	9.58	-8.88
4-5	3.40	5.77	-3.13	-4.29	9.47	-10.15
5-6	3.60	5.77	-4.29	-3.38	10.64	-10.12
6-7	2.53	5.77	-3.38	-1.38	8.08	-6.51

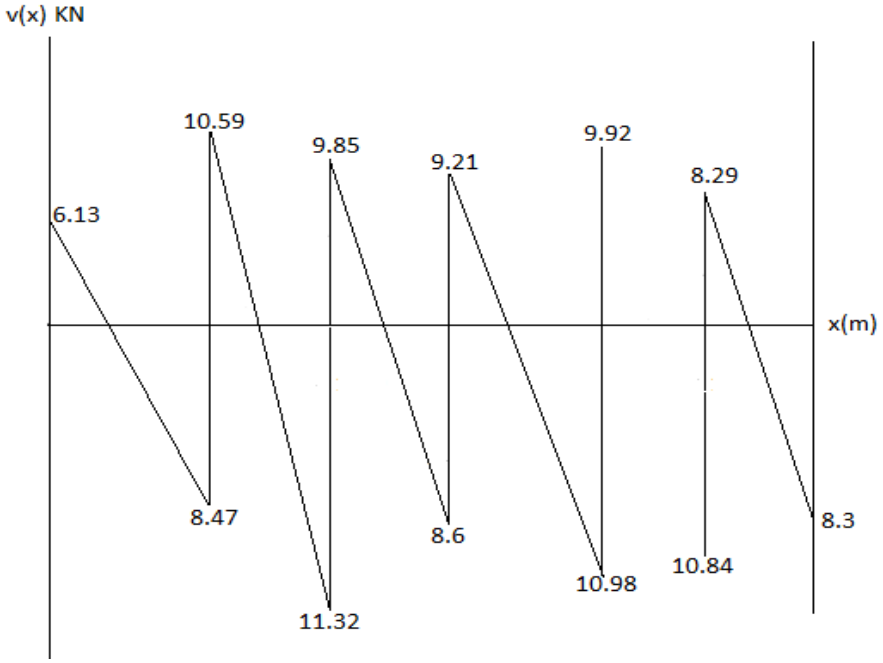


Diagramme III. 8 : Diagramme des efforts tranchants

2eme cas : (RDC, étage de servie, étage courant)

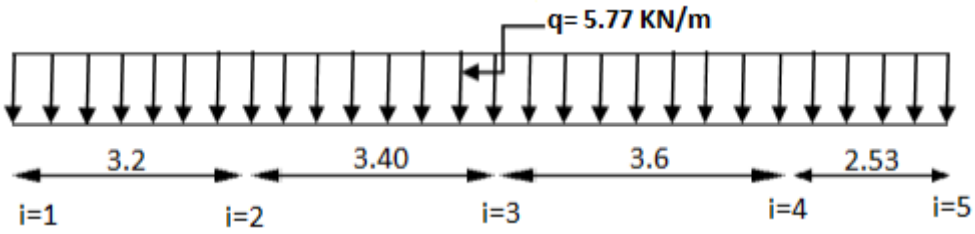


Diagramme III .9 : Schéma statique de deuxième cas

Calcule des moments :

- Aux appuis

- Pour l'appuis i=1 :

$6.4M1 + 3.2M2 = -47.26$ …….. (1)

- Pour l'appuis i=2

$3.2M1 + 13.2M2 + 3.4M3 = -103.96$ …… (2)

- Pour l'appuis i=3

$3.4M2 + 14M3 + 3.6M4 = -124$ …….. (3)

- Pour l'appuis i=4

$3.6M3 + 12.26M4 + 2.53M5 = -90.66$ …….. (4)

- Pour l'appuis i=5

$2.53M4 + 5.06M5 += -23.36$ …….. (5)

Résolution des équations :

(1) $\Rightarrow M1 = -0.5M2 - 7.38$ …….. (1')

(1') dans (2) $\Rightarrow M2 = -0.29M3 - 6.93$ ……. (2')

(2') dans (3) $\Rightarrow M3 = -0.28M4 - 7.72$ ……. (3')

(3') dans (4) $\Rightarrow M4 = -0.22M5 - 5.72$ ……. (4')

(4') dans (5) $\Rightarrow M5 = -1.97$ ……. (5')

Après la résolution on trouve :

$M1 = -4.82KN.m$

$M2 = -5.12KN.m$

$M3 = -6.24KN.m$

$M4 = -5.29KN.m$

$M5 = -1.97KN.m$

En réduisant les moments aux appuis de 1/3 on aura :

$$M1 = -4.82 - \frac{1}{3}(-4.82) = -3.21KN.m$$

$$M2 = -5.12 - \frac{1}{3}(-5.12) = -3.41KN.m$$

$$M3 = -6.24 - \frac{1}{3}(-6.24) = -4.16KN.m$$

$$M4 = -5.29 - \frac{1}{3}(-5.29) = -3.53KN.m$$

$$M5 = -1.97. - \frac{1}{3}(-1.97) = -1.31KN.m$$

Tableau III. 13 : Les moments aux appuis

appuis	L_i	L_{i+1}	Q	Equations	Mi
1	0	3.2	5.766	$6.4M_1 + 3.2M_2 = -47.26$	-3.21
2	3.2	3.4	5.766	$3.2M_1 + 13.2M_2 + 3.4M_3 = -103.96$	-3.41
3	3.4	3.6	5.766	$3.4M_2 + 14M_3 + 3.6M_4 = -124$	-4.16
4	3.6	2.53	5.766	$3.6M_3 + 12.26M_4 + 2.53M_5 = -90.66$	-3.53
5	2.53	0	5.766	$2.53M_4 + 5.06M_5 += -23.36$	-1.31

En travée :

$$\mathbf{M(x) = \mu(x) + Mi\ (1 - \frac{x}{l_i}) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i}}$$

$$\mathbf{\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2}}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

Tableau III. 14 : calcul des moments en travée

Travée	L(m)	q (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	X (m)	μ (x)	Mt (KN.m)
1-2	**3.2**	**5.77**	-3.21	-3.41	**1.59**	**7.38**	**4.08**
2-3	**3.4**	**5.77**	-3.41	-4.16	**1.66**	**8.33**	**4.56**
3-4	**3.6**	**5.77**	-4.16	-3.53	**1.83**	**9.33**	**5.54**
4-5	**2.53**	**5.77**	-3.53	-1.31	**1.42**	**4.55**	**2.28**

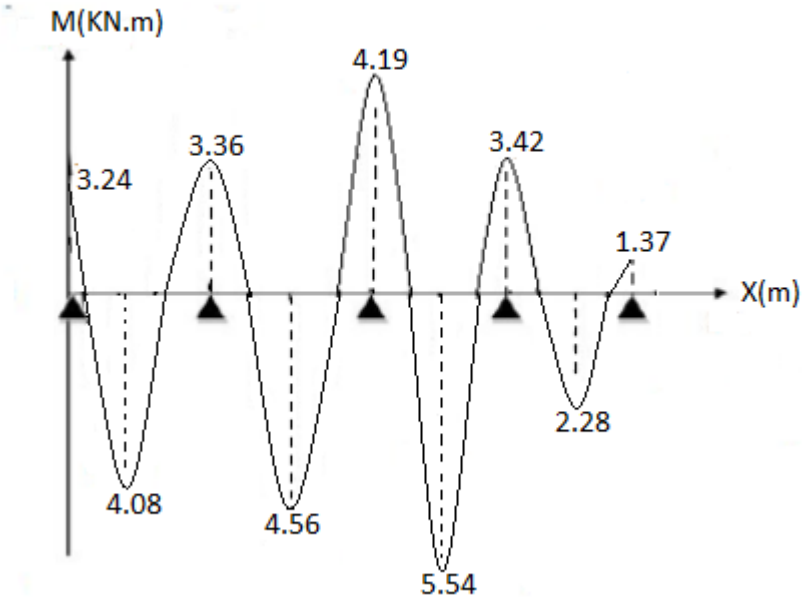


Diagramme III. 10 : Diagramme des moments fléchissant 2eme cas

Calcul des efforts tranchants :

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

$$\theta(x) = q\frac{L}{2} - qx$$

$$V(x) = q\frac{L}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Tableau III. 15 : calcul des efforts tranchants

Travée	L(m)	q (KN/ml)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	V(x) ; x=0 (KN)	V(x) ; x=L (KN)
1-2	3.2	5.77	-3.21	-3.41	9.16	-9.29
2-3	3.4	5.77	-3.41	-4.16	9.38	-10.22
3-4	3.6	5.77	-4.16	-3.53	10.77	-9.99
4-5	2.53	5.77	-3.53	-1.31	8.32	-6.27

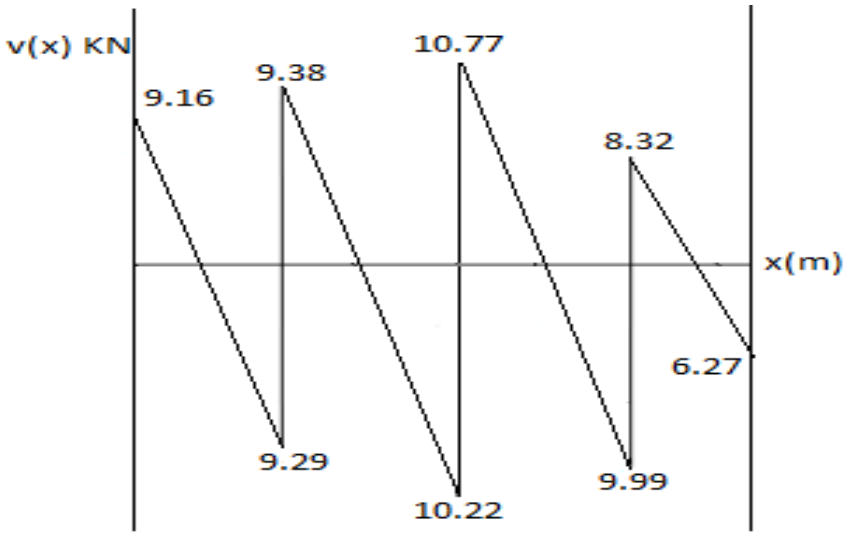


Diagramme III. 11 : Diagramme des efforts tranchants

III.7.5. Ferraillage à l'ELU

On adoptera le même ferraillage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximums.

Avec :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$M_t^{max} = 6.34KN.m$ et $M_a^{max} = 4.29KN.m$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

b = 65cm; b_0=12cm; h = 20cm; h_0=4cm; d = 18cm.

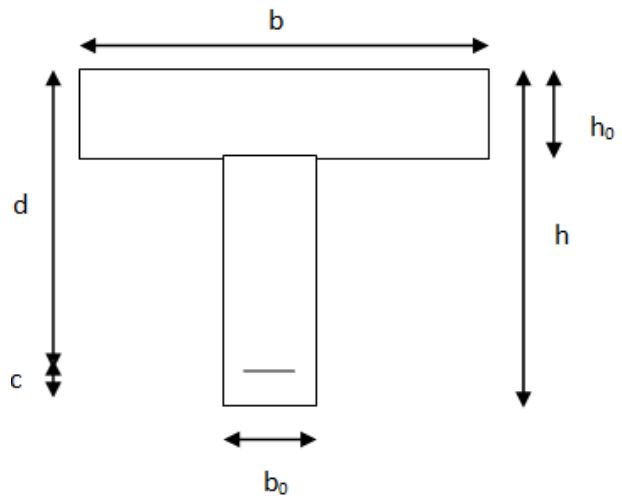


Figure III.16 : Section de la poutre en T

- **Caractéristiques des matériaux :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPA} \qquad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$f_{su} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPA$$

Le moment qui peut être repris par la table

De compression :

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

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

$\mathrm{M_t^{max}} = 6.34\mathrm{KN.m} < \mathrm{M_0} = 52.072\mathrm{KN.m}$ L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé donc la section en T se calcul exactement comme une poutre

Rectangulaire de largeur b et de hauteur h.

a. **Calcul des armatures à l'ELU**

- **Armatures longitudinales :**

En travée :

$$\mu = \frac{\mathrm{M_t^{max}}}{\mathrm{b} \times \mathrm{d} \times \mathrm{f_{bu}}} = \frac{6.34 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_l = 0.392$$

Donc la section est simplement armée (SSA)

On prend $\mu = 0.02 \rightarrow \beta = 0.990$

$$\mathrm{A_{st}^t} = \frac{\mathrm{M_t^{max}}}{\beta \mathrm{d} \mathrm{f_{su}}} = \frac{6.34 \times 10^5}{0.99 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.02\mathrm{cm^2}$$

On adopte pour $\mathbf{A_{st} = 3HA8 = 1.51cm^2}$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{\mathrm{M_a^{max}}}{b_0 h^2 \mathrm{f_{bu}}} = \frac{4.29 \times 10^3}{12 \times 20^2 \times 14.2} = 0.063 < \mu_l = 0.392$$

Donc la section est simplement armée (SSA)

On prend $\mu = 0.064 \rightarrow \beta = 0.967$

$$\mathrm{A_{st}^a} = \frac{\mathrm{M_a^{max}}}{\beta \mathrm{d} \mathrm{f_{su}}} = \frac{4.29 \times 10^5}{0.967 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0.71\mathrm{cm^2}$$

On adopte pour $\mathbf{A_{st} = 2HA8 = 1.01cm^2}$

- **Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)**

D'après l'article **A.7.2.12. BAEL91,** le diamètre minimal des armatures transversales est donné par : $\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}\frac{b_0}{10}; \emptyset_{lmax}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 0.8\right\} = 0.57cm$

$\emptyset_t = 0.57cm$

Avec

Øt : diamètre des armatures transversales

Ølmax : diamètre maximal des armatures longitudinales

h : hauteur du plancher

b0 : largeur de lame

soit : $\mathbf{At = 2HA8 = 1.01cm2}$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de Ø8

- **Espacement des armatures :(cadres) (Art. A.5.1.22. BAEL91) :**

St≤ min (0.9d ;40cm)

St≤ min (16.9cm ;40cm) =16.2cm

St=15cm

b. **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91, A 4.2.1)**

En travée :

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

$A_{st} = 1.51cm^2 > A_{min} = 1.41cm^2$ **Condition vérifier**

Aux appuis :

$$A_{min} = 0.23b_0d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18\frac{2.1}{400} = 0.26cm^2$$

$A_{st} = 1.01cm^2 > A_{min} = 0.26cm^2$ **Condition vérifier**

- **Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres au niveau des appuis :**

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} < \bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec : $\psi s = 1.5$ pour les aciers HA

$\bar{\tau}u = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$

$\Sigma Ui = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 8 = 75.36mm$

$V_u = V_U^{max} = 10.87KN$

$$\tau_u = \frac{10.87 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 0.89MPa$$

$\tau u = 0.89MPa < \bar{\tau}\bar{u} = 3.15MPa$ **Condition vérifiée**

ψ_s: Coefficient de scellement.

Σ Ui: Somme des périmètres utiles des barres.

n : Nombre de barres.

- **Ancrage des barres (BAEL99.art.A.6.1.2)**

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa$

Aux appuis

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22cm \rightarrow \text{soit: } Ls = 30cm$$

En travée

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22cm \rightarrow \text{soit: } L_s = 30cm$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne

Terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à 0,4Ls pour les aciers HA

Aux appuis

$$Lc = 0{,}4Ls = 0{,}4 \times 30 = 12\,cm$$

En travée

$$Lc = 0{,}4Ls = 0{,}4 \times 30 = 12\,cm$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{10.87 \times 10}{12 \times 18} = 0.5MPa$$

Avec : V_u : Effort tranchant maximal

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5MPA\right\} = \min\{3.33MPA; 5MPA\} = 3.33MPA$$

$\tau u < \bar{\tau}$ ..... **Condition vérifié**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 / BAEL99)

La section des armatures transversales

$$\emptyset t \leq \min\left(\emptyset l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) = \min(0.8; \frac{20}{35}; \frac{12}{10}) = 0.57mm$$

On prend :

$\emptyset t$=0.57mm

Donc: At=2HA8=1.01cm^2

$St \leq \min\{0.9d\ ; 40cm\} = \ \min\{16.2cm; 40cm\} = 16.2cm$

On prend St=15cm

III.7.6. Calcul à l'ELS

❖ **Dans le cas $q_s = 4.2KN/M$**

1er cas : (RDC, étage courant, terrasse)

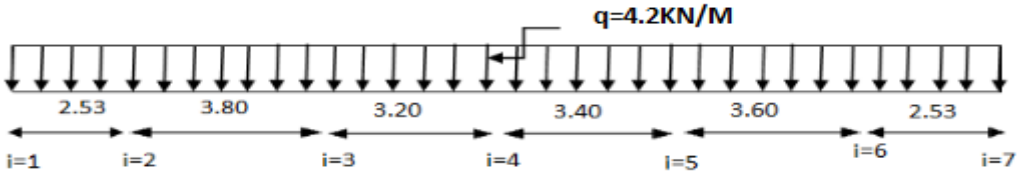


Diagramme III.12 : Schéma statique à l'ELS

Calcule des moments :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les

Résultats de calcule à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le

Coefficient $^{q_s}/_{q_u}$

$q_u = 5.77$ et $q_s = 4.2$

$^{q_s}/_{q_u} = {}^{4.2}/_{5.77} = 0.727$

- Aux appuis

$M1 = -1.12 \times 0.727 = -0.81KN.m$

$M2 = -3.9 \times 0.727 = -2.84KN.m$

$M3 = -4.25 \times 0.727 = -3.09KN.m$

$M4 = -3.13 \times 0.727 = -2.27KN.m$

$M5 = -4.29 \times 0727 = -3.12KN.m$

$M6 = -3.38 \times 0.727 = -2.46KN.m$

$M7 = -1.38 \times 0.727 = -1KN.m$

En travée :

$M_{t1} = 2.21 \times 0.727 = 1.61KN.m$

$M_{t2} = 6.34 \times 0.727 = 4.61KN.m$

$M_{t3} = 3.7 \times 0.727 = 2.69KN.m$

$M_{t4} = 4.63 \times 0.727 = 3.36KN.m$

$M_{t5} = 5.52 \times 0.727 = 4.01KN.m$

$M_{t6} = 2.29 \times 0.727 = 1.66KN.m$

Tableau III. 16 : calcul des moments en travée et aux appuis

Travée	L(m)	q (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Mt (KN.m)
1-2	**2.53**	**4.2**	-0.81	-2.84	**1.61**
2-3	**3.80**	**4.2**	-2.84	-3.09	**4.61**
3-4	**3.20**	**4.2**	-3.09	-2.27	**2.69**
4-5	**3.40**	**4.2**	-2.27	-3.12	**3.36**
5-6	**3.60**	**4.2**	-3.12	-2.46	**4.01**
6-7	**2.53**	**4.2**	-2.46	-1	**1.66**

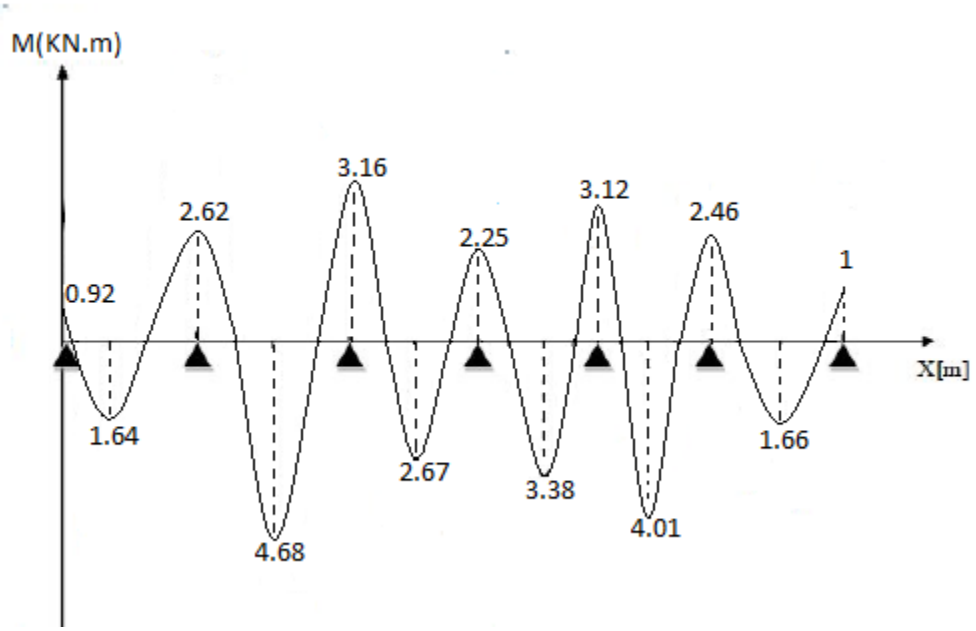


Diagramme III. 13 : Diagramme des moments fléchissant 1er cas

Calcul des efforts tranchants :

$$V_s = 0.727\,V(x)$$

Tableau III. 17 : calcul des efforts tranchants

Travée	L(m)	q (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x) ; x=0 (KN)	V(x) ; x=L (KN)
1-2	**2.53**	**4.2**	-0.81	-2.84	**4.52**	**-6.08**
2-3	**3.80**	**4.2**	-2.84	-3.09	**7.9**	**-8.04**
3-4	**3.20**	**4.2**	-3.09	-2.27	**7**	**-6.45**
4-5	**3.40**	**4.2**	-2.27	-3.12	**6.88**	**-7.37**
5-6	**3.60**	**4.2**	-3.12	-2.46	**7.73**	**-7.35**
6-7	**2.53**	**4.2**	-2.46	-1	**5.9**	**-4.73**

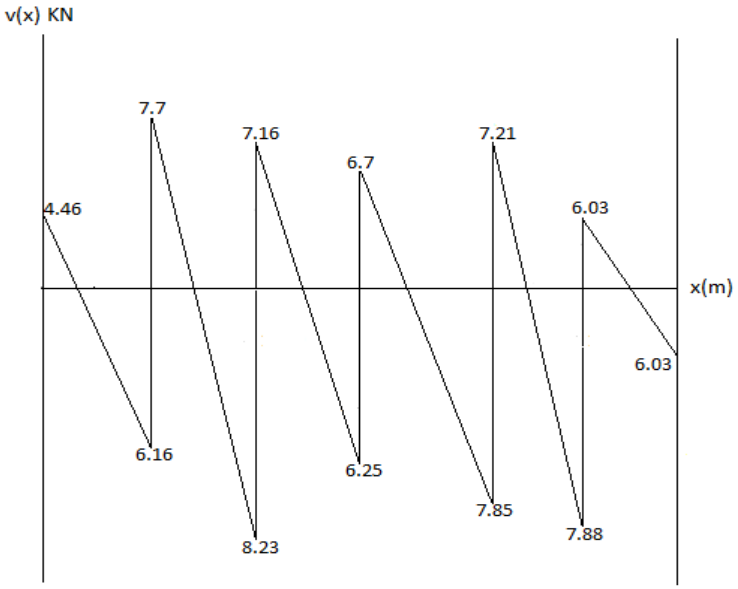


Diagramme III. 14 : Diagramme des efforts tranchants

2eme cas : (RDC, étage courant, terrasse)

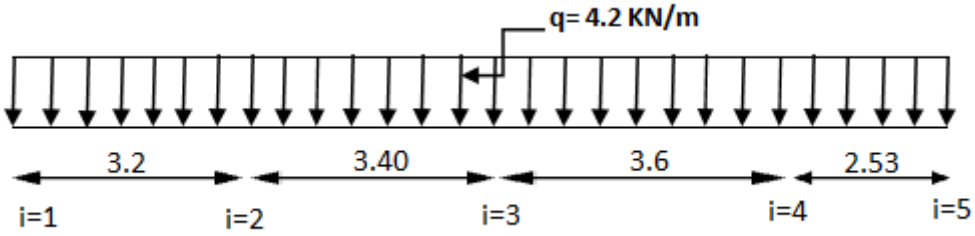


Diagramme III .15 : Schéma statique de deuxième cas

Calcule des moments :

- Aux appuis

$$M1 = -3.21 \times 0.727 = -2.33 KN.m$$

$$M2 = -3.41 \times 0.727 = -2.47 KN.m$$

$$M3 = -4.16 \times 0.727 = -3.02 KN.m$$

$$M4 = -3.53 \times 0.727 = -2.56 KN.m$$

$$M5 = -1.31 \times 0.727 = -0.95 KN.m$$

En travée :

$M_{t1} = 4.08 \times 0.727 = 2.97KN.m$

$M_{t2} = 4.56 \times 0.727 = 3.32KN.m$

$M_{t3} = 5.54 \times 0.727 = 4.03KN.m$

$M_{t4} = 2.28 \times 0.727 = 1.66KN.m$

Tableau III. 18 : calcul des moments en travée

Travée	L(m)	q (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Mt (KN.m)
1-2	**3.2**	**4.2**	-2.33	-2.47	**2.97**
2-3	**3.4**	**4.2**	-2.47	-3.02	**3.32**
3-4	**3.6**	**4.2**	-3.02	-2.56	**4.03**
4-5	**2.53**	**4.2**	-2.56	-0.95	**1.66**

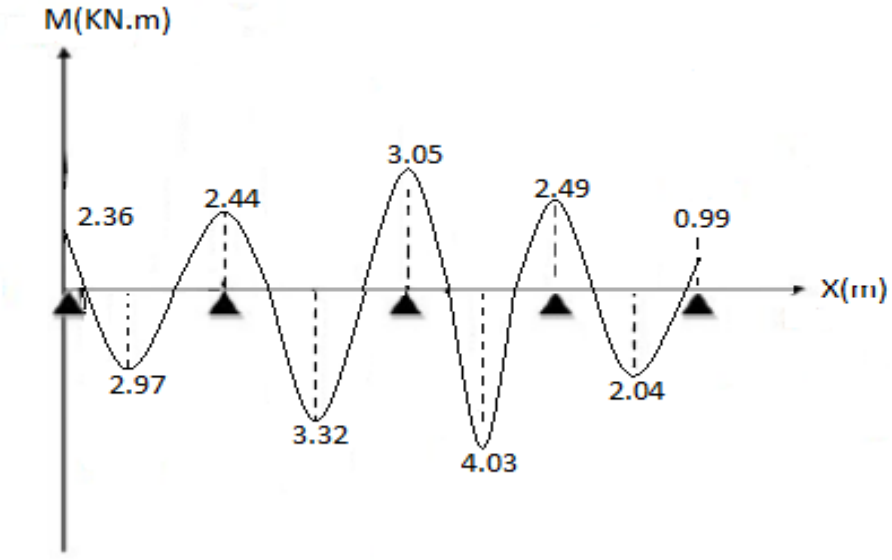


Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant 2eme cas

Calcul des efforts tranchants :

$$V_s = 0.727\,V(x)$$

Tableau III. 19: calcul des efforts tranchants

Travée	L(m)	q (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x) ; x=0 (KN)	V(x) ; x=L (KN)
1-2	**3.2**	**4.2**	-2.33	-2.47	**6.66**	**-6.75**
2-3	**3.4**	**4.2**	-2.47	-3.02	**6.82**	**-7.43**
3-4	**3.6**	**4.2**	-3.02	-2.56	**7.83**	**-7.26**
4-5	**2.53**	**4.2**	-2.56	-0.95	**6.05**	**-4.56**

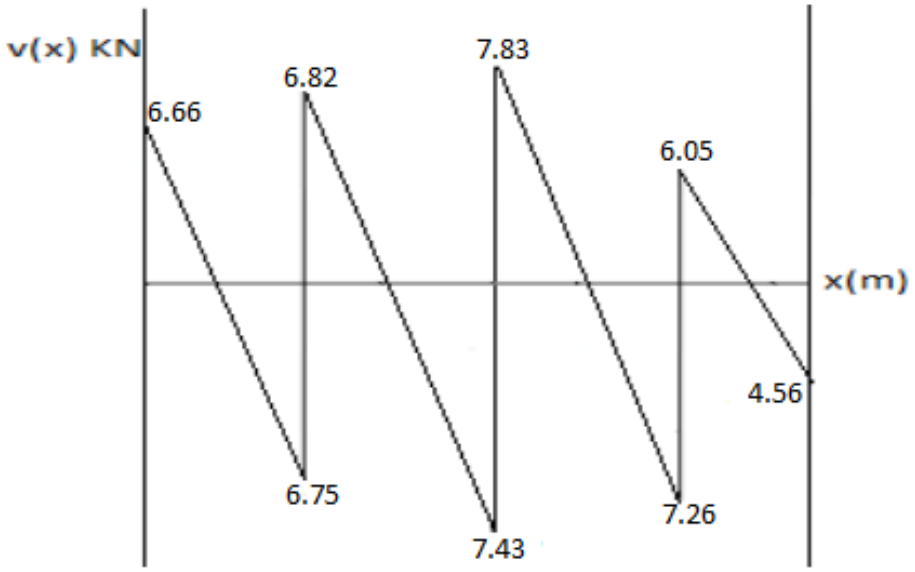


Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants

❖ **Dans le cas $q_s = 5.04KN/M$**

1er cas : (RDC, étage courant, terrasse)

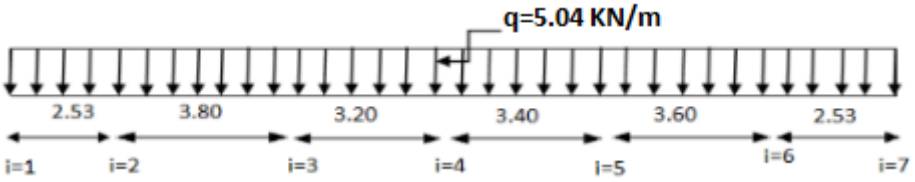


Diagramme III.18 : Schéma statique à l'ELS

Calcule des moments :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les

Résultats de calcule à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le

Coefficient $^{q_s}/_{q_u}$

$q_u = 5.77$ et $q_s = 5.04$

$^{q_s}/_{q_u} = {}^{5.04}/_{5.766} = 0.87$

- Aux appuis

$M1 = -1.12 \times 0.87 = -0.97KN.m$

$M2 = -3.9 \times 0.87 = -3.39KN.m$

$M3 = -4.25 \times 0.87 = -3.69KN.m$

$M4 = -3.13 \times 0.87 = -2.72KN.m$

$M5 = -4.29 \times 0.87 = -3.73KN.m$

$M6 = -3.38 \times 0.87 = -2.96KN.m$

$M7 = -1.38 \times 0.87 = -1.2KN.m$

En travée :

$M_{t1} = 2.21 \times 0.87 = 1.92KN.m$

$M_{t2} = 6.34 \times 0.87 = 5.52KN.m$

$M_{t3} = 3.7 \times 0.87 = 3.22KN.m$

$M_{t4} = 4.63 \times 0.87 = 4.03KN.m$

$M_{t5} = 5.52 \times 0.87 = 4.8KN.m$

$M_{t6} = 2.29 \times 0.87 = 1.99KN.m$

Tableau III.20 : calcul des moments en travée et aux appuis

Travée	L(m)	q (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Mt (KN.m)
1-2	**2.53**	**5.04**	-0.97	-3.39	**1.92**
2-3	**3.80**	**5.04**	-3.39	-3.69	**5.52**
3-4	**3.20**	**5.04**	-3.69	-2.72	**3.22**
4-5	**3.40**	**5.04**	-2.72	-3.73	**4.03**
5-6	**3.60**	**5.04**	-3.73	-2.96	**4.8**
6-7	**2.53**	**5.04**	-2.96	-1.2	**1.99**

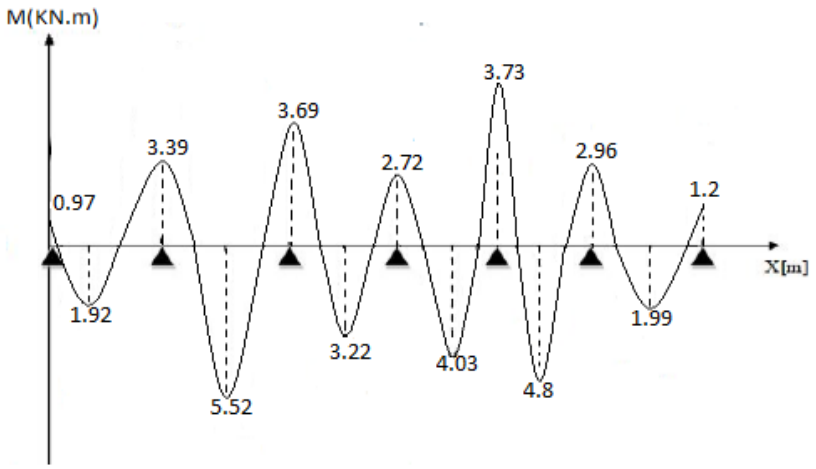


Diagramme III. 19 : Diagramme des moments fléchissant 1er cas

Calcul des efforts tranchants :

$$V_s = 0.87\ V(x)$$

Tableau III. 21 : calcul des efforts tranchants

Travée	L(m)	q (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x) ; x=0 (KN)	V(x) ; x=L (KN)
1-2	2.53	5.04	-0.97	-3.39	5.4	-7.3
2-3	3.80	5.04	-3.39	-3.69	9.5	-9.6
3-4	3.20	5.04	-3.69	-2.72	8.3	-9.7
4-5	3.40	5.04	-2.72	-3.73	8.2	-8.8
5-6	3.60	5.04	-3.73	-2.96	9.2	-8.8
6-7	2.53	5.04	-2.96	-1.2	7	5.6

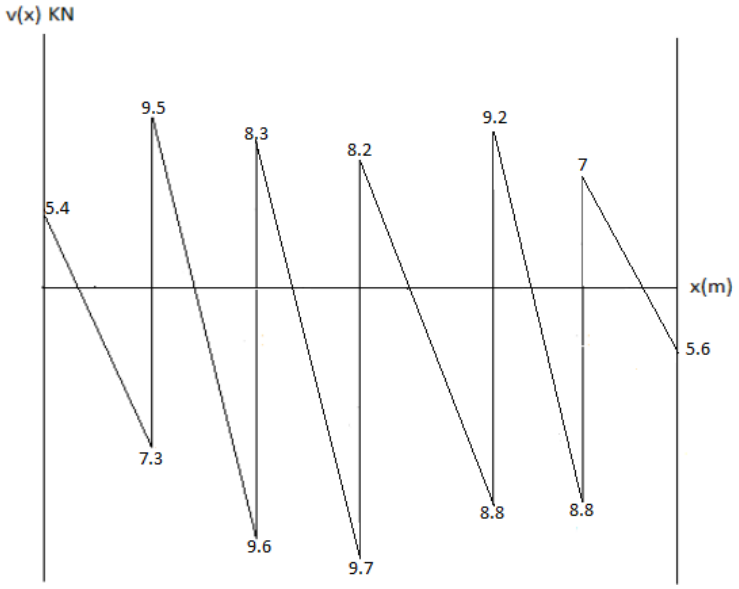


Diagramme III.20 : Diagramme des efforts tranchants

2eme cas : (RDC, étage courant, terrasse)

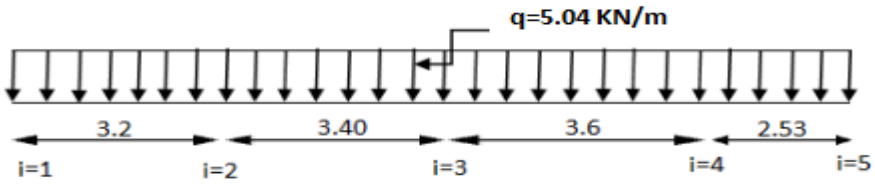


Diagramme III .21 : Schéma statique de deuxième cas

Calcule des moments :

- Aux appuis

$M1 = -3.21 \times 0.87 = -2.8KN.m$

$M2 = -3.41 \times 0.87 = -3.96KN.m$

$M3 = -4.16 \times 0.87 = -3.62KN.m$

$M4 = -3.53 \times 0.87 = -3.07KN.m$

$M5 = -1.31 \times 0.87 = -1.14KN.m$

En travée :

$M_{t1} = 4.08 \times 0.87 = 3.55KN.m$

$M_{t2} = 4.56 \times 0.87 = 3.96KN.m$

$M_{t3} = 5.54 \times 0.87 = 4.81KN.m$

$M_{t4} = 2.28 \times 0.87 = 1.98KN.m$

Tableau III.22 : calcul des moments en travée

Travée	L(m)	q (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Mt (KN.m)
1-2	**3.2**	**5.04**	-2.8	-3.96	**3.55**
2-3	**3.4**	**5.04**	-3.96	-3.62	**4.96**
3-4	**3.6**	**5.04**	-3.62	-3.07	**4.81**
4-5	**2.53**	**5.04**	-3.07	-1.14	**1.98**

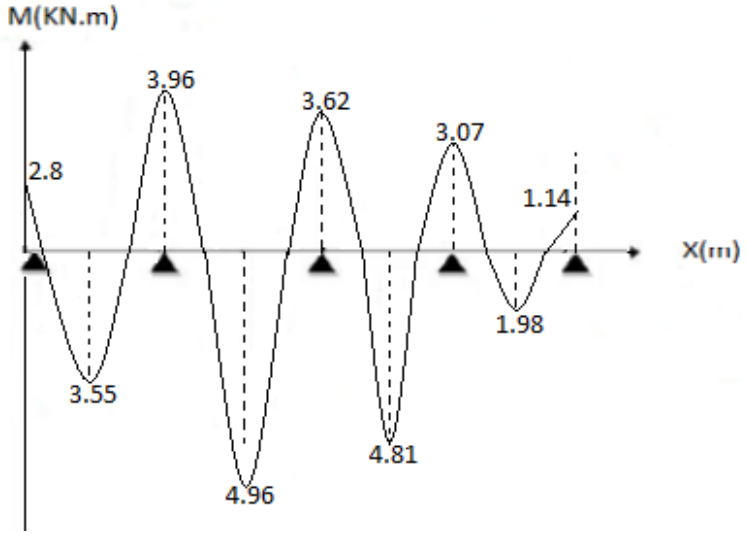


Figure III.22 : Diagramme des moments fléchissant 2eme cas

Calcul des efforts tranchants :

$$V_s = 0.87\ V(x)$$

Tableau III.23 : calcul des efforts tranchants

Travée	L(m)	q (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x) ; x=0 (KN)	V(x) ; x=L (KN)
1-2	**3.2**	**5.04**	-2.36	-2.44	**8.22**	**-8.33**
2-3	**3.4**	**5.04**	-2.44	-3.05	**8.41**	**-9.17**
3-4	**3.6**	**5.04**	-3.05	-2.49	**9.66**	**-8.96**
4-5	**2.53**	**5.04**	-2.49	-0.99	**7.46**	**-5.62**

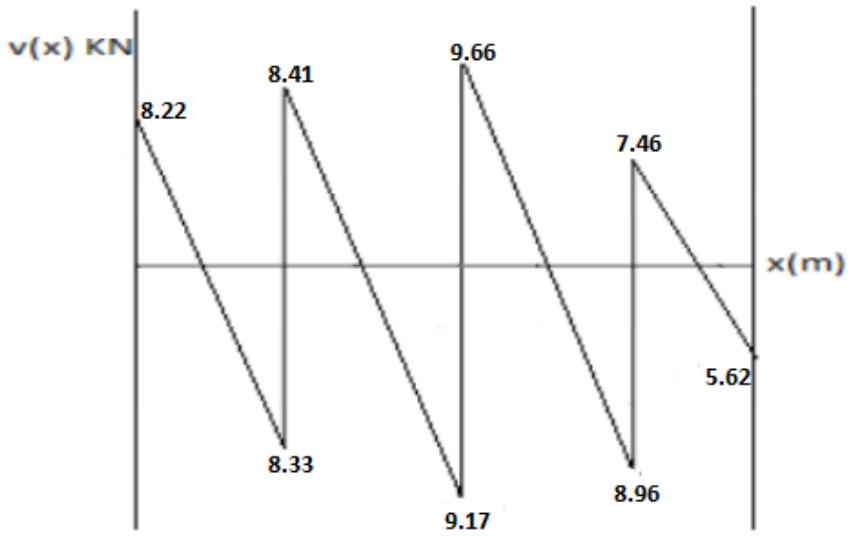


Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchants

Conclusion :

$M_a^{max} = 3.96KN.m$

$M_t^{max} = 5.52\ KN.m$

$V_s^{max} = 9.66KN$

c. Vérification des contraintes à l'ELS :

Etat limite de résistance du béton en compression

On doit vérifier que :

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_s$

- **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU est :

$A_{st}^a = 2HA8 = 1.01cm^2$

$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}^a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.01}{12 \times 18} = 0.468$

$\rho_1 = 0.468$; $\beta_1 = 0.896$; $K_1 = 33.08$

- **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}^a} = \frac{3.96 \times 10^{-3}}{0.896 \times 0.18 \times 1.01 \times 10^{-4}} = 243.1MPa$$

$$\sigma_s = 243.1MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa \quad \rightarrow \quad \textbf{condition vérefiée}$$

Avec : $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPA$

- **La contrainte dans le béton :**

On a:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_s = 0.6fc28 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{243.1}{33.08} = 7.34\ MPa$$

Donc

$$\sigma bc = 7.34MPa \leq \bar{\sigma}st = 15MPa \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **<u>En travée :</u>**

$$A_{st}^t = 3HA8 = 1.51cm^2$$

$$\rho_2 = \frac{100 \times A_{st}^a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.699$$

$$\rho_2 = 0.699 \quad ; \beta_2 = 0.878 \quad ; K_2 = 27.98$$

- **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_2 \times d \times A_{st}^t} = \frac{5.52 \times 10^{-3}}{0.878 \times 0.18 \times 1.51 \times 10^{-4}} = 231.3MPa$$

$$\sigma_s = 231.3MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa \quad \rightarrow \quad \textbf{condition vérefiée}$$

- **La contrainte dans le béton :**

On a:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_2} \leq \bar{\sigma}_s = 0.6fc28 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_2} = \frac{231.3}{27.98} = 8.26 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma bc = 8.26MPa \leq \overline{\sigma}st = 15MPa \rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Etat limite de déformation**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section droite.

L : portée de la plus longue travée.

A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.044 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{condition verefier}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.044 \geq \frac{M_{st}}{10M_0} \quad \text{condition verefier}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.01}{12 \times 18} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad \text{condition verefier}$$

Conclusion :

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

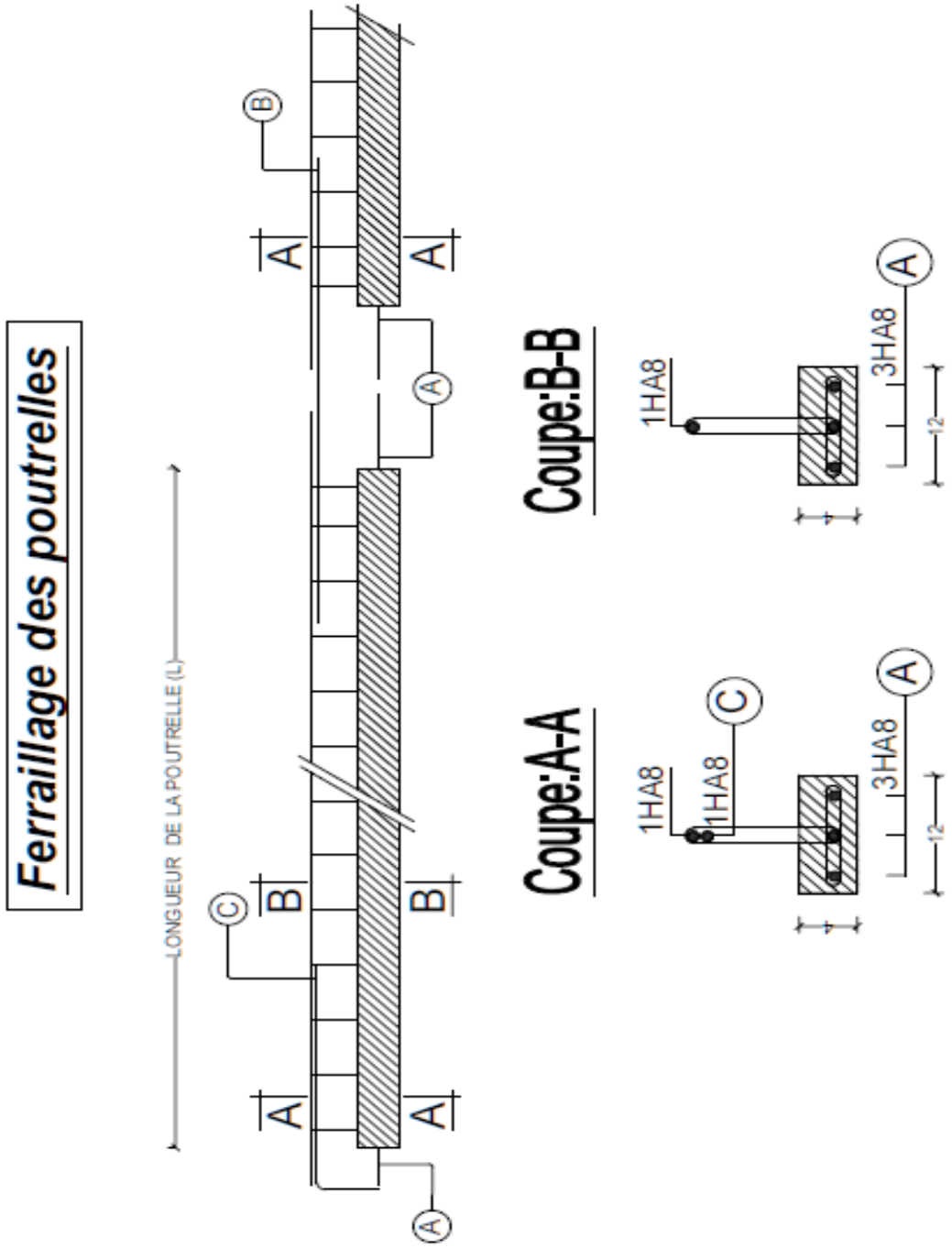


Figure III.24. Schéma de ferraillage des poutrelles.

Chapitre V

Ferraillage des éléments

Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.1. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, leur ferraillage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU.
En procédant à des vérifications à L'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes (exiger par RPA « Article 5.2 » :

- **1,35G + 1,5Q → à l'ELU.**
- **G + Q → à l'ELS**
- **G + Q + E → RPA99 révisée 2003.**

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Tableau V.1.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	Fe(Mpa)	σ_s(Mpa)
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

V.1.1. Recommandations RPA 99 révisé 2003

- **Armatures longitudinale : (RPA Art 7.4.2.1)**

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 40Ø (zone IIa),

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas Dépasser 25cm.

- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

Tableau V.1.2 : Recommandation du l'RPA.

Pourcentage total maximum	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6% en zone de recouvrement :		
Pourcentage total minimum :	Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8% de la section du béton(0,8%bh)		
Résultats			
Section	0,8% b h (cm^2)	4% b h(cm^2)	6% b h (cm^2)
Poteaux 45*45	16,2	81	121,5
Poteaux 40*40	12,8	64	96
Poteaux35*35	9,8	49	73,5

- **Armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003) :**

Les armateurs transversaux des poteaux sont calculés par cette formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a . V_u}{h_t . f_u}$$

Avec :

V_u: Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section.

fe : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2{,}50$ si l'élancement géométrique $\lambda g \geq 5$.

$\rho_a = 3{,}75$ si l'élancement géométrique $\lambda g < 5$.

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre $\emptyset_t$ des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\emptyset_t = \frac{1}{3}\emptyset_L^{max}$$

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$S_t \leq \min\ \{15\emptyset_L^{min}$; 40 cm; (a+ 10) cm} (BAEL 91 Art 8.1.3)

Avec :

a : est la petite dimension transversale des poteaux.

- D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$S_t \leq \min\{10.\emptyset_L \min; 15\ cm\}$ En zone nodale.

$S_t \leq 15\emptyset_L^{min}$, En zone de recouvrement.

Avec :

$\emptyset_L$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Le rôle des armatures transversales :

- 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.

- Calcul d'élancement (élancement géométrique):

$$\lambda_g = \{\frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b}\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f: Longueur de flambement.

λ_g: Élancement géométrique.

- Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Ømin.

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow$ Amin = 0,3%.
- Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow$ Amin = 0,8%.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ par interpolation entre les valeurs précédentes.

V.1.2. Calcul du ferraillage à l'ELU

- **Armatures longitudinales :**

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 deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).

- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

➢ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0{,}337 - 0{,}81.C'h).b.h^2.f_{bc}$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - C\right)$$

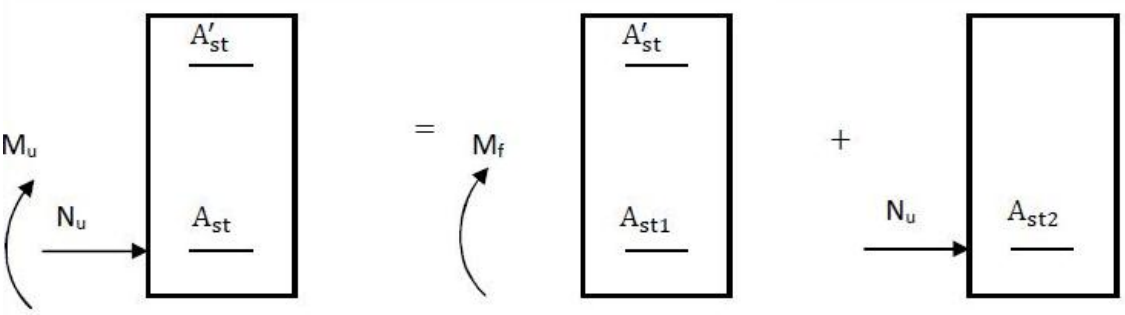


Figure V.1 : Section partiellement comprimée (SPC).

- **Calcul des armatures :**

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

1er cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ → la section est simplement armée (SSA).

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta . d . \delta_s} \text{ , } A'_{st} = 0$$

D'où la section réelle est :$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\delta_s}$ si l'effort est négatif.

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

2ème cas :

$\mu \geq \mu_1 = 0.392$ → La section est doublement armée (SDA).

$A'_{st} \neq 0$

On calcul :

$M_r = \mu_1 b \times d^2 \times F_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : Mr : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r . d . \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c)\times\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348[MPa]$$

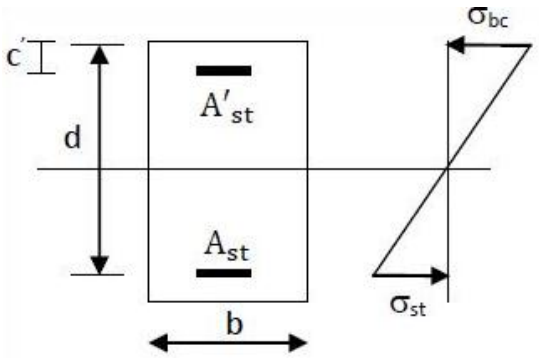


Figure V.2 : Schéma de ferraillage.

La section réelle d'armature est : $A'_{st} = A'$; $A_{st} = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Section entièrement comprimée (SEC):

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - C$$

$$N_u = (d - c') - M_f > \left(0{,}337 - 0{,}81.\frac{c'}{h}\right). b. h^2. f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

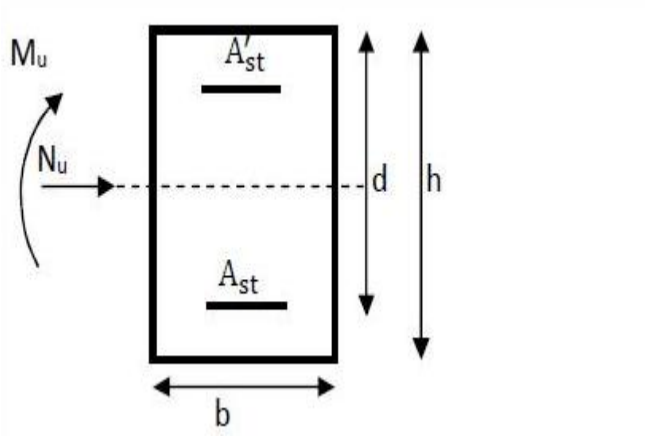


Figure V.3 : Schéma de ferraillage.

Deux cas peuvent se présenter :

1er cas : SSA (Section Simplement Armée) :

$$N_u = (d - c') - M_f \leq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right).b.h^2.f_{bc}A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N_u - \Psi.b.h.f_{bc}}{\sigma_s} \text{ Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0{,}8571 - \frac{C'}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.8f_{28}}{\theta \times \gamma_b}$$

γ_b= 1,5 En situation durable.

γ_b= 1,15 En situation accidentelle.

2éme cas : SDA (Section doublement Armée) :

$$N_u = (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right).b.h^2 f_{bc}A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_f - (d - 0{,}5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c')}$$

$$A_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{st}$$

V.1.3 Hypothèse de calcul

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.

- Effort normal minimal et le moment correspondant.

- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont extraites directement du logiciel ETABS,

1,35G+1,5Q → à l'ELU. G+Q → à l'ELS

G+Q±E → RPA99 révisée 2003

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1.3 : Efforts normal et moments fléchissent obtenu par ETABS

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal Nu (KN)	MomentMu (KN.m)
RDC, 1er ,2éme	[45 × 45]	$N_{max} - M_{corr}$	ELU	-1578.28	-3.459
		$N^{min} - M^{corr}$	G+E	236.63	17.72
		$N^{corr} - M^{max}$	GQ+E	1113.06	-30.69
3, 4,5éme étage	[40 × 40]	$N^{max} - M^{corr}$	ELU	-1028.76	-2.783
		$N^{min} - M^{corr}$	G+E	-174.92	32.235
		$N^{corr} - M^{max}$	GQ+E	-311.07	65.184
6, 7,8éme, étage	[35 × 35]	$N^{max} - M^{corr}$	ELU	-607.68	-4.981
		$N^{min} - M^{corr}$	G+E	33.56	12.097
		$N^{corr} - M^{max}$	GQ+E	-150.51	-51.749

Ferraillage des poteaux a l'ELU :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « SOCOTEC ».

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.1.4 : Ferraillages des poteaux à l'ELU

Zone	Sollicitations	N(KN)	Mx (KN.m)	A_{sup}	A_{inf}	Obs	A_{RPA}	Ferraillage	Aadop (cm2)
Zone I (45x45)	Nmax −Mcorr	-1578.28	-3.459	0	0	SEC	16.2	**4HA20 + 4HA16**	20,61
	Nmin − Mcorr	236.63	17.72	0	0	SEC			
	Ncorr −Mmax	-1113.06	-30.69	0	0	SEC			
Zone II (40x40)	Nmax−Mcorr	-1028.76	-2.783	0	0	SEC	12.8	**4HA20 + 4HA14**	18.73
	Nmin −Mcorr	174.92	32.235	0	0	SEC			
	Ncorr −Mmax	311.07	65.184	0	1.15	SEC			
Zone III (35x35)	Nmax − Mcrr	-607.68	-4.981	0	0	SEC	9.8	**4HA 16 + 4HA12**	12.56
	Nmin − Mcorr	33.56	12.097	0	0.58	SEC			
	Ncorr −Mmax	150.51	-51.749	2.81	0	SEC			

V.1.4. Vérification à l'ELU

- **Armatures transversales :(Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67$$

Soit : $\emptyset_t = 8mm$

Avec :

$\emptyset_1$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.5 On fixe pour les armatures transversales une section d'At =4HA8= 2,01cm² (2 Cadre).

Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

$S_t \leq \min \{15\emptyset_L^{min}$, 40cm, (a + 10) cm} = min {15 × 1,2 ; 40cm; (35 + 10)}

$S_t \leq 18$ cm; Soit: $\mathbf{S_t}$ = **15 cm**

Avec :

a : EST la petite dimension du poteau

- **En zone nodale :**

$S_t \leq \min \{10\emptyset_L^{min}$; 15 cm} = min {10 × 1,2 ; 15 cm} = 12cm.

Nous adoptons : St = 10 cm.

- **En zone de courante :**

$S_t \leq 15\emptyset_L^{min}$ = 15 × 1,2≤ 18 cm.

Nous adoptions: S_t = 12 cm.

Avec : $\emptyset_L$: diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La disposition des cadres dans la zone nodale :

La zone nodale est définie par l'et h' :

$\mathbf{l' = 2h}$

$\mathbf{h' = max\ (\frac{h_e}{6}, b1, h1, 60cm)}$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b_1, h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)

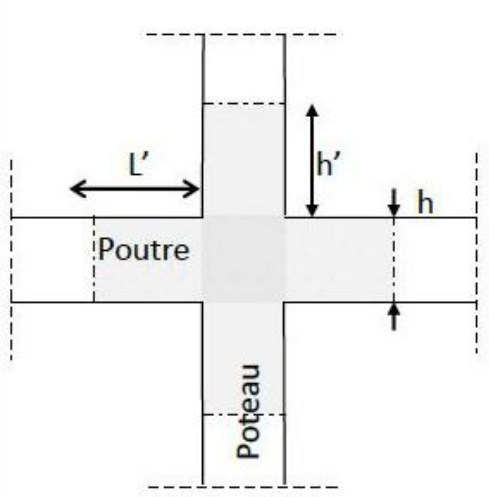


Figure V.5. Délimitation de la zone nodale.

Tableau V.1.5. Délimitation des zones nodales.

Niveaux	Poteaux	h_e (cm)	$\mathbf{h' = max\ (\frac{h_e}{6}, b1, h1, 60cm)}$
6, 7, 8éme étage	35 × 35	286	$\mathbf{h' = max}$(47.66 ; **35** ; **60cm**) =**60cm**
3, 4, 5éme étage	40 × 40	286	$\mathbf{h' = max}$(47.66 ; **40** ; **60cm**) =**60cm**
1, 2éme étage	45 × 45	286	$\mathbf{h' = max}$(47.66; **45** ; **60cm**) =**60cm**
RDC	45 × 45	388	$\mathbf{h' = max}$(64.66; **45** ; **60cm**) =65**cm**

Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5$……$A_t^{min} = 0{,}3\%.S_t.b1$

- Si $\lambda_g \leq 3$……$A_t^{min} = 0{,}8\%.S_t.b1$

- Si $3 < \lambda_g < 5$……. Par interpolation entre les valeurs précédentes.

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g: Elancement géométrique du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : Hauteur libre du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \; ; \; I_f = 0.707 I_0$$

- **Poteaux (45 x 45) :**

$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,707 \times 4.08}{0.,45} = 6.41 > 5 \Longrightarrow$ A_t^{min} = 0,3%. St. b1

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35\ cm^2 < 2.01 cm^2$ … **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 12 \times 45 = 1.62 cm^2 < 2.01 cm2$ … **condition vérifiée**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0.,45} = 4.81 < 5 \Longrightarrow \text{ après interpolation: } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,35\%$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,58\ cm^2 < 2.01 cm^2$ … **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{min} = 0,0035 \times 12 \times 45 = 1,89 cm2 < 2.01 cm2$ … **condition vérifiée**

- **Poteaux (40 x 40) :**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0.707 \times 3,06}{0,40} = 5,41 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2\ cm^2 < 2.01 cm^2$ … **condition vérifiée**

Zone courante :$A_t^{min} = 0{,}003 \times 12 \times 40 = 1{,}68cm^2 < 2.01cm^2$.**condition vérifiée**

- **Poteaux (35 x 35) :**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0{,}707 \times 3{,}06}{0{,}35} = 6{,}18 > 5$$

Zone nodale :$A_t^{min} = 0{,}003 \times 10 \times 35 = 1{,}05\ cm^2 < 2.01cm^2$ ... **condition vérifiée**

Zone courante :$A_t^{min} = 0{,}003 \times 12 \times 35 = 1{,}47\ cm^2 < 2.01cm^2$ **condition vérifiée**

Conclusion :

Tableau V.1.6 Armatures transversales

Poteaux	Sections des armatures transversales (cm2)	Espacement
(45 x 45) (40 x 40) (35 x 35)	(2 cadres $T8$)= 2,01	Zone nodal=10 cm Zone courante=15 cm

a. **La longueur minimale des recouvrements est de :**

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est :

$L_R = 40 \times \emptyset$

Pour les **HA 20** : $L_R = 40 \times 2{,}0 = 80$ cm $\Longrightarrow$ soit : $L_R = 80$ cm.

Pour les **HA 16** : $L_R = 40 \times 1{,}6 = 64$ cm $\Longrightarrow$ soit : $L_R = 64$ cm.

Pour les **HA 14** : $L_R = 40 \times 1{,}4 = 56$ cm $\Longrightarrow$ soit : $L_R = 56$ cm.

Pour les **HA 12** : $L_R = 40 \times 1{,}2 = 48$ cm $\Longrightarrow$ soit : $L_R = 48$ cm.

- **Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91Article A.6.1.221) :**

$$I_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}}; f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28}$$

Ψ_s= 1,5 : Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0{,}6\Psi_s^2 f_{t28} = 0{,}6.(1{,}5)^2.2{,}1 = 2{,}835 MPa$$

Pour les HA 20 : $I_s = \frac{2 \times 40000}{4(0{,}6 \times 15^2 \times 210)} = 70{,}55$ cm

Pour les HA 16 : $I_s = \frac{1{,}6 \times 40000}{4(0{,}6 \times 15^2 \times 210)} = 56{,}44$ cm

Pour les HA 14 : $I_s = \frac{1{,}4 \times 40000}{4(0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 210)} = 49{,}38$ cm

Pour les HA 12 : $I_s = \frac{1{,}2 \times 40000}{4(0{,}6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42{,}33$ cm

c. Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu}sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite$\bar{\tau}_{bu}$.

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$\rho_d = 0{,}075$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0{,}04$ si $\lambda_g < 5$

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min\left\{\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5Mpa\right\} [Art\ A.5.1{,}211/BAEL\ 91]$$

Tableau V.1.7 : Vérification au cisaillement selon BAEL

Zone	V_u[KN]	λ_g	ρ_d	b(cm)	d (cm)	τ_b(MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$(MPa)	Observation
Zone I	49.71	6.41	0,075	45	42	0,26	1.875	CV
(45x45)	49.71	4.80	0.04	45	42	0.26	1	CV
Zone II (40x40)	50.1	5,41	0,075	40	37	0,33	1,875	CV
Zone III (35x35)	36.31	6,18	0,075	35	32	0,32	1,875	CV

V.1.4 Vérification des contraintes tangentielles.

1. Vérification à l'ELS :

a. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL91) :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st}sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}\end{matrix}\right\}$$

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bsup}: Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{asup}: Contrainte max dans les aciers supérieurs.

σ_{binf}: Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{ainf} : Contrainte max dans les aciers inférieurs

Tableau V.1.8 : Vérification à l'ELS

Zone	Sollicitations	M (KN.m)	A_{adop} (cm2)	σ_{bsup} MPa	σ_{binf} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_{asup} MPa	σ_{ainf} MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	condition
Zone I (45x45)	N^{max}–M^{corr}	**-4,662**	20,61	5.82	6.09	15	87.5	91	201.63	Cv
	N^{min}–M^{corr}	**0,744**		2.53	0		34.1	-15.2		Cv
	N^{corr} –M^{max}	**25,305**		0	4.81		-19.2	65.6		Cv
Zone II (40x40)	N^{max}–M^{corr}	**-9,312**	14,2	4.61	4.9	15	69.5	73.2	201.63	Cv
	N^{min}– M^{corr}	**-0,561**		2.32	0		30.5	-18.5		Cv
	N^{corr}–M^{max}	**-18,158**		5.48	0		69.6	-74.1		Cv
Zone III (35x35)	N^{max}–M^{corr}	**-9,175**	10,68	4.22	3.37	15	62.2	51.6	201.63	Cv
	N^{min}– M^{corr}	**-0,103**		2.28	0		26.7	-45.7		Cv
	N^{corr}–M^{max}	-23,833		0	6.86		-62.7	87.4		Cv

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

On a opté pour le ferraillage suivant :

Poteaux (45 x 45) :

- Les armatures longitudinales : 4HA20+4HA16 = 20,61cm²
- Les armatures transversales : 4HA8 = 2,01 cm^2

Poteaux (40 x 40) :

- Les armatures longitudinales : 4HA20+4HA14 = 14,2 cm²
- Les armatures transversales : 4HA8 = 2,01 cm^2

Poteaux (35 x 35) :

- Les armatures longitudinales : 4HA14+4HA12 = 10,67cm²
- Les armatures transversales : 4HA8 = 2,01 cm^2 (2cadre)

V.2. Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux du bâtiment est sollicités par les moments de flexion et des efforts tranchants.

Leur ferraillage se fera en flexion simple par la combinaison la plus défavorable ci-dessus et leur vérification s'effectue à l'ELS.

- 1,35G + 1,5Q → à l'ELU.

- G + Q → à l'ELS RPA99 (Article 5 .2)

- G + Q + E → RPA99 révisée 2003.

- 0,8G + E → RPA99 révisée 2003.

V.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003

A. Armatures longitudinales :(RPA Art 7.5.2.1) :

La longueur maximale de recouvrement est de 40 Ø en zone IIa

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section **: A_{min} = 0,5% b h**
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

* A_{max} = 4%b h en zone courante.
* A_{max} = 6% b h en zone de recouvrement.

Tableau V-2-1 : Les recommandations du RPA.

Section	0,5% b h (cm²)	4% b h (cm²)	6% b h (cm²)
Poutre principale 30*40	6	48	72
Poutre secondaire 30*35	5,25	42	63

B. Armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA99/2003) :

- 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 :

- S_t = Min ($\frac{h}{4}$; 12∅) en zone nodale.
- St ≤ $\frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

∅ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Calcul du ferraillage à l'ELU

A. Armatures longitudinales :

Calcul du moment réduit :

$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$ Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2\ MPa$

1er cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SAA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_{st} = 0$)

Section d'acier tendue :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_s}$$

2ème cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$, $\Delta M = M_u - M_1$

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

Armatures comprimées :

$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c\prime) \times \sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400[MPa]$

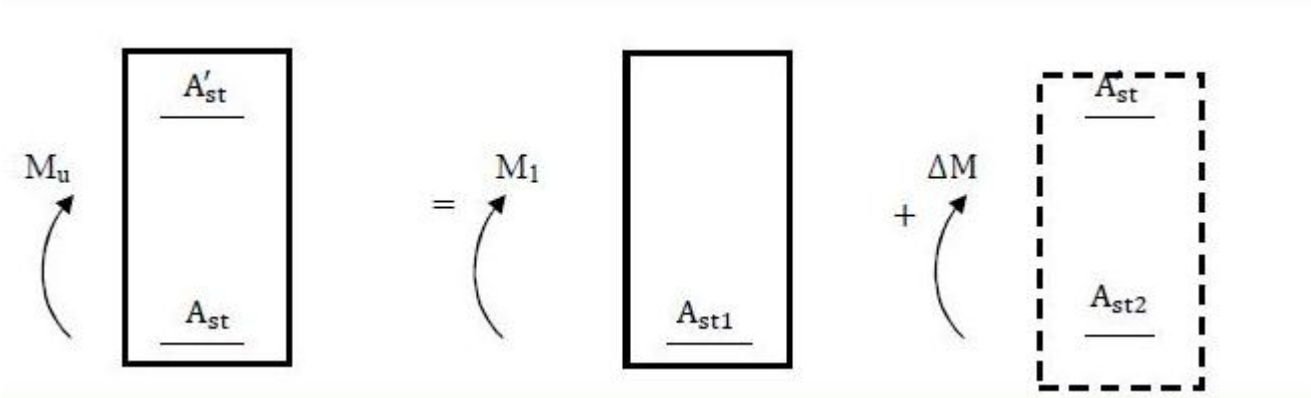


Figure V.2.2. Section rectangulaire doublement armée.

- **Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

- Poutre principales ($\mathbf{30 \times 40}$) :

Tableau V.2.2 : Ferraillage des poutres principales.

		Mmax (KN.m)	μ	B	Obs	A_{st} (cm^2)	Ferraillage	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Non lier aux voiles	travée	61	0.078	0,959	SSA	4.29	5HA14	7.70
	appuis	-100.69	0.129	0,930	SSA	7,31	5HA16	10.05
lier aux voiles	travée	65.6	0.084	0.956	SSA	4.64	5HA14	7.70
	appuis	104.54	0.134	0.928	SSA	7.61	5HA16	10.05

- Poutre secondaires ($\mathbf{30 \times 35}$) :

Tableau V.2.3 : Ferraillage des poutres secondaires.

		M_{max} (KN.m)	μ	B	Obs	$A_{st}(cm^2)$	Ferraillage	$A_{adoptée}(cm^2)$
Non lier aux voiles	travée	78.59	0.154	0.916	SSA	6.70	5HA16	10.05
	appuis	-77.24	0.151	0.917	SAA	6.58	5HA16	10.05
lier aux voiles	Travée	110.45	0.248	0.855	SAA	11.55	6HA16	12.06
	appuis	-112	0.250	0.854	SAA	11.66	6HA16	12.06

V.2.3 Vérification à l'ELU

A. Armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA99/2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$A_t = 0{,}003 \times S_t \times b$

Tableau V.2.4 : Ferraillage armatures transversales.

		Calcul de l'espacement S_t (cm)			$A_t = 0{,}003 \times St \times b$	Ferraillage [cm^2]
Poutre Principale **(30 × 40)**	Non Lier au voiles	Zone nodale St ≤min ($\frac{h}{4}$; 12Ø)	Min (10 ; 16.8)	**S_t = 10**	0,9	4HA8 =2.01
		Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	**S_t = 15**	1,35	
	lier au voiles	Zone nodale St ≤min ($\frac{h}{4}$; 12Ø)	Min (10 ; 16.8)	**S_t = 10**	0,9	4HA8=2.01
		Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	**S_t = 15**	1,35	
Poutre Secondaire **(30 × 35)**	Non Lier au voiles	Zone nodale St ≤min ($\frac{h}{4}$;12Ø)	Min(8,75;19.2)	**S_t = 10**	0,9	4HA8=2.01
		Zone courante $St \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17{,}5$ cm	**S_t = 15**	1,35	
	lier au voiles	Zone nodale St ≤min ($\frac{h}{4}$;12Ø)	Min(8,75;24)	**S_t = 10**	0.9	4HA8 =2.8
		Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17{,}5$ cm	**S_t = 15**	1.35	

B. Condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4.2.1):

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{A_s \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}}$$

Avec : f_{t28} = 2,1 MPa

Tableau V.2.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

			A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutres principales (30x40)	Non lier aux voiles	En travée	4.29	1.80	Condition vérifiée
		Aux appuis	7,31	1.80	Condition vérifiée
	Lier Aux voiles	En travée	4.64	1.80	Condition vérifiée
		Aux appuis	7.61	1.80	Condition vérifiée
Poutres secondaires (30x35)	Non lier aux voiles	En travée	6.70	1.36	Condition vérifiée
		Aux appuis	6.58	1.36	Condition vérifiée
	Lier Aux voils	En travée	11.55	1.36	Condition vérifiée
		Aux appuis	11.66	1.36	Condition vérifiée

C. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : T_u^{max}= Effort tranchant max à l'ELU ;

$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa\right) = \min(0.2\frac{25}{1.15}; 5\ Mpa\ )$

$\bar{\tau}_u = \min(4{,}35\ \text{MPa};\ 5\ \text{MPa}) = 4{,}35\text{MPa}$

Tableau V.2.6 : Vérification aux cisaillements

		Efforts tranchant (KN)		b(cm)	d(cm)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Non lier aux voiles	T_{max}	92.37	30	37	0.083	4,35	Condition vérifiée
	lier aux voiles	T_{max}	108.62	30	37	0.097	4,35	Condition vérifiée
Poutres secondaires	Non lier aux voiles	T_{max}	75.57	30	32	0.079	4,35	Condition vérifiée
	Lier aux voiles	T_{max}	100.78	30	32	0.091	4,35	Condition vérifiée

D. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On se doit de vérifier la relation :

$$T_u^{Max} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9dbf_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau V.2.7 : Influence des efforts tranchent sur le béton

Poutres		Efforts tranchant (KN)		b(cm)	d(cm)	fc28 (MPa)	$\overline{T}_u$(KN)	Observation
Poutres principales	Non lier aux voiles	T_{max}	92.37	30	37	25	868.69	Condition vérifiée
	lier aux voiles	T_{max}	108.62	30	37	25	868.69	Condition vérifiée
Poutres secondaires	Non lier aux voiles	T_{max}	75.57	30	32	25	751.3	Condition vérifiée
	lier aux voiles	T_{max}	100.78	30	32	25	751.3	Condition vérifiée

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u - \frac{M_u}{0.9d})\frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :$A_{st} > (T_u - \frac{M_u}{d})\frac{1.15}{f_e}$

Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0 \rightarrow$ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

Poutres principales :

- Non Lier aux voiles : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 92.37 - \frac{100.69}{0.9\times0.37} = -210 < 0$
- Lier aux voiles : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 108.62 - \frac{104.54}{0.9\times0.37} = -205.31 < 0$

Poutres secondaires :

- Non Lier aux voiles : $T_u - \frac{M_u}{0.9\times d} = 75.57 - \frac{77.24}{0.9\times0.32} = -192.62 < 0$
- Lier aux voiles : $T_u - \frac{M_u}{0.9\times d} = 100.78 - \frac{127.52}{0.9\times0.32} = -341.99 < 0$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

D. Vérification de la contrainte d'adhérence BAEL (Art A.6.1.3) :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ Mpa$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9\ \times\ d\ \times \sum U_i}$$

Ψ_s =1,5 : Coefficient de scellement HA

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

- **Poutres principales :**

Non lier aux voiles

- **Travée**

$$\sum U_i = \sum(\pi \times n \times \emptyset) = 3{,}14 \times 5 \times 1.2 = 18.84\ cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{92.37 \times 10^3}{0.9\ \times\ 370 \times\ 125.6} = 1.47\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15\ MPa \Longrightarrow C.V$$

- **Appuis**

$$\sum U_i = \sum(\pi \times n \times \emptyset) = 3{,}14 \times 5 \times 1.4 = 21.98\ cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{92.37 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 219.8} = 1.26\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15\ MPa \Longrightarrow C.V$$

Lier aux voiles

- **Travée**

$$\sum U_i = \sum(\pi \times n \times \emptyset) = 3{,}14 \times 5 \times 1.2 = 18.84\ cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{108.62 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 188.4} = 1.73\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15\ MPa \Longrightarrow C.V.$$

- **Appuis**

$$\sum U_i = \sum(\pi \times n \times \emptyset) = 3{,}14 \times 6 \times 1.4 = 26.37\ cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{108.62 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 263.7} = 1.23\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15\ MPa \Longrightarrow C.V.$$

- **Poutres Secondaires :**

Non lier aux voiles

- **Travée**

$$\sum U_i = \sum(\pi \times n \times \emptyset) = 3{,}14 \times 5 \times 1.4 = 21.98cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{75.57 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 219.8} = 2.09MPa < \tau_{se} = 3{,}15\ MP \Longrightarrow C.V.$$

- **Appuis**

$$\sum U_i = \sum(\pi \times n \times \emptyset) = 3{,}14 \times 5 \times 1.4 = 21.98cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{75.57 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 219.8} = 1.19MPa < \tau_{se} = 3{,}15\ MP \Longrightarrow C.V.$$

Lier aux voiles

- **Travée**

$$\sum U_i = \sum(\pi \times n \times \emptyset) = 3{,}14 \times 6 \times 1.6 = 30.14cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{100.78 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 301.4} = 1.16MPa < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\ MP \implies C.V.$$

- **Appuis**

$$\sum U_i = \sum(\pi \times n \times \emptyset) = 3{,}14 \times 6 \times 1.6 = 30.14cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{100.78 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 301.4} = 1.16MPa < \tau_{se} = 3{,}15\ MP \implies C.V.$$

E. Ancrage des armatures BAEL (Art A.6.1.23) :

Longueur de scellement :$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$ Avec : $\tau_{se} = 0{,}6 \times \Psi_s^2 = f_{t28} = 2{,}835\ MPa$

Pour lesHA 12 :$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2.1)} = 42.32cm$

Pour lesHA 14 :$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1{,}4 \times 400}{4(0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2.1)} = 49{,}38\ cm$

Pour lesHA 16 :$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1{,}6 \times 400}{4(0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2.1)} = 56.43cm.$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : 0,4 L_s pour les aciers HA.

Pour les HA 12 L : : L_{cr} =16.92 cm

PourlesHA 14 : L_{cr}= 19.75cm.

PourlesHA 16 : L_{cr} = 22.57cm

G. Délimitation de la zone nodale (RPA99 version 2003 : Art 7.4.2.1) :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre.

$L' = 2h = 2 \times 40 = 80$ cm

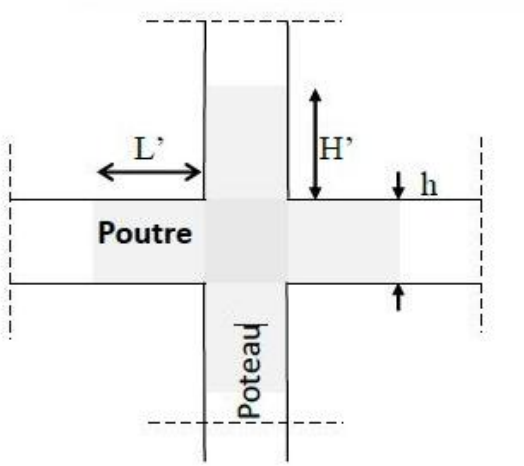


Figure V.2.3. Délimitation de la zone nodale.

V.2.4. Vérification à l'ELS

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

Les vérifications à faire sont :

- ✓ État limite d'ouverture des fissures ;
- ✓ État limite de résistance du béton en compression
- ✓ État limite de déformation.

A. État limite d'ouvertures des fissures (Art B.6.3 BAEL 91)

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

B. État limite de résistance du béton en compression (Art A.4.5.2 BAEL 91)

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 \times f_{c28}$

$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$

On calcul :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100$$

Puis en déduit les valeurs de β et K_1

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}, \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les résultats de vérification à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2.8 : Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres principales.

		M_{smax} (KN.m)	A_a (cm^2)	ρ	β	K_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observ
Non lier aux voiles	Travée	61	7.70	0.704	0.878	25.98	243.86	400	9.38	15	Cv
	Appui	-100.69	10.05	0.956	0.863	21.5	313.76	400	14.59	15	CV
lier aux voiles	Travée	65.6	7.70	0.704	0.878	25.98	262.25	400	10.09	15	CV
	Appui	-104.54	10.05	0.956	0.863	21.5	294.07	400	13.67	15	CV

Tableau V.2.9 : Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres secondaires.

		Ms_{max} (KN.m)	$A_a(cm^2)$	ρ	β	K_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
Non lier aux voiles	Travée	78.59	7.7	0.782	0.873	24.37	365.35	400	14.67	15	CV
	Appui	-77.24	7.7	0.782	0.873	24.37	359.07	400	14.73	15	CV
lier aux voiles	Travée	110.45	12.06	0.901	0.866	22.31	330.41	400	14.80	15	CV
	appui	-112	12.06	0.901	0.866	22.31	334.12	400	14.97	15	CV

C. Vérification de la flèche (BAEL99/Art B.6.5) :

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

2) $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e}$

3) $\frac{h}{L} \leq \frac{M_s}{10M_0}$

Vérifications :

- **Poutres principales :**

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{500} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.063 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Condition\ vérifiée.$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Longrightarrow \frac{40}{500} = 0.08 > \frac{1}{10} \times \frac{65.}{54.307} = 0.055 \ldots\ldots\ldots\ldots Condition\ vérifiée.$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Longrightarrow \frac{8.01}{1140} = 0.007 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Condition\ vérifiée.$$

- Poutres secondaires :

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Longrightarrow \frac{35}{340} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.062 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Condition\ vérifiée.$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Longrightarrow \frac{35}{340} = 0.103 > \frac{1}{10} \times \frac{22.843}{42.399} = 0.054 \ldots\ldots\ldots Condition\ vérifiée.$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Longrightarrow \frac{6.46}{990} = 0.0065 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \ldots\ldots\ldots\ldots Condition \text{ vérifiée}$$

V.3. Ferraillage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures de montages.

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 4 zones :

- Zone I : RDC
- Zone II : 1, 2^{éme} étage.
- Zone III : 3, 4, 5^{éme}, étage

- Zone IV : 6, 7, 8,9^{éme} étage

V.3.1. Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- ELU :1,35 G + 1,5 Q
- ELS : G + Q
- RPA99 Version 2003 **:**

G + Q ±E
0.8 G±E

V.3.2. Exposé de la méthode

La méthode utilisée pour ferrailler les voiles, est la méthode de la RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : section du voile.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier (distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée).

Avec :$V = V' = \frac{L}{2}$

L : longueur du voile.

Remarque :

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min(\frac{h_e}{2} \ ; \frac{2}{3} L_C)$$

Avec :

h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \times L$$

L : Longueur du voile.

L_t : La longueur de la zone tendue.

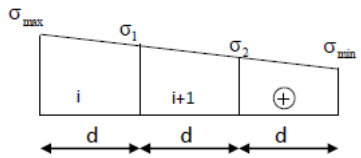
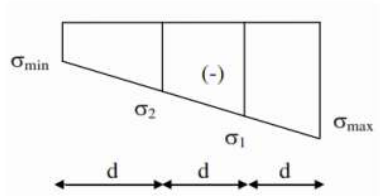
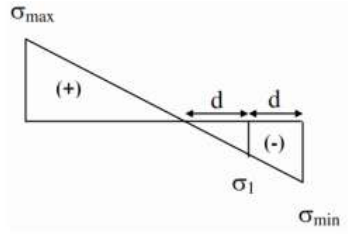
$$L_t = L - L_c$$

V.3.3. Détermination des diagrammes de contraintes

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C)
- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$

V.3.4. Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

Tableau V.3.1 : Tableau des armatures verticales

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_v = \frac{N_i + B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance [**L/10**] de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

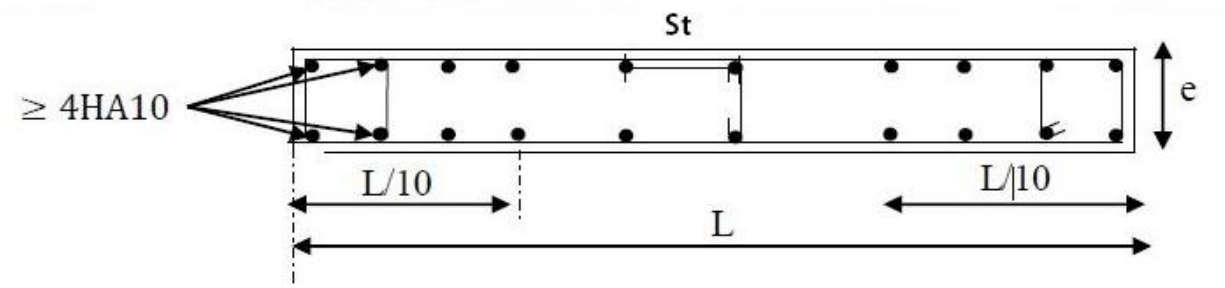


Figure VI.3.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b. Armatures minimales :

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :**

Amin > 4cm^2/ml, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec : B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99) :**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

B : section horizontale du béton tendue $B = d \times e$

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 (Art.7.7.4.1 RPA 99/2003).

Amin ≥ 0.2% B

c. Armatures horizontales :

- D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armature horizontales.

A_v : Section des armatures verticales.

- D'après le RPA :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135º ayant une longueur de 10∅. (Art 7.7.4.2 RPA99/2003).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

d. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

A_v et A_H > 0,15%B……Globalement dans la section du voile.

A_v et A_H > 0,10% B……en zone courante.

Avec :

B : section du béton.

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$\mathbf{S_t \leq 1{,}5a}$

$\mathbf{S_t \leq 30cm}$

Avec : a = 20 cm : épaisseur du voile.

Dans notre cas :

$S_t \leq 30$ cm

Longueur de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Øpour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre maximale :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inferieur ou égale au 1/10 de l'épaisseur du voile. $Ø \leq 0{,}1a$

e. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

f. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1{,}1\frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1{,}4V_u$

V_u: Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$\bar{V}$: L'effort tranchant majoré à la base du voile

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

g. Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section

De celle-ci est ≥ 4HA10

V.3.5. Les vérifications :

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15\times A} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

N_S : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible.

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

D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99) :

$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b\times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPA)$$

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003) :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d= 0,9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

V.3.6. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage d'un voile longitudinal L = 4.6 m sur la zone I.

a. **Caractéristiques géométriques :**

Tableau.V.3.2 : Caractéristiques géométriques.

L(m)	e(m)	B (m^2)	I (m^4)
4.6	0.20	0.92	1.62

b. **Sollicitations de calcul :**

On calcul les efforts (Ni et Ni+1) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone

Et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferraillage que l'on adoptera

Pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$\boldsymbol{\sigma_{max} = 9251.53\ (KN/m^2)}$

$\boldsymbol{\sigma_{min} = 2532.51\ (KN/m^2)}$

c. **Largeur de la zone comprimée « Lc » et de la zone tendue « Lt » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} \times L = \frac{9251.53}{9251.53+532.51} \times 4.6 = 3.61m$$

$$Lt = L - Lc = 4.6 - 3.61 = 0.99m$$

d. **Calcul « d » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_C\right) = d \leq \min\left(\frac{3.73}{2} ; \frac{2}{3} 3.61\right) = \min(1,86 ; 2.4) = 1,86\ m$$

Avec : : he = $h_{étage}$ - h_{poutre} = 4,08 – 0,35 = 3,73 m

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{2532.51(1.87 - 0.99)}{0.99} = 2251.12(KN/m^2)$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2532.51 + 2251.12}{2} \times 1.87 \times 0.2 = 894.53KN$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2251.12}{2} \times 1.87 \times 0.2 = 420.95KN$$

e. Calcul des armatures verticales :

1ére bande :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{894.53}{348 \times 10^{-1}} = 25.7cm^2$$

2EME bande :

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{420.95}{348 \times 10^{-1}} = 12.09cm^2$$

f. Les armatures de coutures :

$$A_{Vj} = \frac{1.1 \times T_u}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 694.97}{400 \times 10^{-1}} = 26.75cm^2$$

g. Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$$\boldsymbol{A_{min} \geq max(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B)}$$

$$\boldsymbol{A_{min} \geq max(19.63;18.4)}$$

$$\boldsymbol{A_{min} = 19.63cm^2}$$

Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 25.7 + \frac{26.75}{4} = 32.38cm^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 12.09 + \frac{26.75}{4} = 18.77cm^2$$

Ferraillage adopté :

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1ére bande	$A_1 = 32.38cm^2$	2*9HA16=36.19	20
2eme bande	$A_2 = 19.63cm^2$	2*5HA16=20.11	20

h. **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_{vj}}{4} = \frac{26.75}{4} = 6.68cm^2$

D'après le RPA : $A_H \geq 0.15\%\, B = 0.0015 \times 0.92 = 13.8cm^2$

On prend : $A_H = 13.8cm^2$

Soit : 2*5HA14=15.39 cm^2

i. **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit

Avec HA8. (4HA8).

j. **Les vérifications :**

- Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

St ≤ min {1,5 e; 30cm} = 30cm

St = 20 cm ≤ 30cm …… CV

V.3.7. Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

- Voile de **L = 4.6 m** (VT1 ; VT2 ; VT3 ; VT4) :

Tableau V.3.3 : Ferraillage des voiles de longueur L = 4.6

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.6	4.6	4.6	4.6
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m^2)	0,92	0.92	0.92	0.92
	H (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	h_e (m)	3.73	2,71	2,71	2,71
	V=V' (m)	2.3	2.3	2.3	2.3
	I (m^4)	1.62	1.62	1.62	1.62
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m^2)	9251.53	7181.24	4592.69	3162.42
	σ_{min} (KN/m^2)	2532.51	1139.54	189.87	699.34
	V_u (KN)	694.97	660.81	512.01	304.68
	Ns (KN)	3090.75	2779.18	2199.98	1224.41
	LC (m)	3.61	3.97	4.41	3.77
	Lt (m)	0.99	0.63	0.19	0.83
	d (m)	1,87	1.4	1,4	1,4
	σ_1 (KN/m^2)	2251.12	1392.77	1209.17	480.26
	N1 (KN)	894.53	354.52	195.86	165.14
	N2 (KN)	420.95	194.99	169.28	67.24
	A_{v1} (cm^2)	25.7	10.19	5.62	4.74

Armatures verticales	**A_{v2} (cm²)**		12.09	5.6	4.86	2.24
	A_{vi} (cm²)		26.75	25.44	19.71	11.73
	A1 (cm²)		32.38	16.55	10.54	7.67
	A2 (cm²)		18.77	11.96	9.65	5.17
Armatures minimales	**Amin (cm²)**		19.63	13.65	13.65	13.65
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	**Av1 adopté (cm²)**		2*9HA16=36.19	2*6HA14=18.47	2*5HA14=15.39	2*5HA14=15.39
	Av2 adopté (cm²)		2*5HA16=20.11	2*5HA14=15.39	2*5HA14=15.39	2*5HA14=15.39
	St (cm)	Bonde 1	20	20	20	20
		Bonde 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	**AH /nappe (cm²)**		13.8	13.8	13.8	13.8
	Choix des barres / nappe (cm²)		2*5HA14=15.39	2*5HA14=15.39	2*5HA14=15.39	2*5HA14=15.39
	Espacement St (cm)		20	20	20	20
Armature transversal	**At adoptées**		4 épingles de HA8 / m²			
Vérification des contraintes	**$\bar{\tau}$=2,5MPa**	**τ_u (MPA)**	0.83	0.79	0.61	0.36
	$\bar{\tau}_b$= 5 MPa	**τb (MPA)**	1.17	1.12	0.86	0.52
	ELS $\bar{\sigma}_{bc}$=15MPa	**σ_{bc}(MPA)**	3.17	3.02	2.39	1.33

- Voile de longueur **L = 1.8** (VL10 ; VL11 ; VL12) ;

Tableau V.3.4 : Ferraillage des voiles de longueur L = 1.8 m

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.8	1.8	1.8	1.8
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m^2)	0,36	0,36	0,36	0,36
	H (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	h_e (m)	3,73	2,71	2,71	2,71
	V=V' (m)	0.9	0.9	0.9	0.9
	I (m^4)	0,097	0,097	0,097	0,097
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m^2)	7987.56	3887.69	2997.58	897.57
	σ_{min} (KN/m^2)	5377.98	5365.25	5951.36	4781.36
	V_u (KN)	811.96	378.37	112.35	92.35
	Ns (KN)	1350.65	1304.67	1169.25	869.25
	LC (m)	1	0,76	0,6	0,28
	Lt (m)	0.8	1.04	1.2	1.52
	d (m)	0,66	0,52	0.4	0.76
	σ_1 (KN/m^2)	752.91	2682.62	2975.68	2390.68
	N1 (KN)	404.63	418.49	435.62	445.08
	N2 (KN)	91.22	139.5	178.54	181.69
Armatures verticales	A_{v1} (cm^2)	11.62	12.02	12.51	12.78
	A_{v2} (cm^2)	2.62	4.03	5.13	5.22
	A_{vi} (cm^2)	31.26	14.56	4.33	3.55
	A1 (cm^2)	19.43	15.66	13.59	13.66

	A2 (cm²)		10.34	7.67	5.41	6.11
Armatures minimales	**Amin (cm²)**		7.2	7.2	7.2	7.98
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	**Av1 adopté (cm²)**		2*5HA16=20.11	2*4HA16=16.08	2*5HA14=15.39	2*5HA14=15.39
	Av2 adopté (cm²)		2*5HA12=11.31	2*4HA12=9.05	2*4HA12=9.05	2*4HA12=9.05
	St (cm)	Bonde 1	20	20	20	20
		Bonde 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	**AH /nappe (cm²)**		7.82	5.4	5.4	5.4
	Choix des barres / nappe (cm²)		2*4HA12=9.05	2*3HA12=6.79	2*3HA12=6.79	2*3HA12=6.79
	Espacement St (cm)		20	20	20	20
Armature transversal	**At adoptées**		4 épingles de HA8 / m²			
Vérification des contraintes	**$\bar{\tau}$=2,5MPa**	**τ_u (MPA)**	2.5	1.16	0.34	0.28
	$\bar{\tau}_b$= 5 MPa	**τb (MPA)**	3.5	1.62	0.47	0.4
	ELS $\bar{\sigma}_{bC}$=15MPa	**σ_{bc}(MPA)**	12.67	12.91	3.61	2.68

- Voile de longueur **L = 1,2m** (VL7, VL9)

Tableau V.3.5 : Ferraillage des voiles de longueur L = 1,2 m.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	**L (m)**	1.2	1.2	1.2	1.2
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m^2)	0.24	0.24	0.24	0.24
	H (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	h_e (m)	3.73	2,71	2,71	2,71
	V=V' (m)	0.6	0.6	0.6	0.6
	I (m^4)	0.029	0.029	0.029	0.029
Sollicitations de calcul	**$б_{max}$ (KN/m^2)**	10826,231	5393,870	3097,427	1225,702
	$б_{min}$ (KN/m^2)	9679,404	2232,718	1892,830	1588,155
	V_u (KN)	122,445	301,248	223,210	61,832
	Ns (KN)	1384.05	1517.47	2395,323	1350,651
	LC (m)	0,63	0,85	0,74	0,52
	Lt (m)	0,57	0,35	0,46	0,68
	d (m)	0,42	0,57	0,49	0,35
	$б_1$ (KN/m^2)	2547.21	1403.42	123.45	770.72
	N1 (KN)	513.52	207.26	98.8	82.56
	N2 (KN)	106.98	79.99	6,05	26.98
Armatures verticales	**A_{v1} (cm^2)**	14.76	5,95	2.84	2.37
	A_{v2} (cm^2)	3.07	2.3	1.74	0.78

	A_{vi} (cm²)		4.71	11.6	8.59	2.38
	A1 (cm²)		15,94	8.85	5	2.97
	A2 (cm²)		4.25	5.2	3.89	1.38
Armatures minimales	**Amin (cm²)**		4.8	5.99	5.15	4.8
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	**Av1 adopté (cm²)**		2*4HA16=16.08	2*4HA12=9.05	2*3HA12=6.79	2*3HA12=6.79
	Av2 adopté (cm²)		2*3HA12=6.79	2*3HA12=6.79	2*3HA12=6.79	2*3HA12=6.79
	St (cm)	Bonde 1	15	15	15	15
		Bonde 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	**AH /nappe (cm²)**		3.6	3.6	3.6	3.6
	Choix des barres / nappe (cm²)		2*2HA12=4.52	2*2HA12=4.52	2*2HA12=4.52	2*2HA12=4.52
	Espacement St (cm)		20	20	20	20
Armature transversal	**At adoptées**		4 épingles de HA8 / m²			
Vérification des contraintes	**$\bar{\tau}$=2,5MPa**	**τ_u (MPA)**	0.56	1.39	1.03	0.28
	$\bar{\tau}_b$= 5 MPa	**τb (MPA)**	0.78	1.95	1.44	0.39
	ELS $\bar{\sigma}_{bC}$=15MPa	**$Б_{bc}$(MPA)**	11.09	14.24	9.23	5.62

➢ Voile de longueur **L = 3.8m** (VL8) :

Tableau V3.4 : Ferraillage des voiles de longueur L = 3.8

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.8	3.8	3.8	3.8
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m^2)	0,76	0,76	0,76	0,76
	H (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	h_e (m)	3,73	2,71	2,71	2,71
	V=V' (m)	1.9	1.9	1.9	1.9
	I (m^4)	0.91	0.91	0.91	0.91
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m^2)	1124.19	1084.57	697.57	297.57
	σ_{min} (KN/m^2)	-1926.79	-1965.25	-1836.77	-1458.36
	V_u (KN)	425.96	388.37	312.35	312.35
	Ns (KN)	1505.85	1222.22	869.25	369.25
	LC (m)	1.4	1.35	1.05	0.64
	Lt (m)	2.4	2.45	2.75	3.16
	d (m)	0.93	0.9	0,7	0,43
	σ_1 (KN/m^2)	1180.16	1243.32	1369.23	1259.91
	N1 (KN)	288.95	288.77	224.42	116.89
	N2 (KN)	109.75	111.9	95.85	54.18
Armatures verticales	A_{v1} (cm^2)	8.3	8.29	6.45	3.36
	A_{v2} (cm^2)	3.15	3.22	2.75	1.56
	A_{vi} (cm^2)	16.4	14.95	12.03	12.03
	A1 (cm^2)	12.4	12.03	9.46	6.37
	A2 (cm^2)	7.25	9.96	5.76	4.57

Armatures minimales	**Amin (cm^2)**		15.2	15.2	15.2	15.2
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	**Av1 adopté (cm^2)**		2*6HA14=18.47	2*6HA14=18.47	2*6HA14=18.47	2*6HA14=18.47
	Av2 adopté (cm^2)		2*6HA14=18.47	2*6HA14=18.47	2*6HA14=18.47	2*6HA14=18.47
	St (cm)	Bonde 1	20	20	20	20
		Bonde 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	**AH /nappe (cm^2)**		11.4	11.4	11.4	11.4
	Choix des barres / nappe (cm^2)		2*6HA12=13.57	2*6HA12=13.57	2*6HA12=13.57	2*6HA12=13.57
	Espacement St (cm)		20	20	20	20
Armature transversal	**At adoptées**		2*6HA12=13.57			
Vérification des contraintes	**$\bar{\tau}$=2,5MPa**	**τ_u (MPA)**	0.62	0.56	0.45	0.45
	$\bar{\tau}_b$= 5 MPa	**τb (MPA)**	0.87	0.78	0.63	0.63
	ELS $\bar{\sigma}_{bC}$=15MPa	**σ_{bc}(MPA)**	1.98	1.6	1.14	0.48

- Voile de longueur **L = 1,4m** (VT 5)

Tableau V.3.5 : Ferraillage des voiles de longueur L = 1,4 m

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.4	1.4	1.4	1.4
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m^2)	0,28	0,28	0,28	0,28
	H (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	h_e (m)	3,73	2,71	2,71	2,71
	V=V' (m)	0.7	0.7	0.7	0.7
	I (m^4)	0.046	0.046	0.046	0.046
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/m^2)	9658.96	3574.85	1257.57	1098.96
	σ_{min} (KN/m^2)	-1336.58	-4465.25	-3189.36	-3189.36
	V_u (KN)	589.36	234.69	198.36	188.36
	Ns (KN)	1059	859.36	199.25	89
	LC (m)	1.23	0,62	0,4	0,36
	Lt (m)	0,17	0.78	1	1.04
	d (m)	0,82	0,41	0.27	0.24
	σ_1 (KN/m^2)	5110.45	2118.13	2328.23	2453.35
	N1 (KN)	528.66	269.92	148.97	135.43
	N2 (KN)	419.06	86.84	62.86	58.88
Armatures verticales	A_{v1} (cm^2)	15.19	7.76	4.28	3.89
	A_{v2} (cm^2)	12.04	2.5	1.81	1.69
	A_{vi} (cm^2)	34.24	9.04	7.64	7.25
	A1 (cm^2)	23.75	10.02	6.19	5.7

	A2 (cm²)		20.6	4.76	3.72	3.5
Armatures minimales	**Amin (cm²)**		8.61	5.6	5.6	5.6
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	**Av1 adopté (cm²)**		2*6HA16=24.13	2*4HA14=12.32	2*3HA14=9.24	2*3HA12=6.79
	Av2 adopté (cm²)		2*7HA14=21.55	2*3HA12=6.79	2*3HA12=6.79	2*3HA12=6.79
	St (cm)	Bonde 1	17	17	17	17
		Bonde 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	**AH /nappe (cm²)**		12.3	12.3	12.3	12.3
	Choix des barres / nappe (cm²)		2*5HA14=15.39	2*5HA14=15.39	2*5HA14=15.39	2*5HA14=15.39
	Espacement St (cm)		20	20	20	20
Armature transversal	**At adoptées**		2*6HA12=13.57			
Vérification des contraintes	**$\bar{\tau}$=2,5MPa**	**τ_u (MPA)**	2.33	0.93	0.79	0.74
	$\bar{\tau}_b$= 5 MPa	**τb (MPA)**	3.26	1.3	1.11	1.04
	ELS $\bar{\sigma}_{bC}$=15MPa	**σ_{bc}(MPA)**	3.77	3.06	0.71	0.31

Chapitre IV

Modélisation et vérification et interprétation des résultats

IV.1. Introduction

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement applique à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

IV.2. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building System)

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis.

Grace au logiciel **'ETABS**, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

- **Rappel :(terminologie) :**

-Grid line : ligne de grille.
-Joints : nœuds.
-Frame : portique (cadre).
-Column : poteau.
-Beam : poutre

- Concrete : béton.
- Steel : acier.
- Frame section : coffrage
- Height : hauteur.
- Widh : largeur

-Shell : voile.
-Elément : élément.
-Restreints : degrés de liberté (D.D.L).
-Loads : charges.
-Uniformed Loads : point d'application de la charge.
-Define : définir.
-Materials : matériaux

- Depth : profondeur.
- Weigtht : poids.
- Show : Afficher, montrer.
- Hide : masquer
- Add : ajouter.
- Dellet : supprimer.

IV.3. Méthode de calcul

On distingue deux cas :

Calcul statique : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales **(G et Q).**

Calcul dynamique : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales **(E),** pour son calcule on distingue les méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie **(RPA99/version 2003).**

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003.** Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.2.1. Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représente par un spectre de réponse.

- **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Hypothèses de calcul :**
  - Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
  - Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
  - Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

IV.3. Etapes de modélisation

1- Introduction de la géométrie du modèle.
2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
5- Définition des charges statiques (G, Q).
6- Définition de la charge sismique E.
7- Introduction des combinaisons d'actions.
8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.4. Manuel d'installation et d'utilisation

IV.4.1. Installation

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0.

Pour installer ETABS on suit les étapes suivantes :

Dossier ETABS ⟶ ETABS V9.6.0 ⟶ Setup (double clique)

⟶ Double clique

Et pour l'activation :

Dossier ETABS ⟶ Dossier crack ⟶ sélectionné les deux fichiers

(copier) ⟶ Allez sur le bureau ⟶ ETABS 

⟶ BD

Propriétés ⟶ Emplacement des fichiers ⟶ BD collé.

IV.4.2. L'utilisation (les étapes de modélisation) :

ETAPE 1 :

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélection **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

Géométrie de base :

En haut de l'écran à gauche, on clique sur :

File ⟶ **New model** ⟶ **No.**

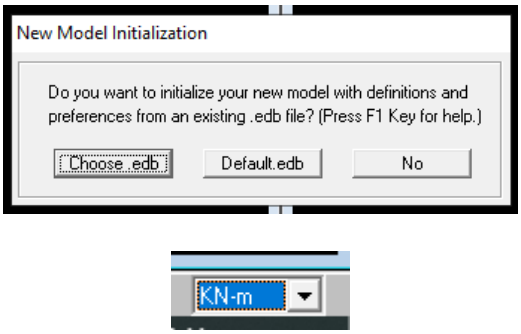


Figure IV.1 : interface d'introduction des données générales

Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de travées suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de travées suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs.

Et pour cela on suit les étapes suivantes :

Pour la longueur des travées :

Costom Grid Spacing ⟶ Edit Grid ⟶ Spacing.

Et on remplit les tableaux comme suit :

NB : Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

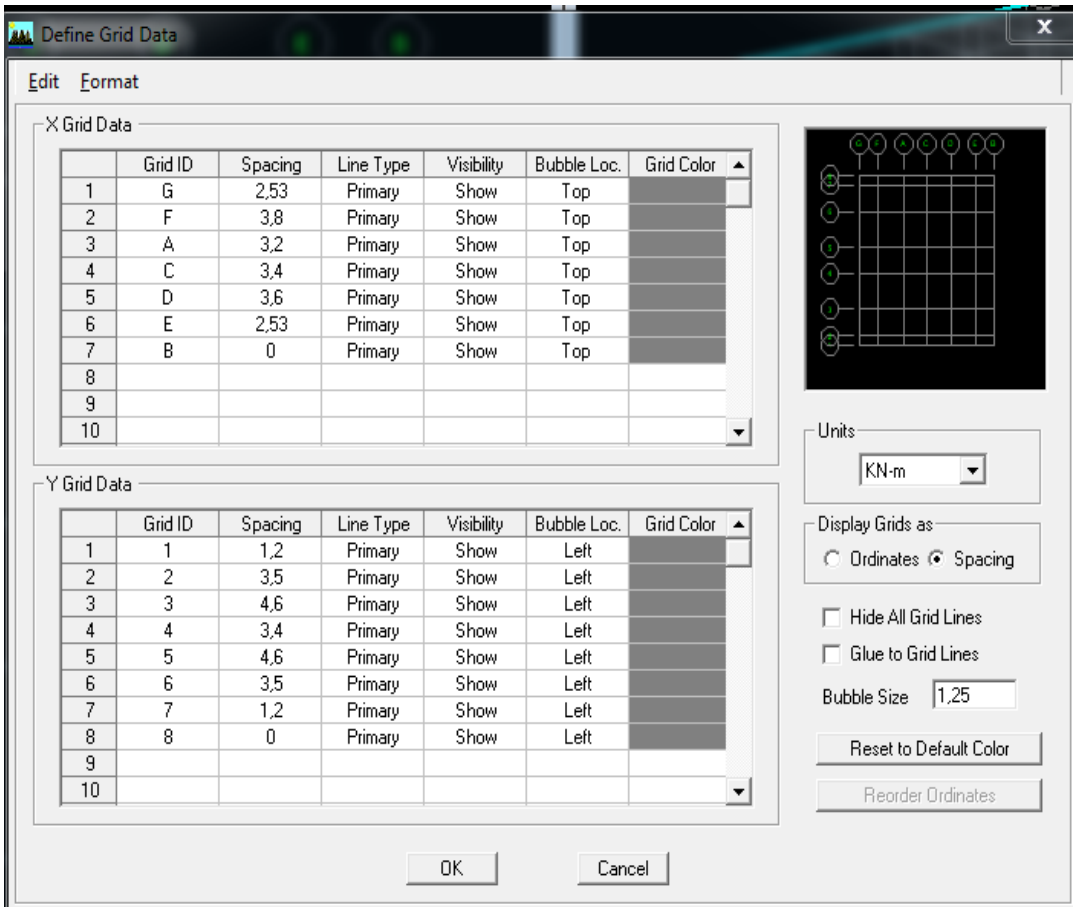


Figure IV.2 : interface de modification des entres-axes

- **Pour les hauteurs de différents étages :**

Bouton droit sur la fenêtre 2D, Edit Story Data, et on remplier le tableau comme suit :

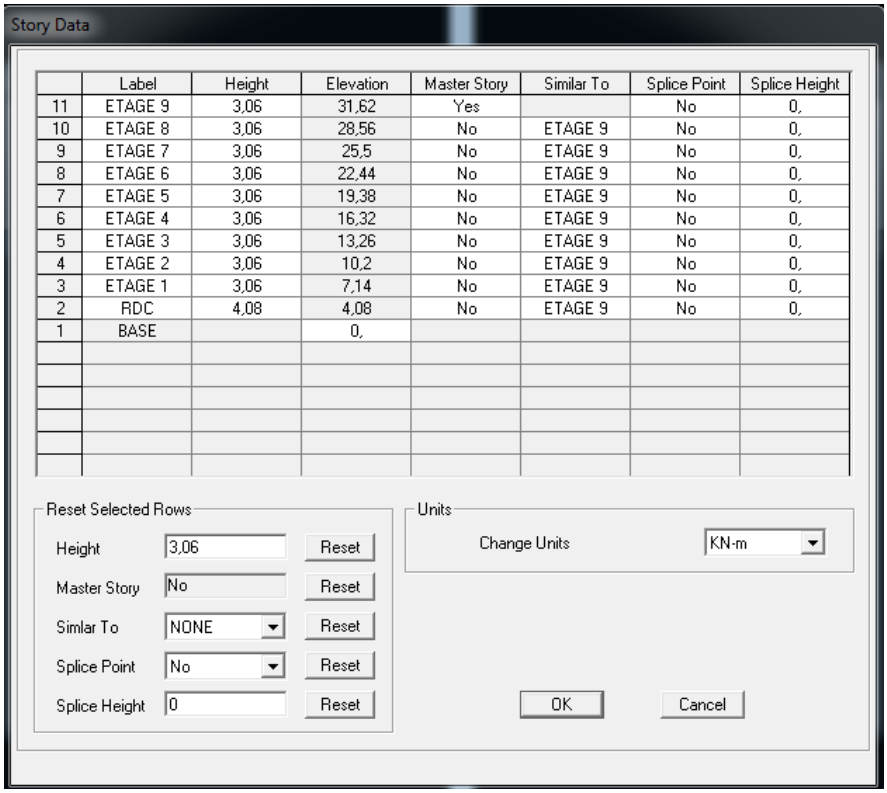


Figure IV.3 : interface de modification des hauteurs d'étages

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentants la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

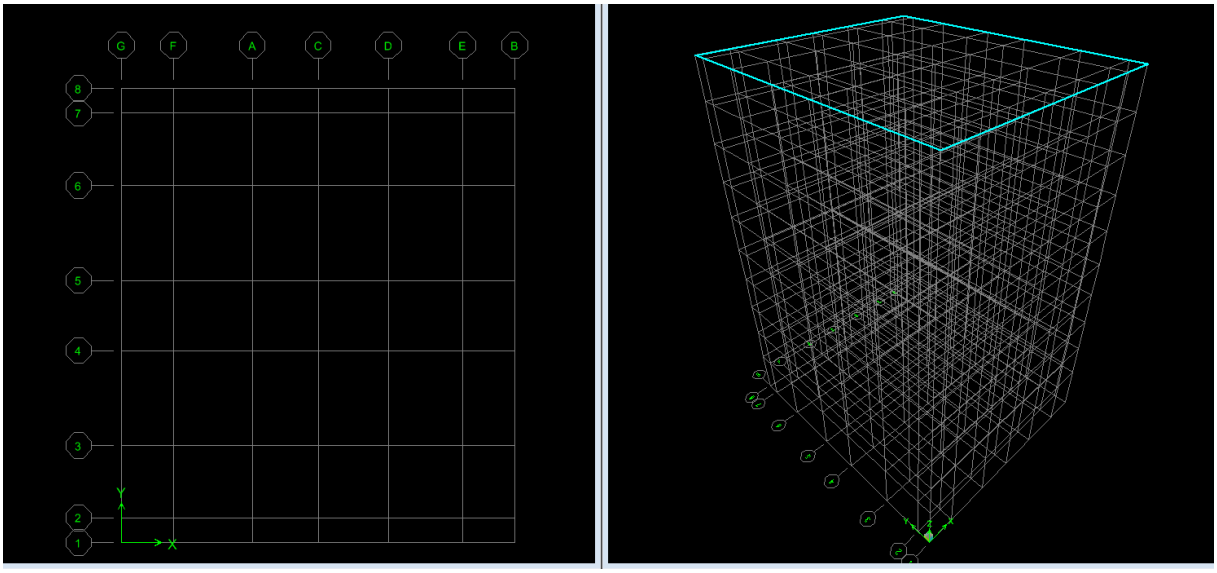
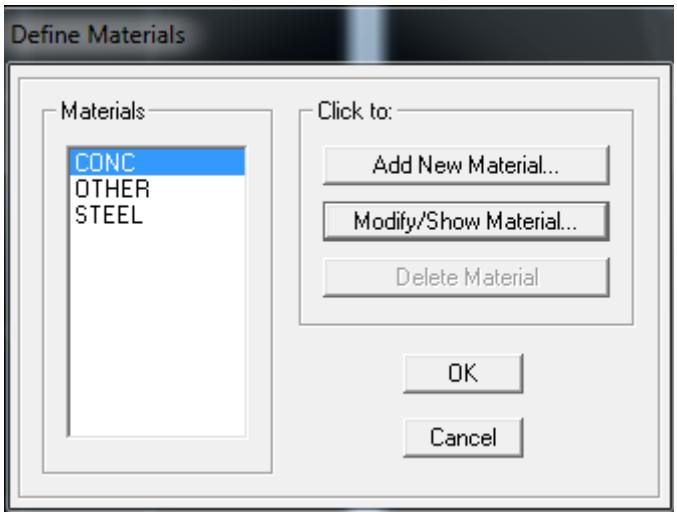


Figure IV.4 : la structure en 2D et 3D

ETAPE 2 :

La deuxième étape consiste à la définition des **Propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence, l'acier et le béton, et pour cela on suit les étapes suivantes :

Define ⟶ Material Properties ⟶ CONC ⟶ Modify/Show Material.



Et on le remplit comme suit :

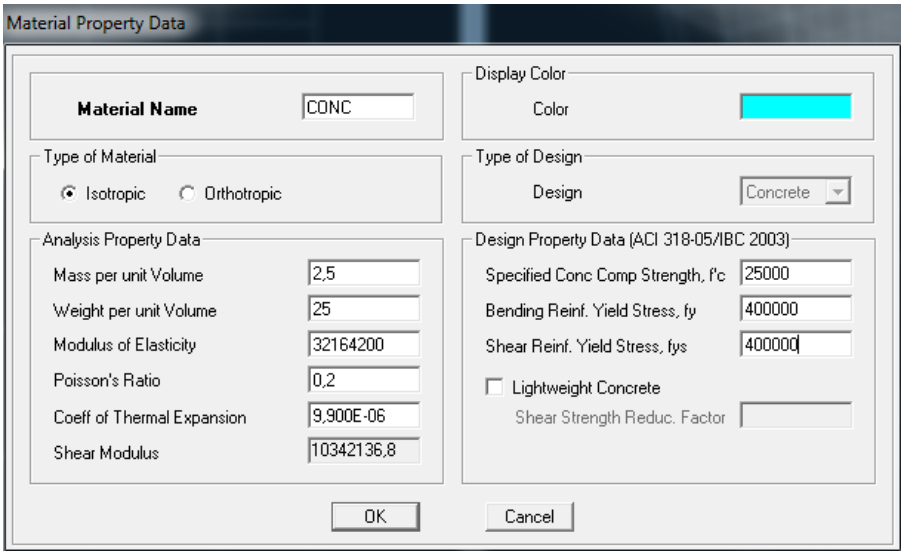


Figure IV.5 : interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers

Etape 3 :

Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles…), et les affecte dans la structure.

- Propriétés géométriques des éléments :

Poteaux :

Define ⟶ Frame Sections ⟶ Add Rectangular

Et on remplit comme il est montre dans la fenêtre ci-dessous

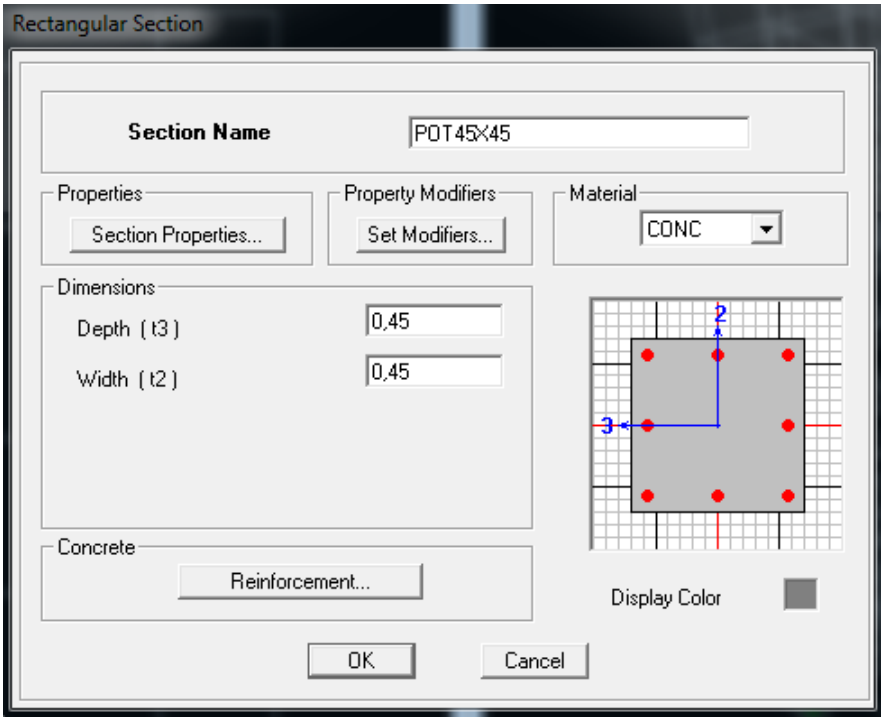
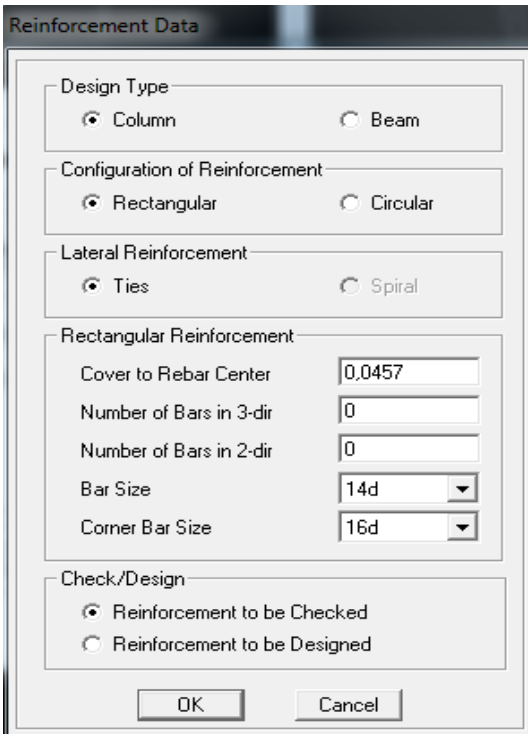


Figure IV.6 : interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires

⟶ **Reinforcement Data**

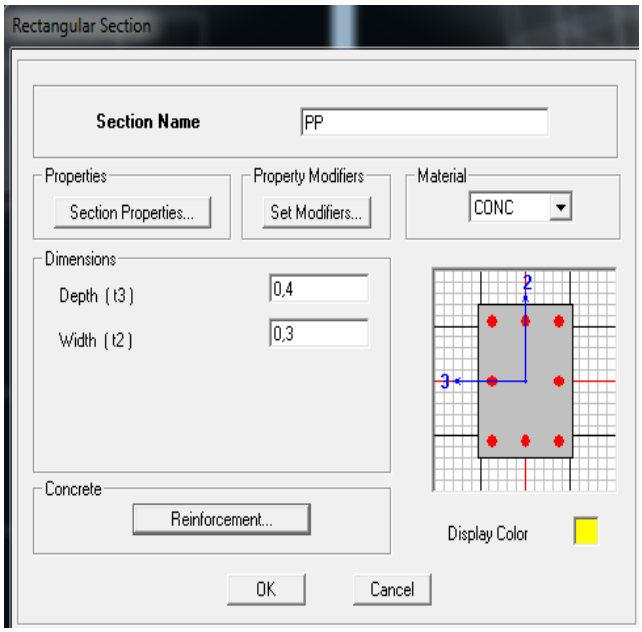
Et on remplit comme il est montré à la fenêtre ci-dessous :

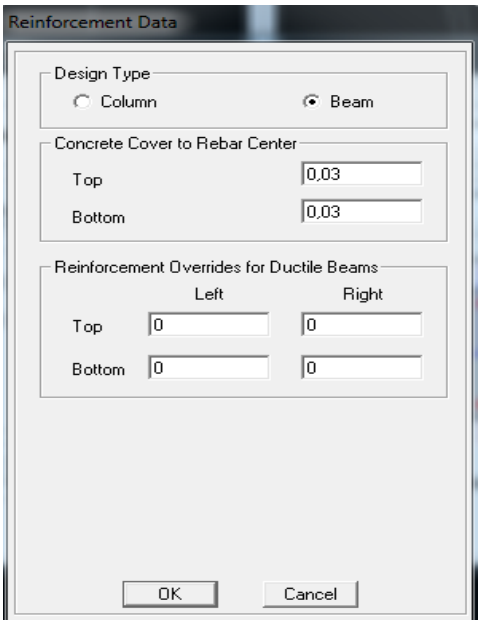


OK **OK**

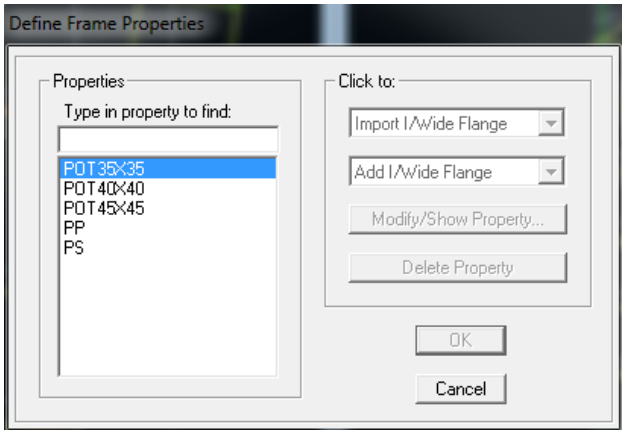
Poutres :

Pour les poutres on suit les mêmes étapes justes on remplace **column** par **Beam.**





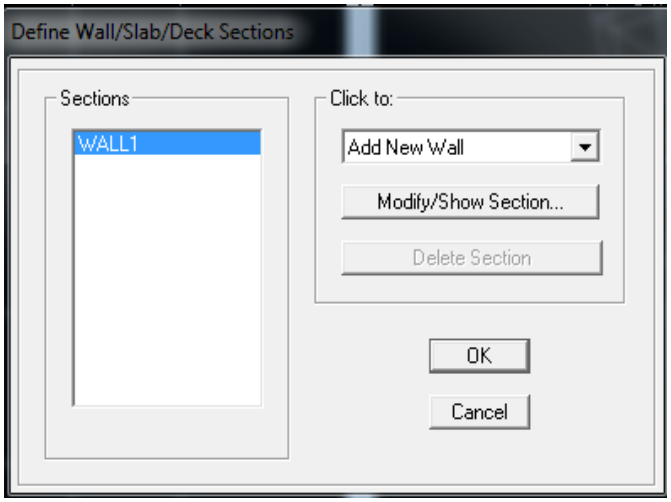
Et au finale pour les poteaux et les poutres on aura :

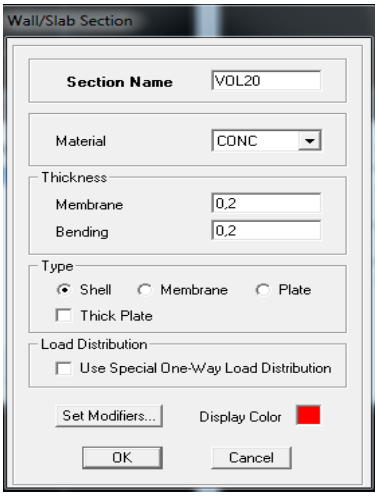


Voiles:

Define ⟶ Wall/Slab/Deck sections ⟶ Add New Wall

Et on la remplit comme il est montré :



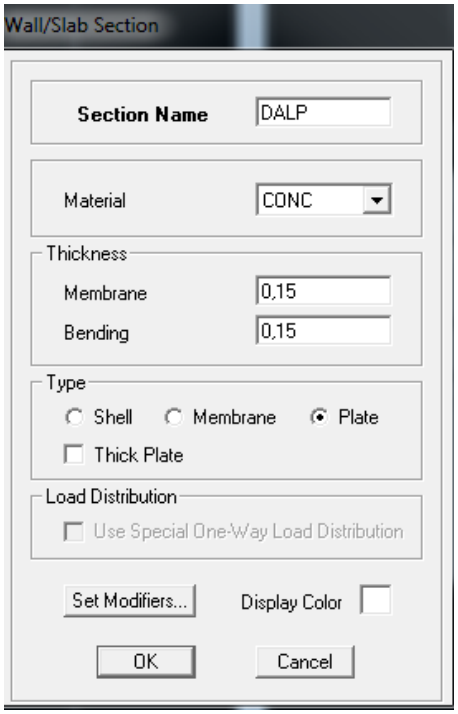


Les Dalle :

- **Balcon (dalle plaine) :**

Define ⟶ Wall/Slab/Deck sections ⟶ Add New Slab

Et on la remplit comme il est montré :



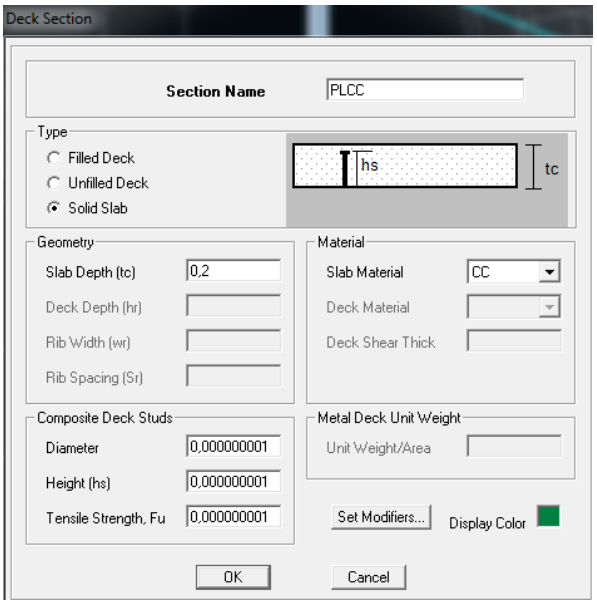
- **Palier de repos et la salle machine (dalle plaine) :**

On suit les mêmes étapes que pour les balcons.

- **Eléments corps creux :**

Define ~~Wall/Slab~~/Deck sections ~~Add New~~ Deck

Puis on remplit la fenêtre comme il est montré :



Etape 4 :

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de repense, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre

Données à introduire dans le logiciel.

Zone sismique :

Zone IIa (Zone de sismicité moyenne, du RPA 2003/ Art 3.1).

Groupe d'usage :

Groupe 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne, du RPA 2003/ Art 3.2).

Coefficient de comportement R :

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

R = 4 (portique contreventés par des voiles)

Remplissage :

Remplissage dense (Tableau 4.2 du RPA /Art 4.2.3)

Site :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent

Dans notre cas : Site : **S3 site meuble (**Art 3.3 du RPA2003).

Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de : (Art4.2.3/RPA2003 /Tableau 4.4)

- Conditions minimales sur les files de contreventement, Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)
- La redondance en plan, Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.
- La régularité en plan, La structure est classée non régulière en plan
- La régularité et en élévation, La structure est classée non régulière en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux,
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

La valeur Q est déterminée par la formule $\mathbf{Q = 1 + \Sigma Pq}$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ´´est satisfait ou non

Tableau.IV.1 : Facteur de qualité Q

Critère q	Observation	**Pq**
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Non observé	0.05
Redondance en plan	Non observé	0.05
Régularité en plan	Non observé	0.05
Régularité en élévation	Observé	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0.00
		Q=1.15

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus en trouve le facteur de qualité **Q = 1,15**

En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

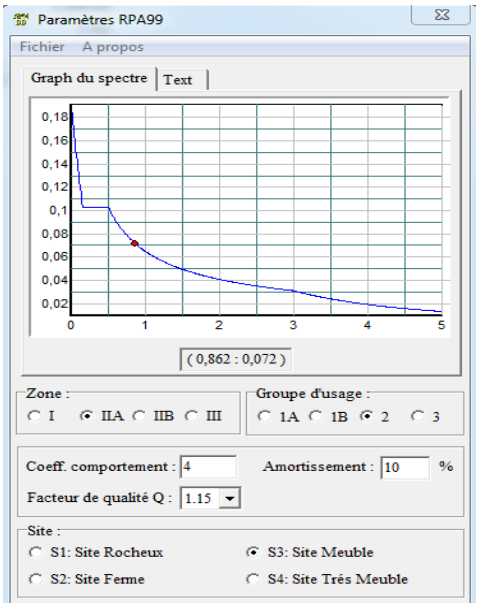


Figure IV.7. : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99

On Clique sur **Text** ⟶ **enregistré**

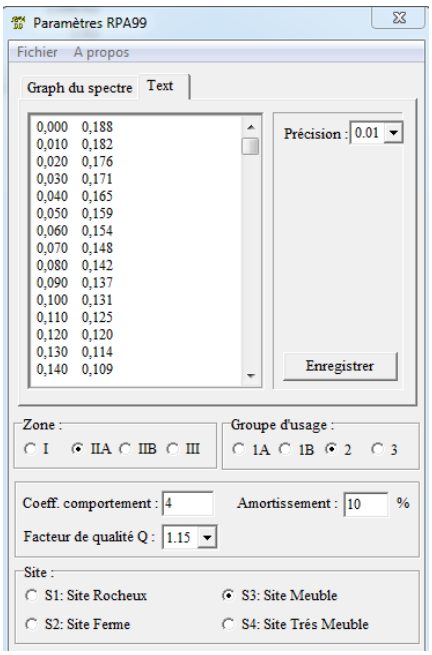


Figure IV.8. : spectre de réponse RPA

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur **:**

Define ⟶ Response spectrum ⟶ Function spectre from file.

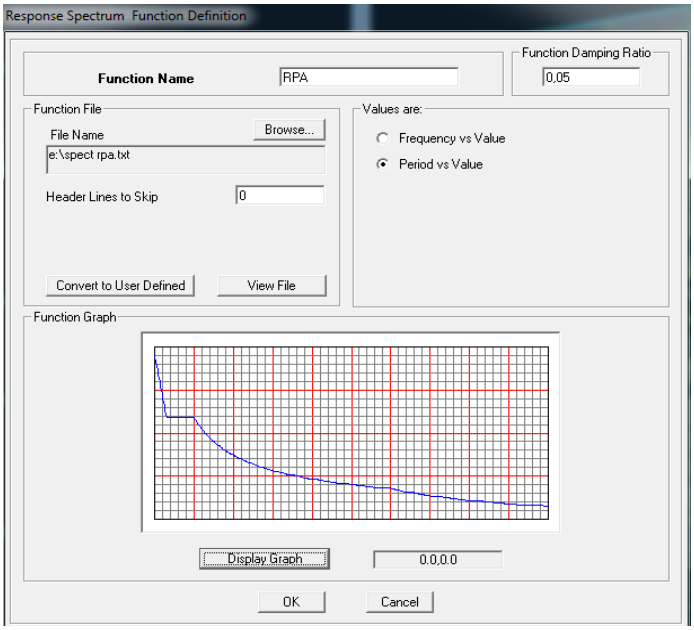


Figure IV.9. : Interface d'introduction du spectre

Etape 5:

Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),

- **Charges G et Q**

La structure est soumise a des charges permanentes **(G)**, et a des surcharges d'exploitation **(Q)**, pour les définir

Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge) : **G**

Type : **DEAD** (permanente)

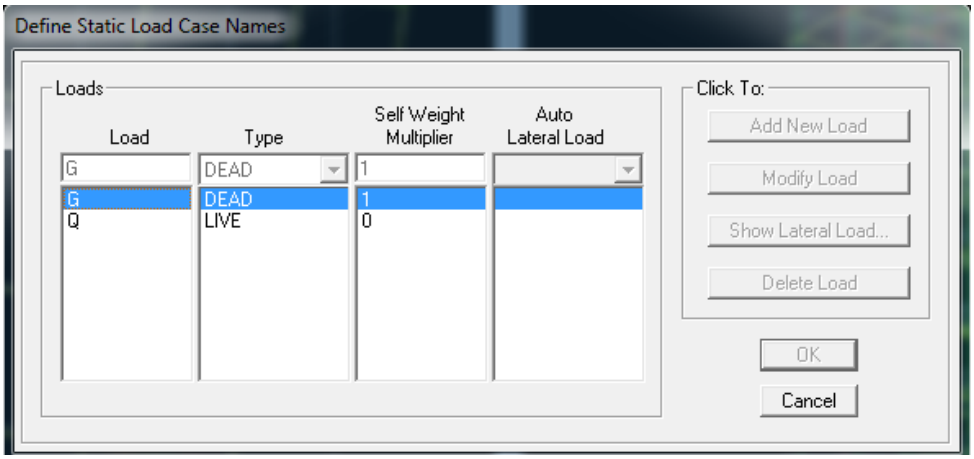
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharges d'exploitation : Load Name (Nom de la charge) : **Q**

Type: LIVE (exploitation)

Self-weight multiplier (Coefficient interne poids propre): **0**

Define ⟶ **Static**  **load cases** ⟶ **Dead modify load: écrire G**
Live modify load : écrire **Q**



Introduction du spectre (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.**

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

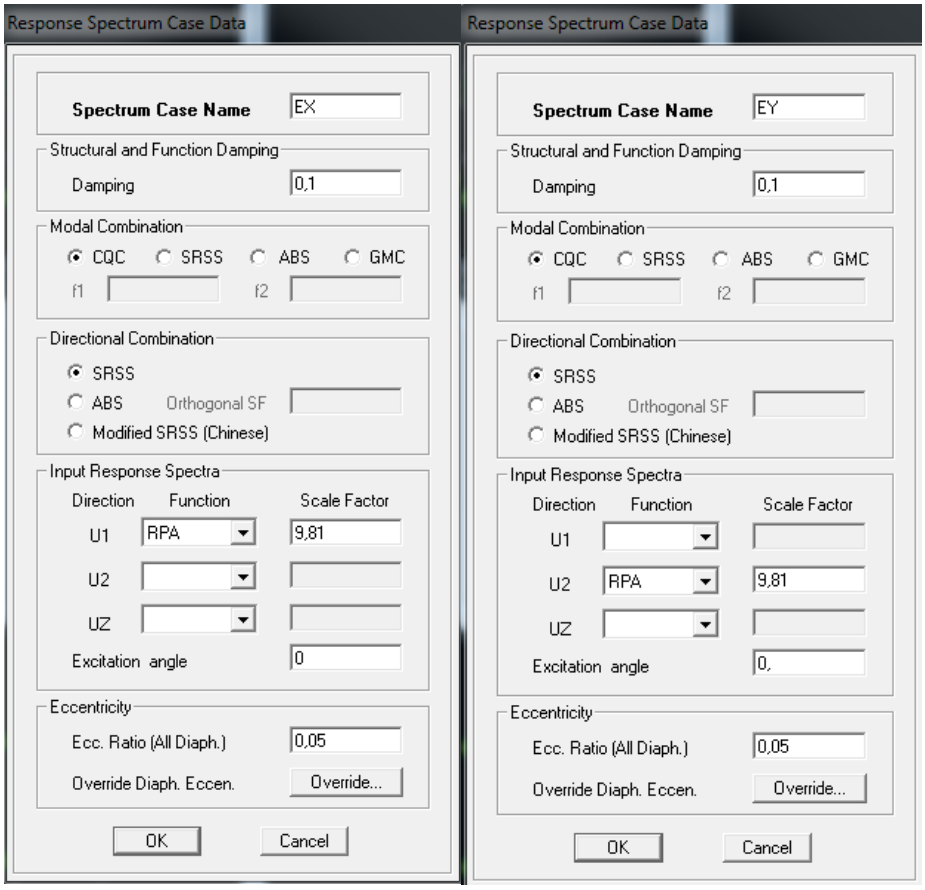


Figure IV.10. : Interface de définition des caractéristiques du spectre

Etape 6 :

Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons selon le BAEL :**

ELU $1.35G + 1.5Q$

ELS $G + Q$

- **Combinaisons selon le RPA :**

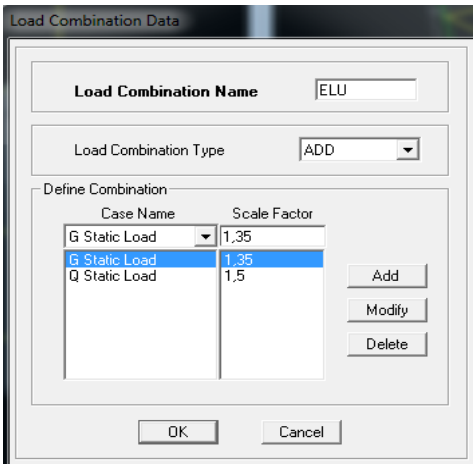
$G + Q + Ex$
$G + Q + Ey$
$G + Ex$
$G - Ex$
$G + Ey$
$G - Ey$

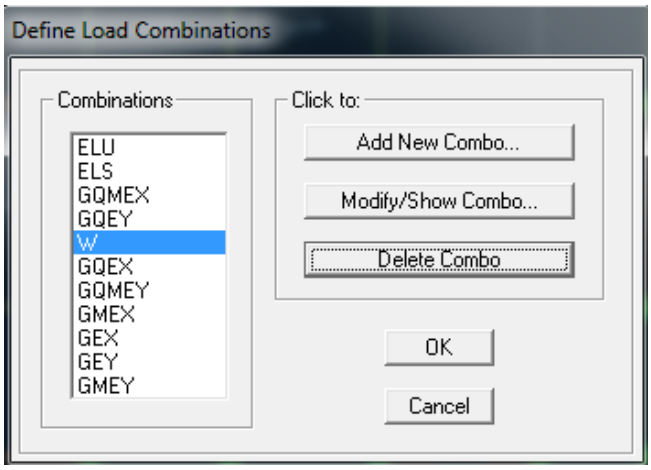
- **Combinaisons de poids :**

$$\mathbf{W} = G + 0.2Q$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

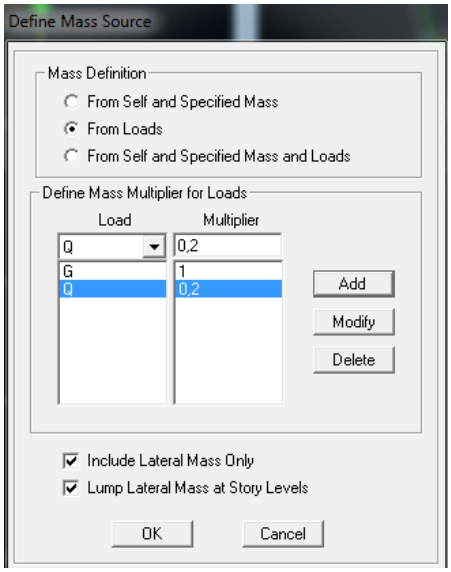
Define ⟶ load Combinations ⟶ Add New Combo ⟶ Choisir le nom ⟶ définir les coefficients





On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions

Define ⟶ masse source ⟶ from self and specfied and load

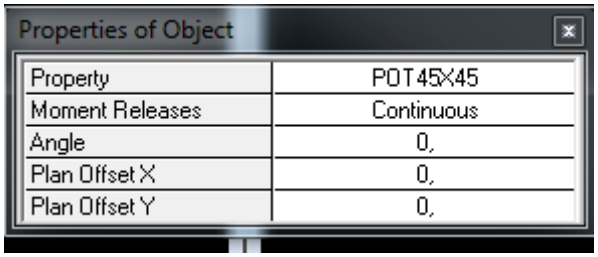


- **L'affectation des éléments dans la structure :**

Pour affecter les éléments précédents dans la structure on suit les étapes ci-après :

Poteaux :

On clique sur l'icône 



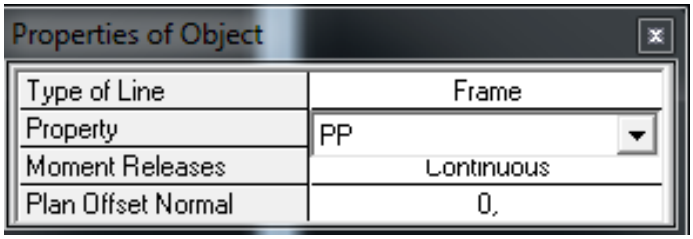
Propreties of Object ⟶ property

On choisit le nom de la section (POT45x45 par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure.

On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône

Poutres :

On clique sur l'icône 



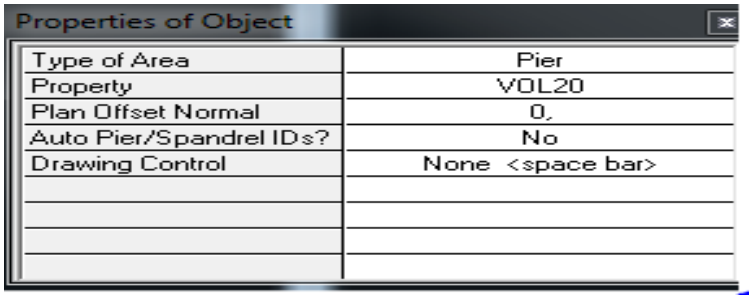
Propreties of Object ⟶ property

Et ils seront affectés comme suit :

- Poutre principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x

Voile :

On clique sur l'icône 



Propreties of Object ⟶ property

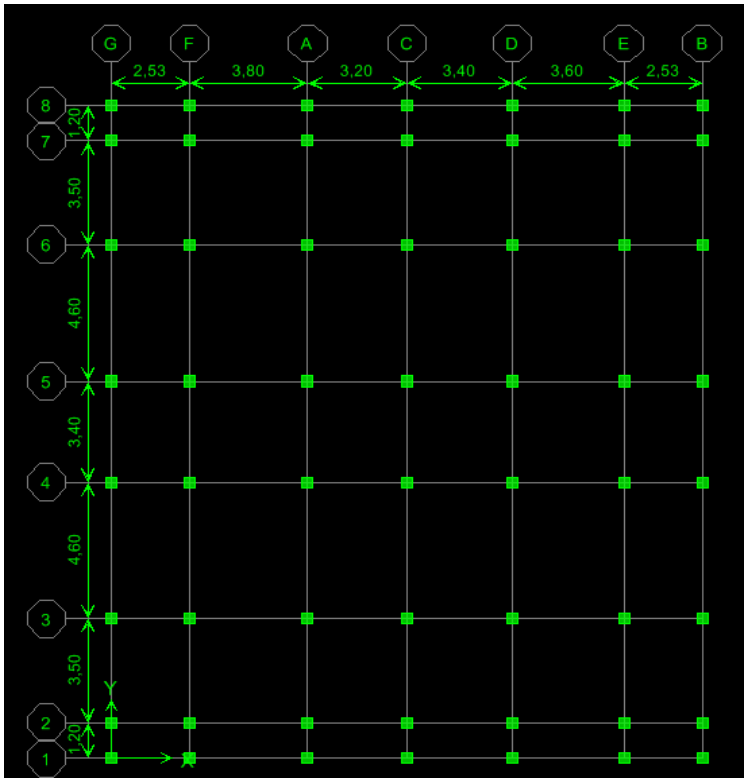


Figure IV.11 : disposition des poteaux

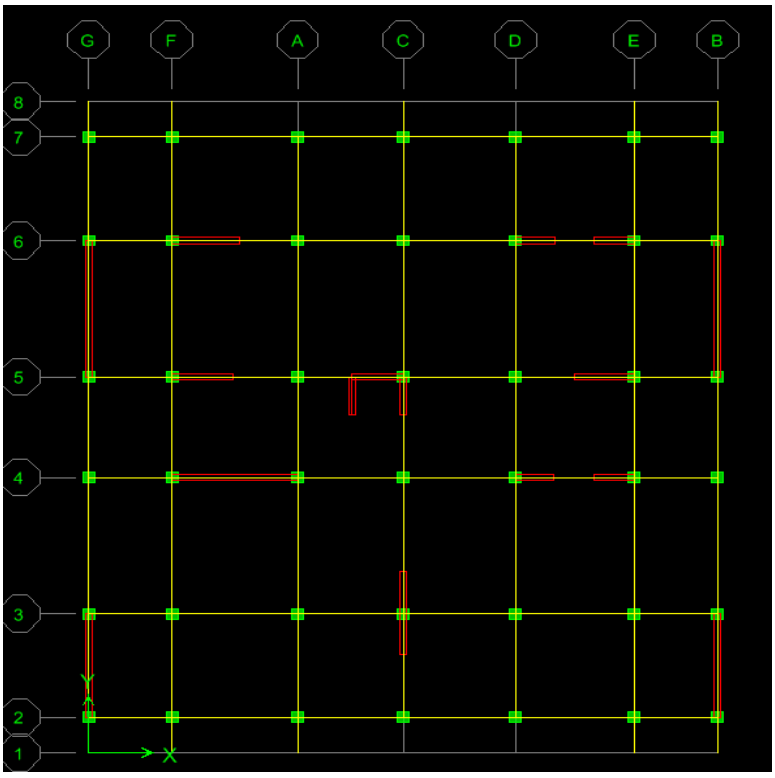
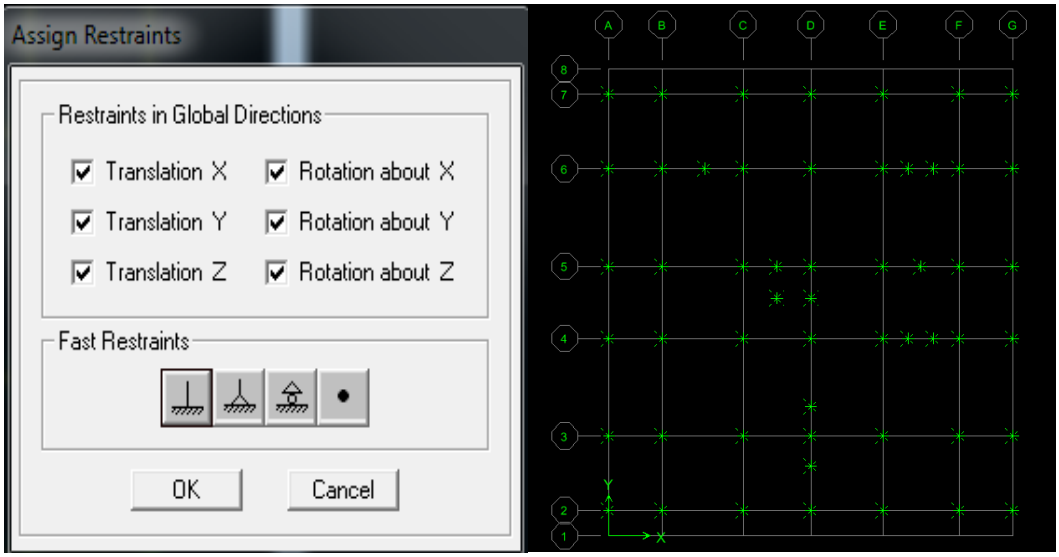


Figure IV.12 : disposition des poutre (principale et secondaires) et les voiles

Encastrement de la base :

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône la fenêtre ci-après s'affichera :



Etape 7 : chargement de la structure

Select ⟶ by wall/slab/deck ⟶ choisir la dale ⟶ 

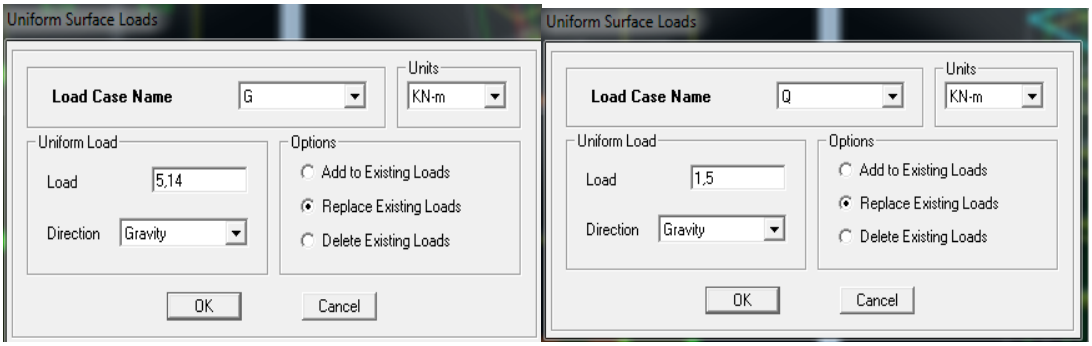


Figure IV.13. : Interface d'introduction des charges pour la structure (exp dalles)

Etape 8 : spécification des conditions aux limites (diaphragmes)

Sélectionné en plans le premier étage ⟶ 

⟶ D1 ⟶ **Modify ShoW Diaphragme**

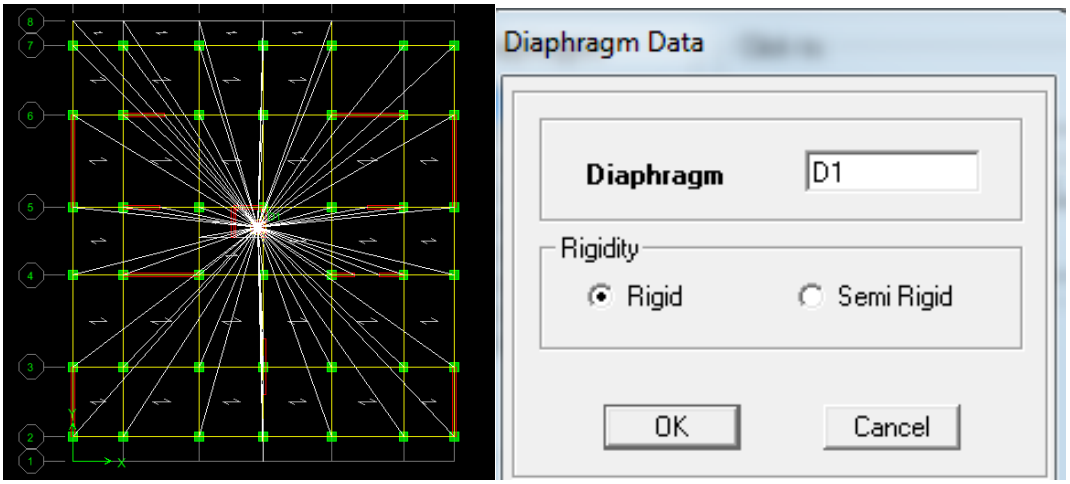


Figure IV.13. : Exemple 1ER diaphragmes

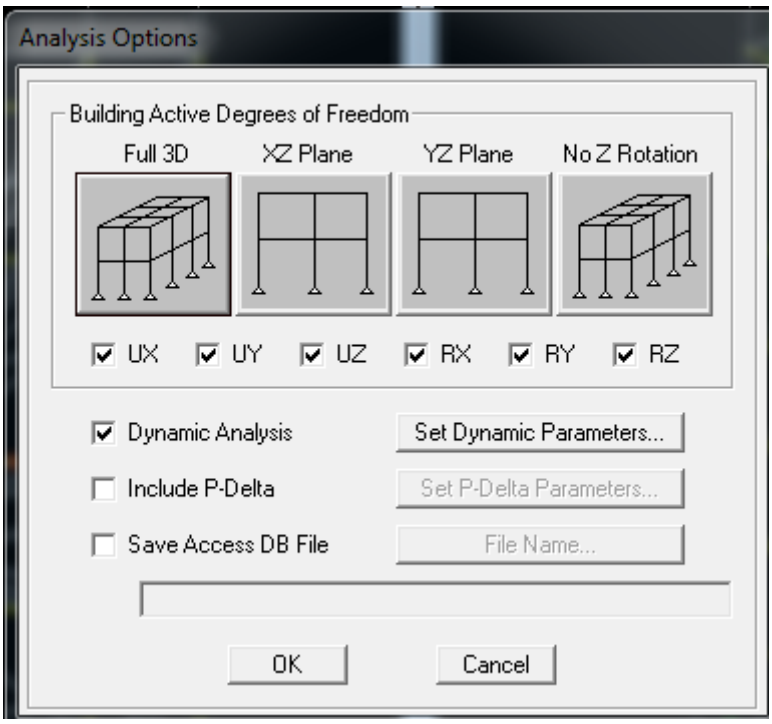
On monte à l'autre étage avec l'icône 

Sélectionné en plans le deuxième étage ⟶  ⟶ **add new diaphragme**

⟶ D2 ⟶ ok

On fait la même chose jusqu'à le dernier étage

Analyse ⟶ set Analysis option ⟶ ok

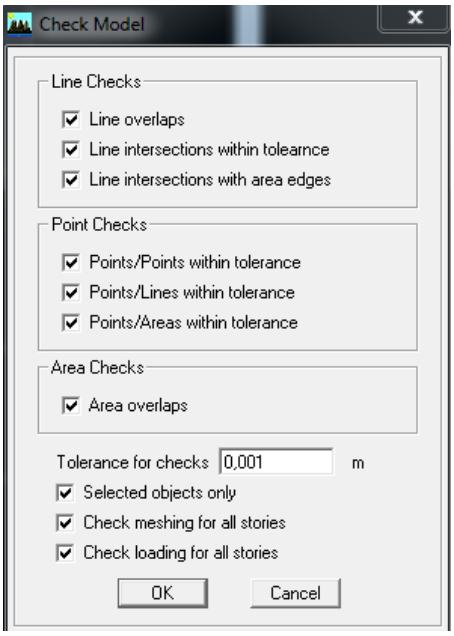


Avant de lancer l'analyse, on doit vérifier notre structure si y'a d'erreurs.

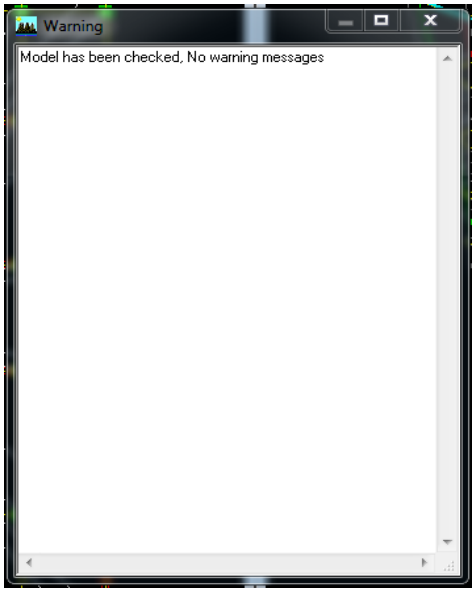
La vérification se fait comme suit :

Analyze ⟶ Check Modal.

Une fenêtre va apparaitre on la remplie comme suit :



Un message va apparaître, que votre structure n'a aucune erreur comme suit :



Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

Analyze ⟶ **Run Analysis ou** on clique sur le bouton **F5.**

On obtient le schéma final de la structure :

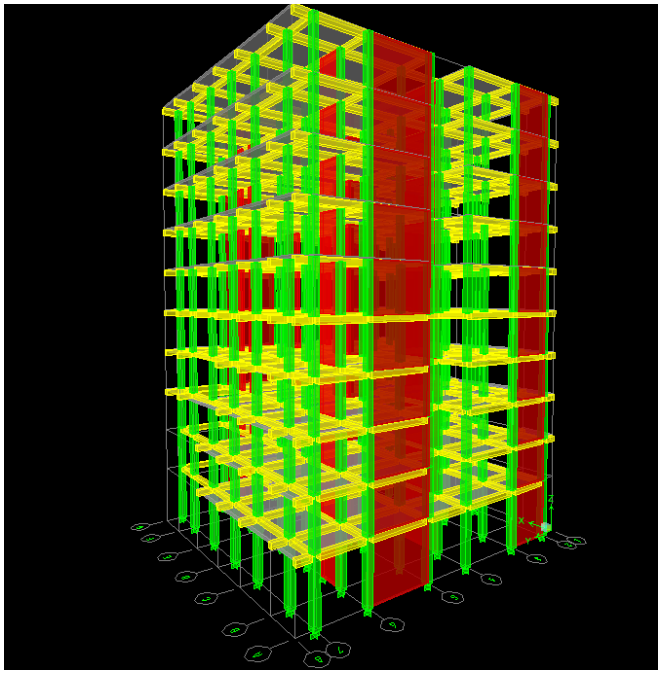


Figure IV.14. : Model finale de notre structure

IV.5. Vérification

IV.5.1. La période empirique

Calcul de la période :

$\mathbf{T} = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}}$

- 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)**

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Remarque

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$\mathbf{T = \ 0.05 \times (31.62)^{\frac{3}{4}} = 0.666}$$

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : la période en fonction des modes

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
1	0,819987	68,8128	0,0503	0,0000	68,8128	0,0503	0,0000	0,0741	93,7985	3,7224	0,0741	93,7985
2	0,695623	0,0642	69,7256	0,0000	68,8769	69,7759	0,0000	98,3011	0,0854	0,0080	98,3752	93,8839
3	0,643493	3,8297	0,0104	0,0000	72,7067	69,7863	0,0000	0,0117	5,2543	66,8359	98,3868	99,1382
4	0,224776	14,6624	0,0001	0,0000	87,3691	69,7864	0,0000	0,0001	0,4257	0,4019	98,3870	99,5639
5	0,165090	0,0001	18,2267	0,0000	87,3692	88,0131	0,0000	1,2758	0,0000	0,0025	99,6628	99,5639
6	0,155088	0,1865	0,0099	0,0000	87,5557	88,0230	0,0000	0,0007	0,0076	17,3927	99,6634	99,5715
7	0,106543	6,1040	0,0000	0,0000	93,6598	88,0230	0,0000	0,0000	0,3391	0,0134	99,6634	99,9106
8	0,071191	0,0000	6,5646	0,0000	93,6598	94,5876	0,0000	0,2696	0,0000	0,0044	99,9330	99,9106
9	0,067866	0,0125	0,0006	0,0000	93,6723	94,5883	0,0000	0,0001	0,0006	6,2119	99,9331	99,9112
10	0,063192	3,0043	0,0001	0,0000	96,6766	94,5883	0,0000	0,0000	0,0496	0,1514	99,9331	99,9608
11	0,043170	1,4191	0,0021	0,0000	98,0957	94,5905	0,0000	0,0000	0,0233	0,1047	99,9331	99,9841
12	0,041830	0,0015	2,9285	0,0000	98,0971	97,5190	0,0000	0,0445	0,0000	0,0000	99,9776	99,9841

OK

$$\mathbf{T_{etabs} = 0.819s < T_{empirique} = 1.3 \times 0.666 = 0.866s \rightarrow condition\ vérfiée}$$

On remarque que : $\mathbf{T < T_{etabs} < T_{empirique}}$

IV.5.2. Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité) :

D'après **(Art 4.3.7RPA99V2003),** dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à ± 5%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.

On doit vérifier que : $\mathbf{|C_M - C_R| \leq 5\%L}$

Tel que : C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

- **Excentricité calculé :**

Sens longitudinale (x-x) :

$$ex \leq 5\% Lx = 0{,}05 \times 19.46 = 0.973m$$

L_x : la largeur de l'ouvrage selon x-x

Sens transversal (y-y) :

$$ey \leq 5\% Ly = 0.05 \times 22.5 = 1.125\ m$$

L_y : la longueur de l'ouvrage selon y-y

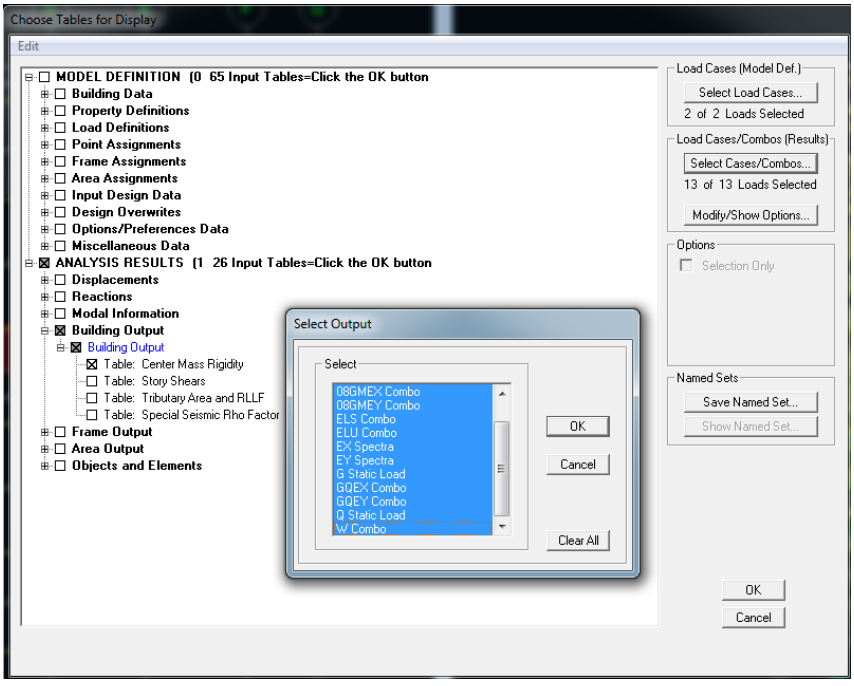
- **Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :**

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display ⟶ show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results ⟶ building output ⟶ Table: center mass rigidity

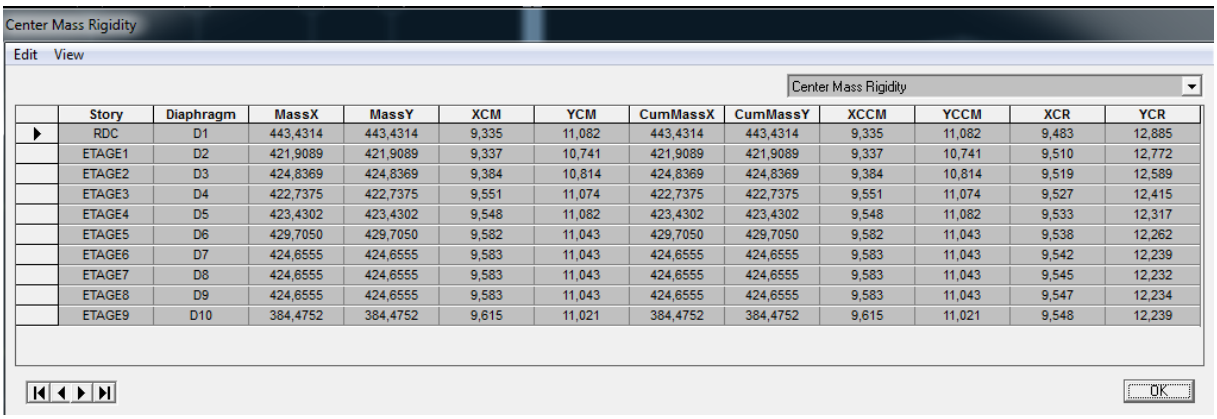
Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK ⟶ OK.**

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	5%Lx	ey	5%Ly	
RDC	D1	9,335	11,082	9,483	12,885	-0,148	0,973	-1,803	1,125	CV
ETAGE1	D2	9,337	10,741	9,51	12,772	-0,173	0,973	-2,031	1,125	CV
ETAGE2	D3	9,384	10,814	9,519	12,589	-0,135	0,973	-1,775	1,125	CV
ETAGE3	D4	9,551	11,074	9,527	12,415	0,024	0,973	-1,341	1,125	CV
ETAGE4	D5	9,548	11,082	9,533	12,317	0,015	0,973	-1,235	1,125	CV
ETAGE5	D6	9,582	11,043	9,538	12,262	0,044	0,973	-1,219	1,125	CV
ETAGE6	D7	9,583	11,043	9,542	12,239	0,041	0,973	-1,196	1,125	CV
ETAGE7	D8	9,583	11,043	9,545	12,232	0,038	0,973	-1,189	1,125	CV
ETAGE8	D9	9,583	11,043	9,547	12,234	0,036	0,973	-1,191	1,125	CV
ETAGE9	D10	9,615	11,021	9,548	12,239	0,067	0,973	-1,218	1,125	CV

Tableau IV.3. : Vérification de la régularité structurelle en plan sens X et sens Y



Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
RDC	D1	443,4314	443,4314	9,335	11,082	443,4314	443,4314	9,335	11,082	9,483	12,885
ETAGE1	D2	421,9089	421,9089	9,337	10,741	421,9089	421,9089	9,337	10,741	9,510	12,772
ETAGE2	D3	424,8369	424,8369	9,384	10,814	424,8369	424,8369	9,384	10,814	9,519	12,589
ETAGE3	D4	422,7375	422,7375	9,551	11,074	422,7375	422,7375	9,551	11,074	9,527	12,415
ETAGE4	D5	423,4302	423,4302	9,548	11,082	423,4302	423,4302	9,548	11,082	9,533	12,317
ETAGE5	D6	429,7050	429,7050	9,582	11,043	429,7050	429,7050	9,582	11,043	9,538	12,262
ETAGE6	D7	424,6555	424,6555	9,583	11,043	424,6555	424,6555	9,583	11,043	9,542	12,239
ETAGE7	D8	424,6555	424,6555	9,583	11,043	424,6555	424,6555	9,583	11,043	9,545	12,232
ETAGE8	D9	424,6555	424,6555	9,583	11,043	424,6555	424,6555	9,583	11,043	9,547	12,234
ETAGE9	D10	384,4752	384,4752	9,615	11,021	384,4752	384,4752	9,615	11,021	9,548	12,239

Après on copiera ses résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit ⟶ copy ⟶ collé dans l'Excel

On relève les valeurs des coordonnés des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Avec :

$\boldsymbol{e_x} = |\mathrm{XCCM} - \mathrm{XCR}|$

$\boldsymbol{e_y} = |\mathrm{YCCM} - \mathrm{YCR}|$

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens

⟶ **L'excentricité est vérifiée.**

IV.5.3. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Les résultats seront affichés comme suit :

Tableau IV.4. : Pourcentage de participation de la masse modale

UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
68,8128	0,0503	0,0000	68,8128	0,0503	0,0000	0,0741	93,7985	3,7224
0,0642	69,7256	0,0000	68,8769	69,7759	0,0000	98,3011	0,0854	0,0080
3,8297	0,0104	0,0000	72,7067	69,7863	0,0000	0,0117	5,2543	66,8359
14,6624	0,0001	0,0000	87,3691	69,7864	0,0000	0,0001	0,4257	0,4019
0,0001	18,2267	0,0000	87,3692	88,0131	0,0000	1,2758	0,0000	0,0025
0,1865	0,0099	0,0000	87,5557	88,0230	0,0000	0,0007	0,0076	17,3927
6,1040	0,0000	0,0000	93,6598	88,0230	0,0000	0,0000	0,3391	0,0134
0,0000	6,5646	0,0000	93,6598	94,5876	0,0000	0,2696	0,0000	0,0044
0,0125	0,0006	0,0000	93,6723	94,5883	0,0000	0,0001	0,0006	6,2119
3,0043	0,0001	0,0000	96,6766	94,5883	0,0000	0,0000	0,0496	0,1514
1,4191	0,0021	0,0000	98,0957	94,5905	0,0000	0,0000	0,0233	0,1047
0,0015	2,9285	0,0000	98,0971	97,5190	0,0000	0,0445	0,0000	0,0000

Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y**

Il mobilise 68.81% de la masse > 50%

Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X**

Il mobilise 69.72% de la masse > 50%

Le troisième mode de vibration est : **une rotation suivant Z-Z**

Il mobilise 66.83 % de la masse > 50%

- **Nombres de modes propres (Article 4.3.4 RPA99 version 2003)**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation,
Doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **08modes.**

8éme mode	Sens X-X: 93.65% >	90%	Condition vérifiée.
	Sens Y-Y: 94.58% >	90%	Condition vérifiée.

IV.5.5. Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R\,\delta ek$$

δek : déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta k = \delta k - \delta_{K-1} < 1\%\ \delta_K$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

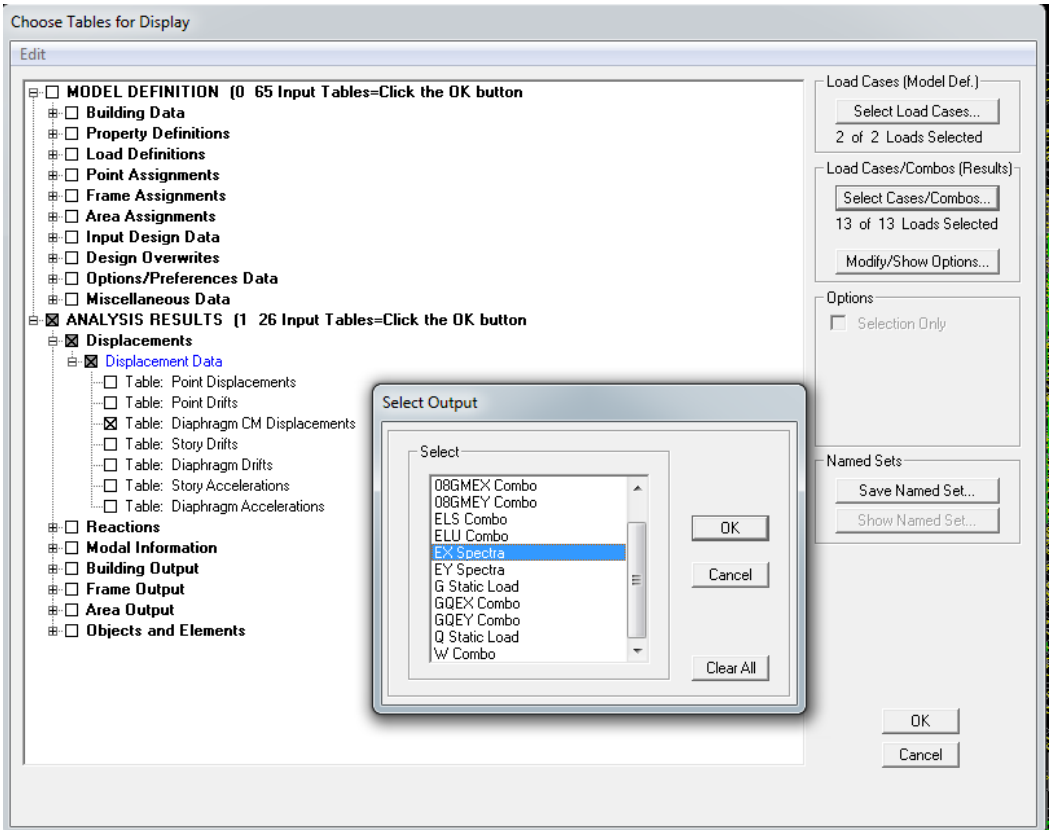
- **Dans le sens longitudinal :**

Display ⟶ show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

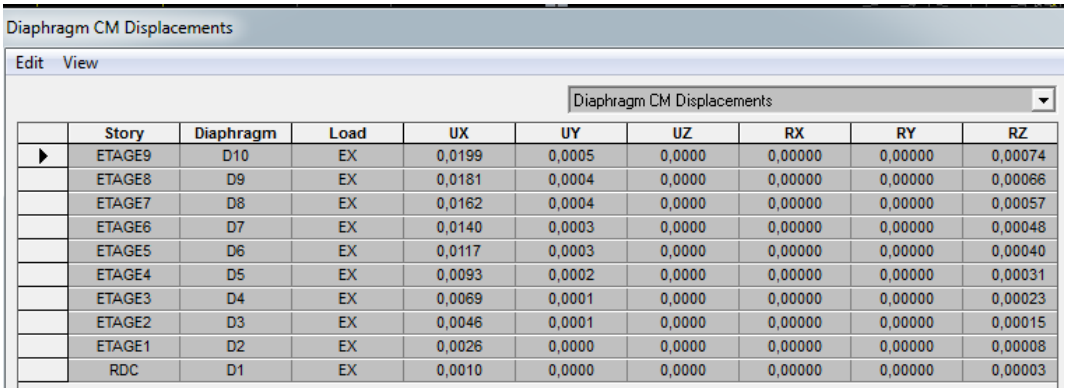
ANALYSIS RESULTS ⟶ Displacement Data ⟶ table : Diaphragm CM Displacement

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK ⟶ OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :



Diaphragm CM Displacements

Edit View

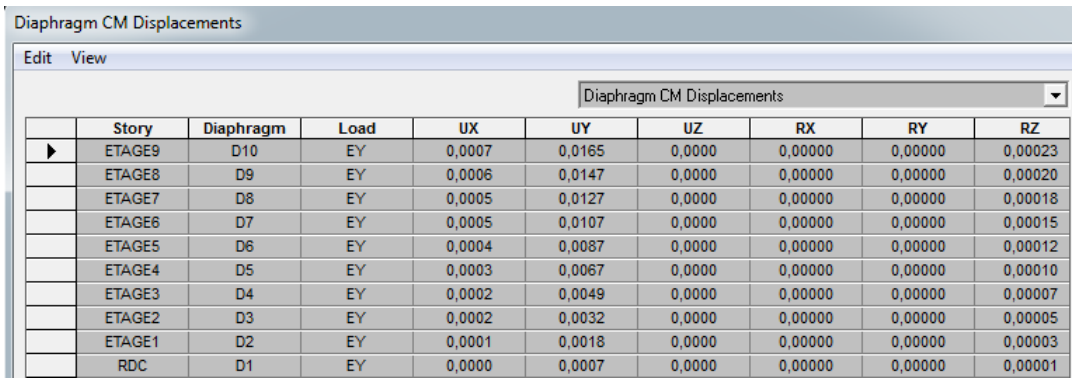
Diaphragm CM Displacements

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE9	D10	EX	0,0199	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00074
ETAGE8	D9	EX	0,0181	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00066
ETAGE7	D8	EX	0,0162	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00057
ETAGE6	D7	EX	0,0140	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00048
ETAGE5	D6	EX	0,0117	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00040
ETAGE4	D5	EX	0,0093	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00031
ETAGE3	D4	EX	0,0069	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00023
ETAGE2	D3	EX	0,0046	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
ETAGE1	D2	EX	0,0026	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
RDC	D1	EX	0,0010	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003

- **Dans le sens transversal**

De même étapes, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra

Les résultats s'afficheront comme suit :



Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE9	D10	EY	0,0007	0,0165	0,0000	0,00000	0,00000	0,00023
ETAGE8	D9	EY	0,0006	0,0147	0,0000	0,00000	0,00000	0,00020
ETAGE7	D8	EY	0,0005	0,0127	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
ETAGE6	D7	EY	0,0005	0,0107	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
ETAGE5	D6	EY	0,0004	0,0087	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
ETAGE4	D5	EY	0,0003	0,0067	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
ETAGE3	D4	EY	0,0002	0,0049	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
ETAGE2	D3	EY	0,0002	0,0032	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
ETAGE1	D2	EY	0,0001	0,0018	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
RDC	D1	EY	0,0000	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

Tableau .VI.3 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)				
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δk(m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δk(m)	1% h_{etg} (m)	Condition
etage9	0.0199	0.0796	0.0072	0.0165	0.066	0.0063	<0.0306	CV
etage8	0.0181	0.0724	0.0076	0.0147	0.0588	0.008	<0.0306	CV
etage7	0.0162	0.0648	0.0088	0.0127	0.0508	0.008	< 0.0306	CV
etage6	0.0140	0.056	0.01	0.0107	0.0428	0.008	<0.0306	CV
etage5	0.0117	0.046	0.0088	0.0087	0.0348	0	<0.0306	CV
etage4	0.0093	0.0372	0.0096	0.0087	0.0348	0.0152	< 0.0306	CV
etage3	0.0069	0.0276	0.0092	0.0049	0.0196	0.0068	<0.0306	CV
etage2	0.0046	0.0184	0.008	0.0032	0.0128	0.0056	<0.0306	CV
etage1	0.0026	0.0104	0.0064	0.0018	0.0072	0.0044	<0.0306	CV
RDC	0.0010	0.004	0.004	0.0007	0.0028	0.0024	<0.0408	CV

D'après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée. ⟶ **La condition est vérifiée.**

VI.5.6. Vérifications du déplacement maximal de la structure :

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible : **(Art B.6.5,3/BAEL91).**

$$\delta_{max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{31.62}{500} = 0.0632$$

δmax : déplacement maximal.

f : La flèche admissible.

H_t: Hauteur total de bâtiment.

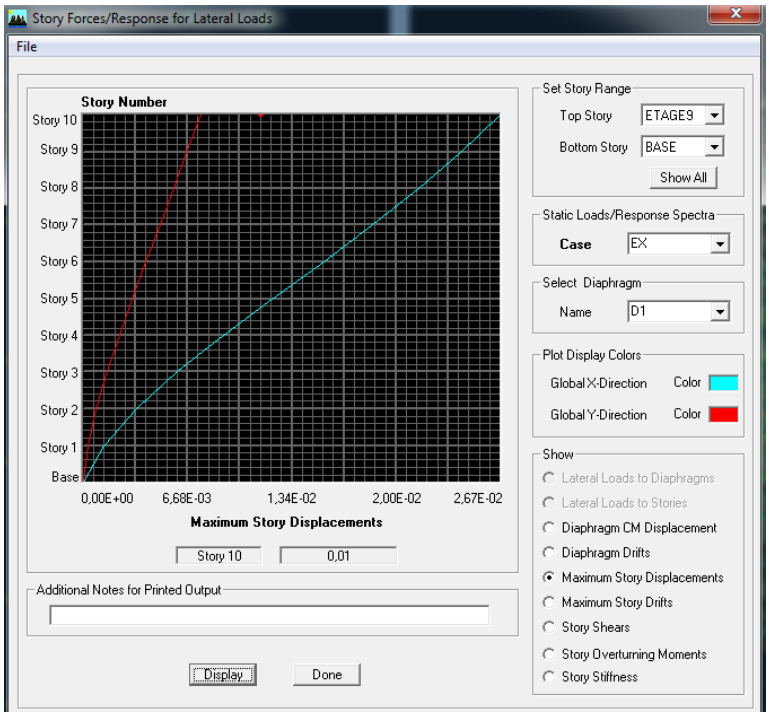
- **Détermination de déplacement maximal avec ETABS :**

Dans le sens longitudinal x-x :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ⟶ Show Story Response Plots

Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplit comme indiquer sur l'image.



Puis, on clique sur **display, et** on relèvera la valeur du déplacement maximale.



Dans le sens transversal y-y

On le détermine de même manière, en remplaçant la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement

Résultats trouvés :

-Déplacement maximal dans le sens x-x :

$\delta_{max} = 0{,}01 < f = 0{,}0632$ m

-Déplacement maximal dans le sens y-y :

$\delta_{max} = 0{,}01 < f = 0{,}0632$ m

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible. ⟶ **Condition vérifiée.**

IV.5.7 Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPAV.2003/Art4.3.6)

D'après le **RPA 99 V2003** (article **4.3.6**) la résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $\mathbf{V_t} < \mathbf{0.08V}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments…)

Dans le rapport $\mathbf{0.08V/V_t}$ Apres analyse, on obtient les résultats de V_{xdyn} et V_{ydyn} .

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente : (RPA 99 formule 4-1)**

$V = \frac{A.D.Q.W}{R}$ **(Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA99 version 2003).**

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage

- Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Zone sismique IIa groupe d'usage 2 →**A=0.15**

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	zone III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

R : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure, R=4 Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) RPA

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, Contrôle de la qualité des matériaux…etc.).

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$D = 2{,}5\eta \qquad 0 \le T \le T_2$
$D = 2{,}5\eta\,(T_2/T)^{2/3} \qquad T_2 \le T \le 3s$
$D = 2{,}5\eta\,(T_2/T)^{2/3}\ (3/T)^{5/3} \qquad T > 3s$

D'après le tableau 4.7 du RPA99 version 2003 :

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Site meuble S3 :

$T_1 = 0.15$

$T_2 = 0.50$

Dans notre cas : $T_2 = 0.5 \le T_{empirique} = 0.666 \le 3s$

Donc $D = 2.5\eta\,(T_2/T)^{2/3}$

D'où :

$$D = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.666}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.578$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages donnée par le tableau suivant :

Type de remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	Béton armé/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'où :
On prend $\varepsilon = 10\%$

- Facteur de correction d'amortissement η

Il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \quad \textbf{Formule 4.3 RPA99 version 2003})$$

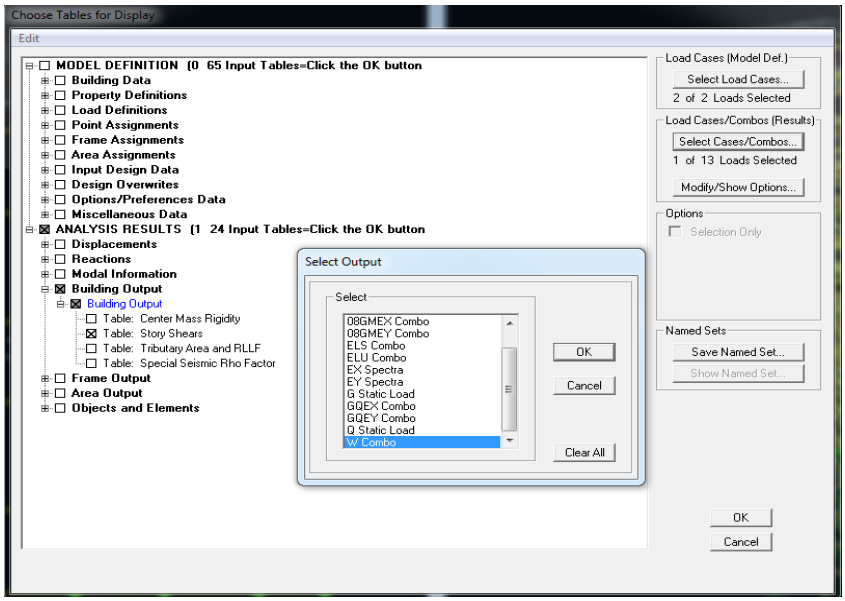
D'où : $\eta = 0.76 \geq 0.7 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

W : poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

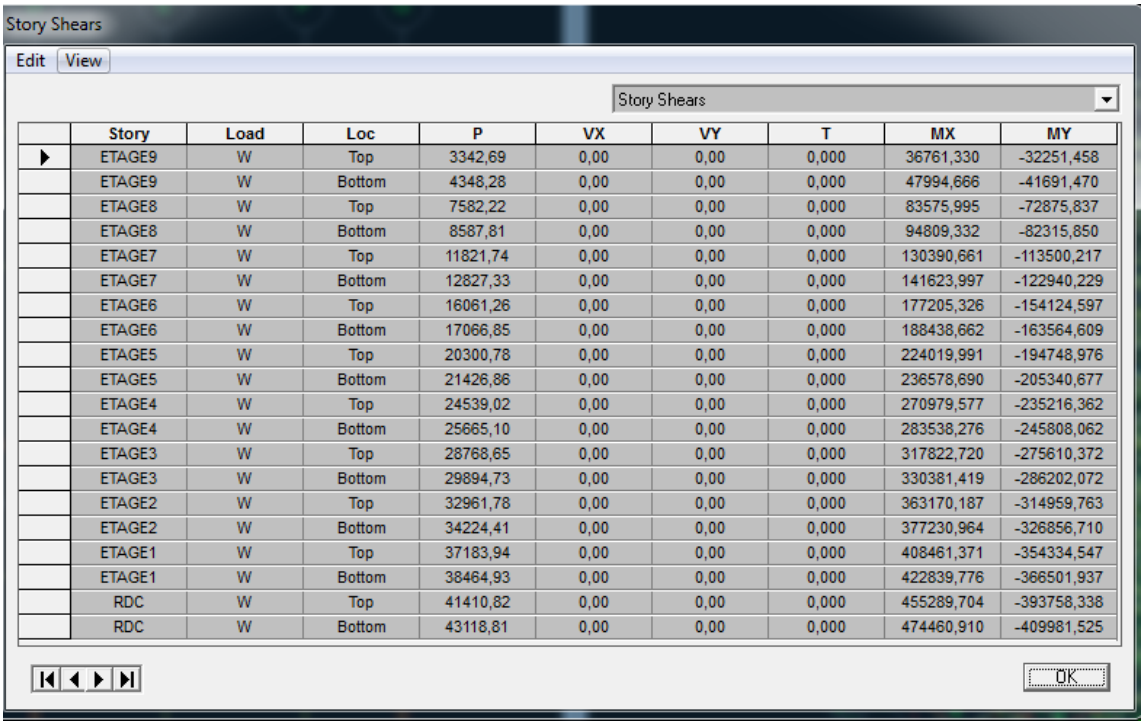
Display ⟶ Show Table ⟶ Building Output ⟶ Building Output ⟶ Table: Story Shears

Puis on définit la combinaison **W combo** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK** ⟶ **OK**
Les résultats s'afficheront comme suit :

Tableau IV.4. : valeur du poids total de la structure



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE9	W	Top	3342,69	0,00	0,00	0,000	36761,330	-32251,458
ETAGE9	W	Bottom	4348,28	0,00	0,00	0,000	47994,666	-41691,470
ETAGE8	W	Top	7582,22	0,00	0,00	0,000	83575,995	-72875,837
ETAGE8	W	Bottom	8587,81	0,00	0,00	0,000	94809,332	-82315,850
ETAGE7	W	Top	11821,74	0,00	0,00	0,000	130390,661	-113500,217
ETAGE7	W	Bottom	12827,33	0,00	0,00	0,000	141623,997	-122940,229
ETAGE6	W	Top	16061,26	0,00	0,00	0,000	177205,326	-154124,597
ETAGE6	W	Bottom	17066,85	0,00	0,00	0,000	188438,662	-163564,609
ETAGE5	W	Top	20300,78	0,00	0,00	0,000	224019,991	-194748,976
ETAGE5	W	Bottom	21426,86	0,00	0,00	0,000	236578,690	-205340,677
ETAGE4	W	Top	24539,02	0,00	0,00	0,000	270979,577	-235216,362
ETAGE4	W	Bottom	25665,10	0,00	0,00	0,000	283538,276	-245808,062
ETAGE3	W	Top	28768,65	0,00	0,00	0,000	317822,720	-275610,372
ETAGE3	W	Bottom	29894,73	0,00	0,00	0,000	330381,419	-286202,072
ETAGE2	W	Top	32961,78	0,00	0,00	0,000	363170,187	-314959,763
ETAGE2	W	Bottom	34224,41	0,00	0,00	0,000	377230,964	-326856,710
ETAGE1	W	Top	37183,94	0,00	0,00	0,000	408461,371	-354334,547
ETAGE1	W	Bottom	38464,93	0,00	0,00	0,000	422839,776	-366501,937
RDC	W	Top	41410,82	0,00	0,00	0,000	455289,704	-393758,338
RDC	W	Bottom	43118,81	0,00	0,00	0,000	474460,910	-409981,525

Alors le poids total de la structure : **Wt = 42770.99 KN**

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau IV.5. : Tableau récapitulatif des résultats.

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.578
Facteur de qualité Q	1.15
Coefficient de comportement R	3.5
Le poids total de la structure $\mathbf{W_t}$ [kN]	43118.81

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0.15 \times 1.578 \times 1.15}{3.5} \times 43118.81 = 3353.47\text{KN}$$

VRPA = 3353.47KN

- **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

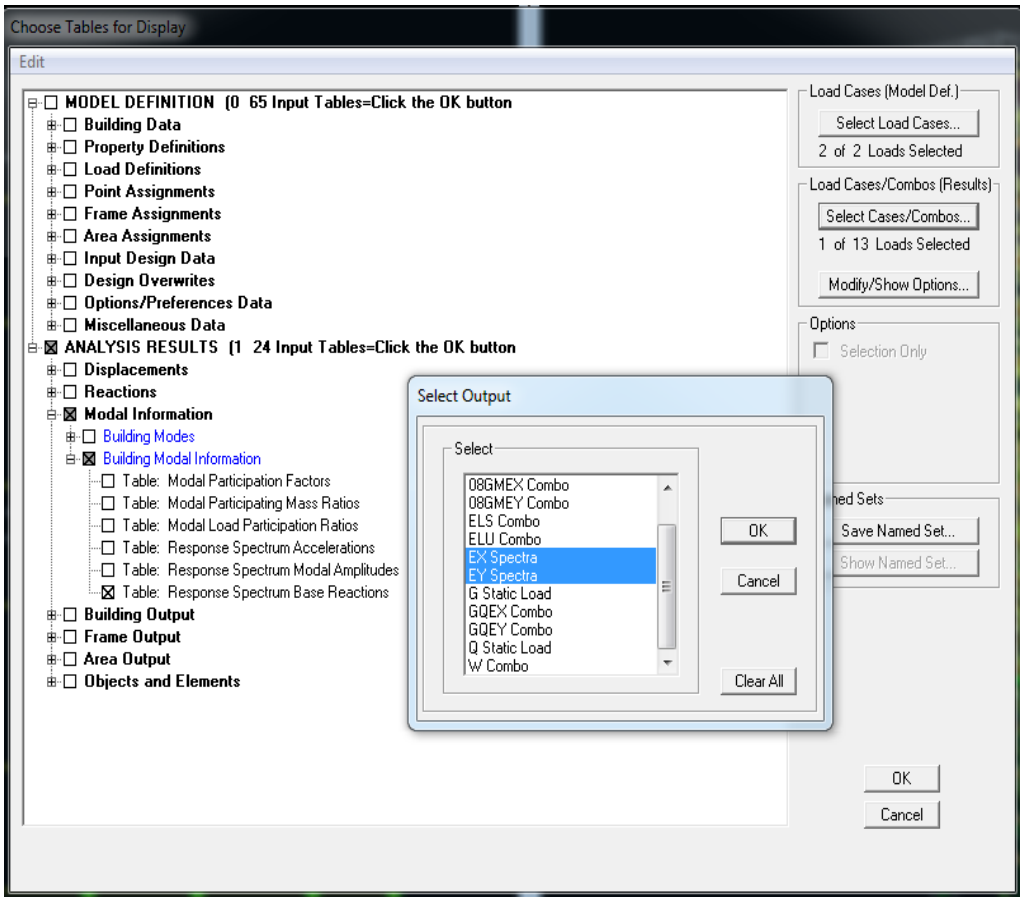
Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ⟶ show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS ⟶ modal Information ⟶ building modal information Response Spectrum Base Reactions.

Puis on définit les combinaisons **EX specter** et **EY specter** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK ⟶ OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Tableau IV.6. : la résultante des forces sismiques

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	2470,94	66,79	0,00	-1598,950	56881,439	-26608,863
	EX	2	U1	2,56	-84,40	0,00	1975,912	58,246	-835,818
	EX	3	U1	161,22	8,41	0,00	-175,527	3723,424	-1698,188
	EX	4	U1	730,91	1,71	0,00	-40,851	2455,613	-7992,227
	EX	5	U1	0,01	-2,33	0,00	12,175	-0,038	-22,089
	EX	6	U1	9,30	2,14	0,00	-10,826	36,994	-82,463
	EX	7	U1	355,15	-0,87	0,00	7,763	1650,442	-3833,009
	EX	8	U1	0,00	0,24	0,00	-0,947	0,003	2,196
	EX	9	U1	0,83	0,19	0,00	-1,161	-3,449	-6,893
	EX	10	U1	201,04	0,90	0,00	-5,512	509,363	-2144,283
	EX	11	U1	100,37	-3,90	0,00	9,081	253,569	-1128,179
	EX	12	U1	0,10	4,67	0,00	-11,345	0,284	41,711
	EX	All	All	2705,55	64,67	0,00	1536,955	58649,586	29647,943
	EY	1	U2	65,52	1,77	0,00	-42,400	1508,349	-705,599
	EY	2	U2	-82,80	2728,86	0,00	-63886,457	-1883,254	27024,196
	EY	3	U2	8,25	0,43	0,00	-8,982	190,540	-86,902
	EY	4	U2	1,67	0,00	0,00	-0,094	5,625	-18,308
	EY	5	U2	-2,29	891,32	0,00	-4649,588	14,455	8435,961
	EY	6	U2	2,10	0,48	0,00	-2,444	8,350	-18,613
	EY	7	U2	-0,86	0,00	0,00	-0,019	-3,987	9,260
	EY	8	U2	0,23	420,06	0,00	-1678,383	5,675	3893,697
	EY	9	U2	0,18	0,04	0,00	-0,258	-0,767	-1,533
	EY	10	U2	0,88	0,00	0,00	-0,024	2,241	-9,432
	EY	11	U2	-3,83	0,15	0,00	-0,346	-9,674	43,041
	EY	12	U2	4,58	204,00	0,00	-495,672	12,428	1822,383
	EY	All	All	63,44	2932,19	0,00	64184,236	1446,219	28373,392

OK

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$\mathbf{Vxdyn = Max\ F1 = 2705.55KN}$$

$$\mathbf{Vydyn = Max\ F2 = 2932.19KN}$$

Vérification :

- **Sens longitudinal :**

$$\mathbf{Vxdyn} = 2705.55\text{KN} > 0{,}8\text{VRPA} = 0{,}8 \times 3353.47\text{KN} = 2682.77\text{KN}$$

- **Sens transversal :**

$$\mathbf{Vydyn} = 2932.19 > 0.8\text{VRPA} = 0{,}8 \times 3353.47\text{KN} = 2682.77\text{KN}$$

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V ⟶ **L'effort tranchant à la base est vérifié.**

VI.5.8. Vérification de l'effet du 2éme ordre (l'effet P-Δ) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- **Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : (Art 5.9 RPA99).

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau « K ».

- **V_k** : effort tranchant d'étage au niveau « K ».
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q E).
- **h_k** : hauteur de l'étage « K ».

Suivant Ex :

Tableau IV.7. : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

Niveau	P_k	Δ_k	h_k	V_k	θ_X	$\theta_X \leq 0.10$
étage 9	4348,28	0,0063	3,06	560,66	0,0159	CV
étage8	8587,81	0,0066	3,06	1015,94	0,0182	CV
étage 7	12827,33	0,0077	3,06	1385,96	0,0232	CV
étage 6	17066,85	0,0081	3,06	1698,21	0,0266	CV
étage 5	21426,86	0,0084	3,06	1967,91	0,0298	CV
étage 4	25665,1	0,0084	3,06	2192,55	0,0321	CV
étage 3	29894,73	0,008	3,06	2379,22	0,0328	CV
étage 2	34224,41	0,007	3,06	2526,58	0,0309	CV
étage 1	38464,93	0,0056	3,06	2636,48	0,0266	CV
RDC	43118,81	0,0035	4,08	2705,55	0,0136	CV

Suivant Ey :

Tableau IV.8. : Vérification L'effet P-Delta suivant Ey

Niveau	P_k	Δ_k	h_k	V_k	θ_Y	$\theta_Y \leq 0.10$
étage 9	4348,28	0,0063	3,06	633,5	0,0141	CV
étage8	8587,81	0,007	3,06	1143	0,0171	CV
étage 7	12827,33	0,007	3,06	1541,36	0,019	CV
étage 6	17066,85	0,007	3,06	1877,25	0,0207	CV
étage 5	21426,86	0	3,06	2161,81	0	CV
étage 4	25665,1	0,0133	3,06	2397,01	0,0456	CV
étage 3	29894,73	0,0059	3,06	2589,05	0,0222	CV
étage 2	34224,41	0,0049	3,06	2740,55	0,0199	CV
étage 1	38464,93	0,0039	3,06	2858,28	0,0171	CV
RDC	43118,81	0,0024	4,08	2932,19	0,0086	CV

On constate que $\boldsymbol{\theta_X}$ et $\boldsymbol{\theta_Y}$ Sont inférieurs à **« 0.1 ».**

Donc l'effet (**P- Δ)** peut être négligé pour le cas de notre structure.

⟶ **Condition vérifiée.**

VI.5.9. Spécifications pour les poteaux :

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d: Effort normal dans les poteaux

B_c : Section du poteau

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Exemple pour les étapes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

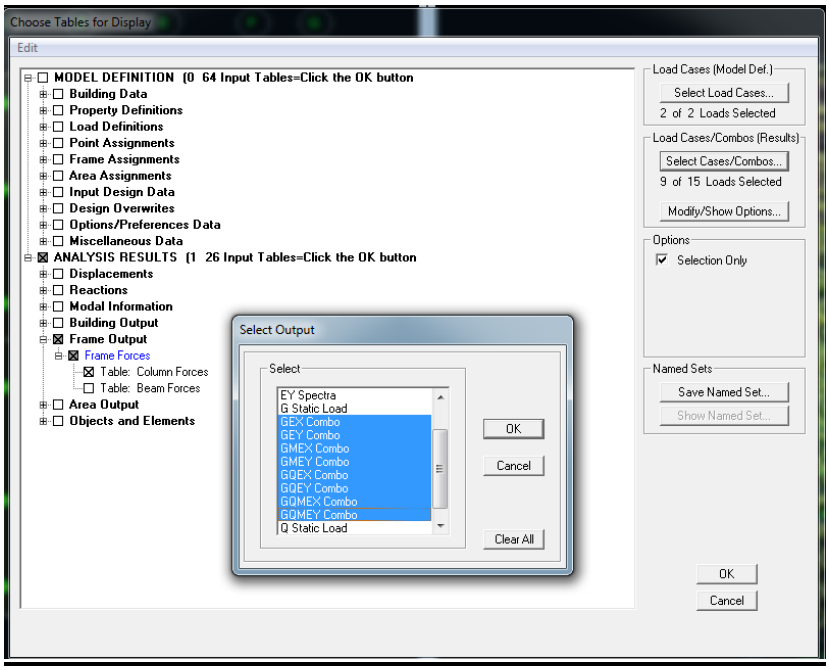
- **Poteau 45 × 45 (RDC, 1er, 2eme étage)**

Display ⟶ Show Table

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

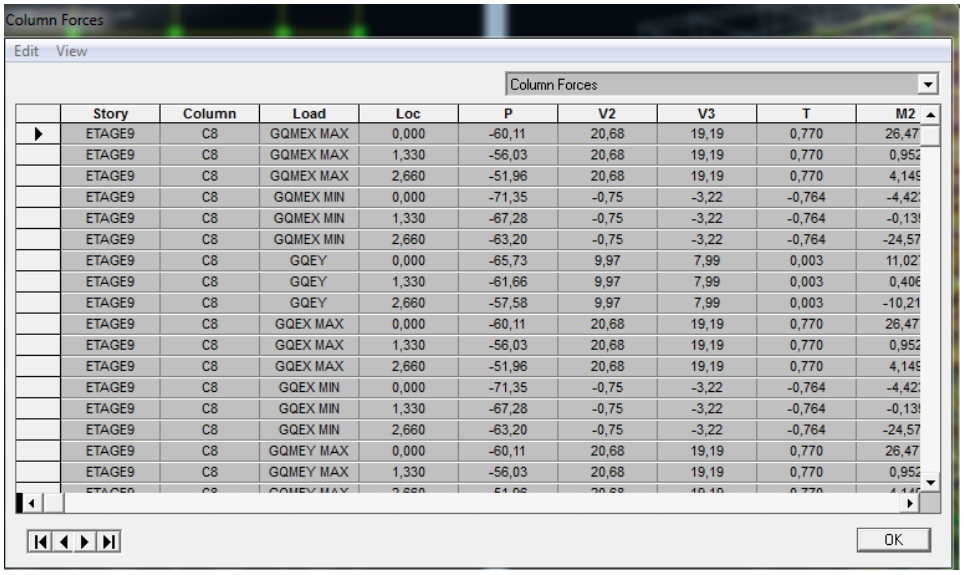
Frame Output ⟶ Frame Force ⟶ Table: Colum force

Puis on définit les combinaisons **G +Q ± E** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK ⟶ OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :


Column Forces

Edit View

Column Forces

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
ETAGE9	C8	GQMEX MAX	0,000	-60,11	20,68	19,19	0,770	26,47
ETAGE9	C8	GQMEX MAX	1,330	-56,03	20,68	19,19	0,770	0,952
ETAGE9	C8	GQMEX MAX	2,660	-51,96	20,68	19,19	0,770	4,149
ETAGE9	C8	GQMEX MIN	0,000	-71,35	-0,75	-3,22	-0,764	-4,42
ETAGE9	C8	GQMEX MIN	1,330	-67,28	-0,75	-3,22	-0,764	-0,13
ETAGE9	C8	GQMEX MIN	2,660	-63,20	-0,75	-3,22	-0,764	-24,57
ETAGE9	C8	GQEY	0,000	-65,73	9,97	7,99	0,003	11,02
ETAGE9	C8	GQEY	1,330	-61,66	9,97	7,99	0,003	0,406
ETAGE9	C8	GQEY	2,660	-57,58	9,97	7,99	0,003	-10,21
ETAGE9	C8	GQEX MAX	0,000	-60,11	20,68	19,19	0,770	26,47
ETAGE9	C8	GQEX MAX	1,330	-56,03	20,68	19,19	0,770	0,952
ETAGE9	C8	GQEX MAX	2,660	-51,96	20,68	19,19	0,770	4,149
ETAGE9	C8	GQEX MIN	0,000	-71,35	-0,75	-3,22	-0,764	-4,42
ETAGE9	C8	GQEX MIN	1,330	-67,28	-0,75	-3,22	-0,764	-0,13
ETAGE9	C8	GQEX MIN	2,660	-63,20	-0,75	-3,22	-0,764	-24,57
ETAGE9	C8	GQMEY MAX	0,000	-60,11	20,68	19,19	0,770	26,47
ETAGE9	C8	GQMEY MAX	1,330	-56,03	20,68	19,19	0,770	0,952

OK

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$N_d = 1287.01$ KN

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1287.01 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.254 \leq 0.3 \quad \rightarrow condition\ vérifiée$$

Et on procède de la même manier pour les autres sections :

V.8 Justification vis-à-vis de contreventement

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

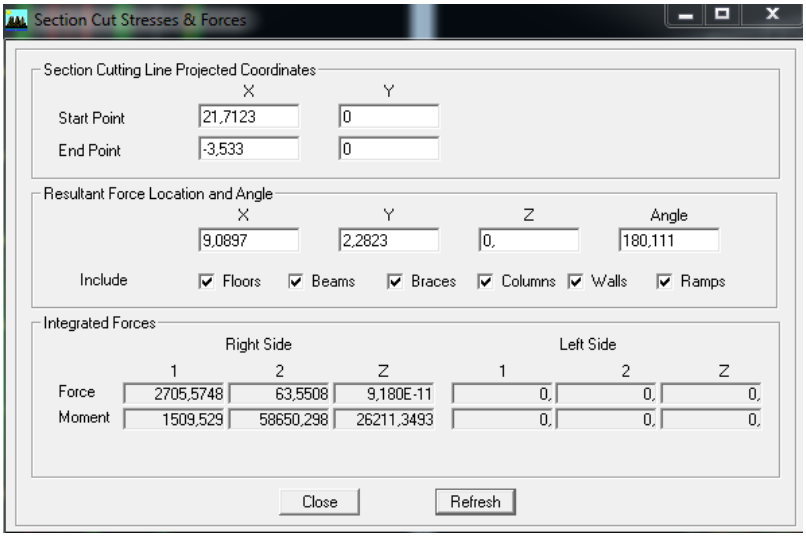
- **Forces horizontales :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

- **Selon X-X :**

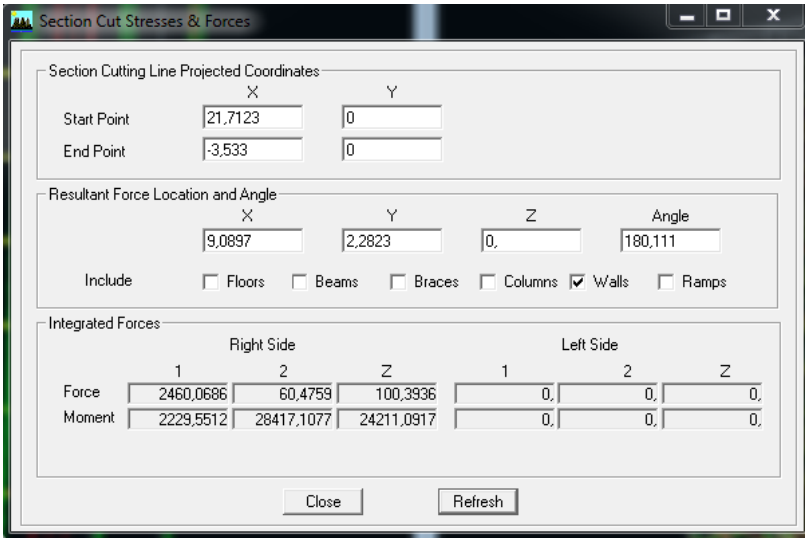
1- Voiles et portiques

Figure IV.14. : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Ex

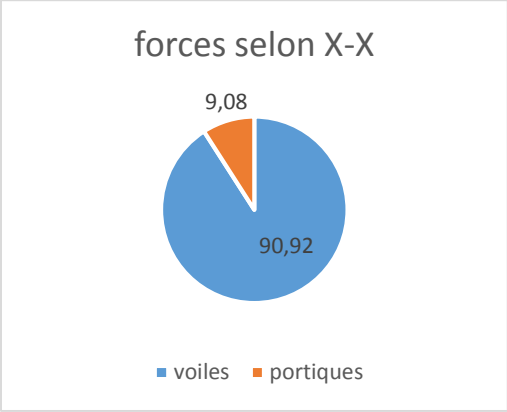


2- Voile uniquement :

Figure IV.15. : Charges horizontales reprises par les voiles

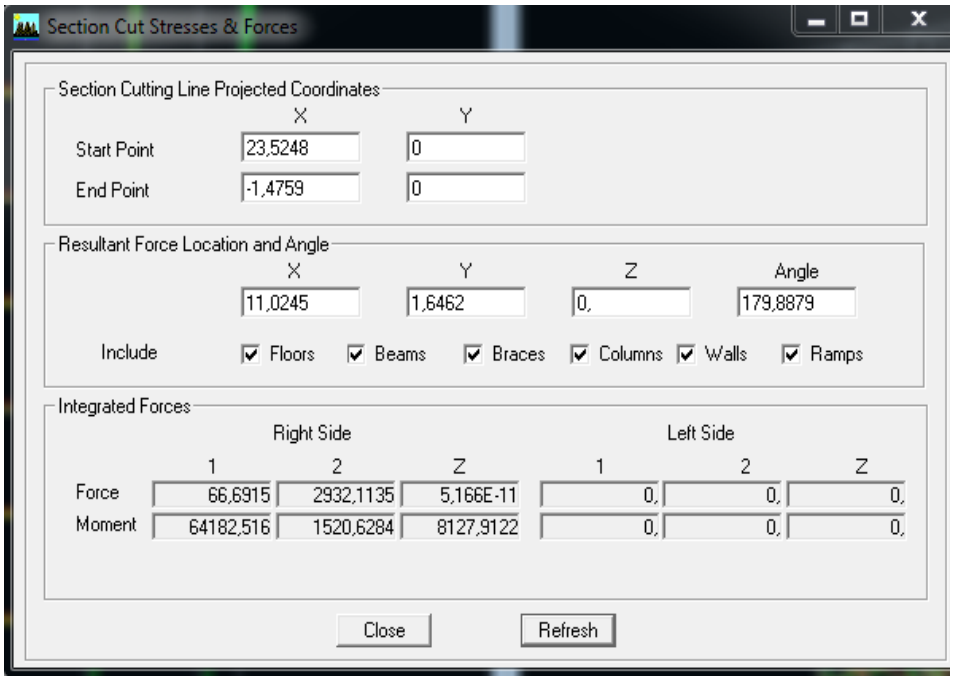


Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage% des voiles	Pourcentage % Portiques
Ex	2705.57	2460.06	90.92	9.08



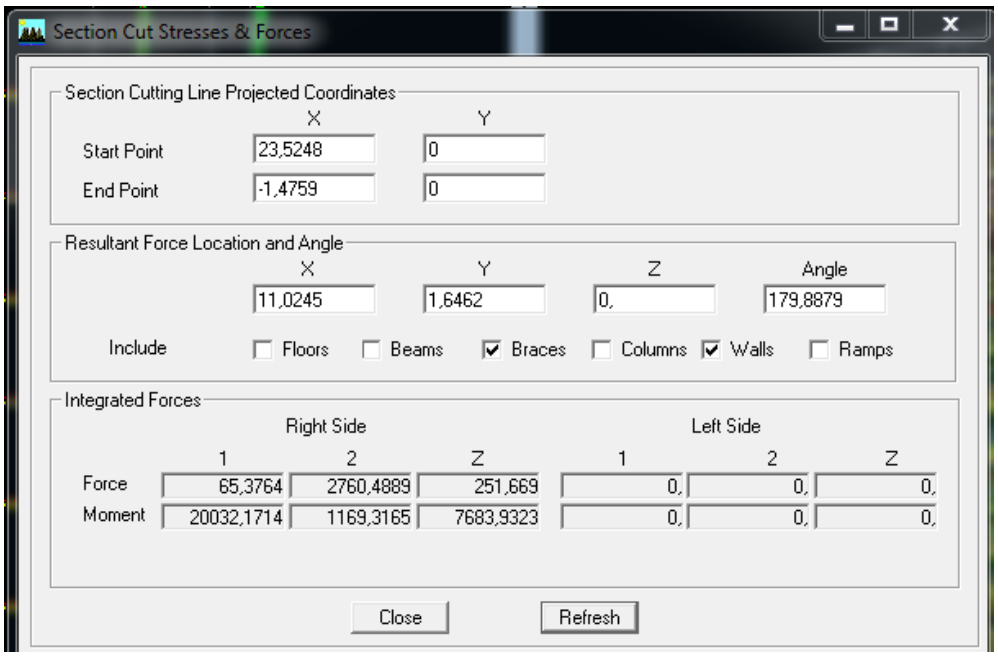
- **Selon Y-Y :**
  1- **Voiles et portiques**

Figure IV.16. : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Ey

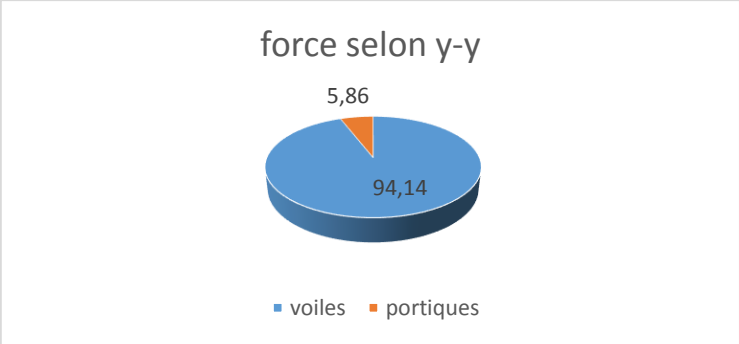


2- **Voile uniquement :**

Figure IV.17. : Charges horizontales reprises par les voiles



Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage% des voiles	Pourcentage % Portiques
Ey	2932.11	2760.48	94.14	5.86



VI.9. Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferraillage des éléments structuraux.

Chapitre VI

Etude de l’infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la super structure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter. On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

- **Fondations profondes**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VI.2. Choix du type de fondation

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).

- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VI.2.1. Etude de sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Vu que le rapport de sol ne nous a pas été donné, on prend la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VI.2.2. Pré dimensionnement des semelles

- **Semelles isolées**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N » à l'ELS qui est obtenu à la base de tous les poteaux de l'entresol. (Le poteau le plus sollicité).

$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Homothétie des dimensions : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{45}{45} = k = 1 \qquad \rightarrow A = B$

D'où : $B = \sqrt{\frac{N_{ser}}{K - \sigma_{sol}}}$

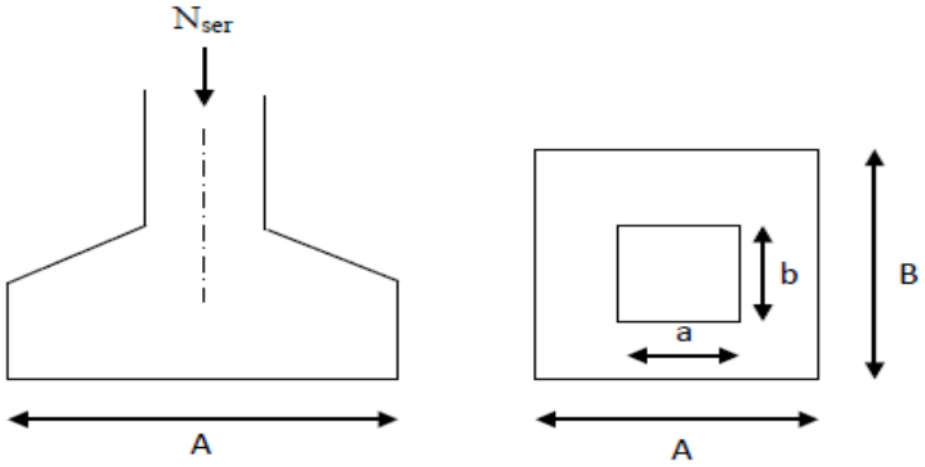


Figure.VI.I : Coupe d'une fondation isoler

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable :

$B \geq \sqrt{\frac{236,63}{200}} = 1,18\text{m}$ → On opte pour : $\mathbf{A = B = 2m}$

Remarque :

Vu l'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières, l'option des semelles isolées est à écarter. On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement**.**

- **Semelles filantes**

  - **Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = \text{G} + \text{Q}$ (KN)

$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times \text{L}}$

σ_{sol} : Capacité portante du sol (σ_{sol} = 200 KN/m2 = 0,20MPa)

Avec :

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante : $B \geq \frac{N_s}{\sqrt{\sigma_{sol}\, L}}$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles dans les deux sens

Voiles		NS (KN)	L (m)	B (m)	S = B.L(m²)	Nombre	STOT(m²)
VL	V1	3090.75	4.6	3.36	15.46	4	61.82
	V2	1350.65	1.8	3.75	6.75	3	20.25
	V3	1384,05	1.2	5.77	6.92	3	20.76
	V4	1505.85	3.8	1.98	7.52	1	7.52
VT	V1	1059	1.4	3.78	5.29	2	10.58
							∑=120,87

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv=120,87m²**

- **Dimensionnement des semelles filantes sous les poteaux**

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

Détermination de la résultante des charges R= $\sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces e = $\frac{\sum N_{i.}e_{i+}\sum M_i}{R}$

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

e $< \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

e $> \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right)$; $q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right)$; $q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \times (1 + \frac{3 \times e}{L})$

- **Détermination de la résultante des charges**

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1I : Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Poteaux	Ni(KN)	ei(m)	Ni×ei (KN.m)	Mi (KN.m)
C12	1039.69	-3.2	-3327.01	-4.49
C10	1001.24	3.4	3404.22	-4.602
C13	874.37	-7	-6120.59	-3.894
C9	850.74	7	5955.18	-3.83
C11	764.03	0	0	-0.974
C14	388.75	-9.53	-3704.79	-1.341
C8	387.99	9.53	3697.54	0.993
	R=ΣNi= 5306.81		**∑=-95.45**	**∑=-18.14**

$\mathbf{e} = \frac{\sum N_i . e_i + \sum M_i}{N} = \frac{-95.45 \times (-18.14)}{5306.81} = 0.33m$

On a :

$e = 0.33m < \frac{19.06}{6} = 3.18m \rightarrow$ Répartition trapézoïdale

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{292.89}{200} = 1.46$ m $\rightarrow$ On prend **B** $= 1.5$ **m**

Donc : $S = 1.5 \times 19.06 = 28.59 m^2$

La somme totale des semelles sous poteaux est :$\sum S_p = 28.59 \times 7 = 200.13 \mathbf{m^2}$

Nous aurons la surface totale des semelles sous les voiles : **Sv=120,87m²**

On a donc :

$S_t = S_p + S_v = 200.13 + 120.87 = 321 \mathbf{m^2}$

Et la surface totale de la structure : $\mathbf{S_{bat}} = 400.26 \mathbf{m^2}$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$\frac{S_{t\ semelle}}{S_{strecture}} = \frac{321}{400.26} = 0.80$

La surface des semelles représente **80%** de la surface totale.

$S_t = 321 m^2 > 50\% S_{bat} = 200.13 m^2$

- **Conclusion**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VI.3. Etude du radier général

Un radier 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 diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage.

- Rapidité d'exécution.
- Coût élevé de l'opération.

VI.3.1. Prédimensionnement du radier

- **Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

- **Selon la condition forfaitaire**

➢ **Sous voiles**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

h : épaisseur du radier

L_{max} : portée maximale

On a :

$L_{max} = 4.6$ m $\rightarrow \frac{460}{8} = 57.7$ cm $\leq h \leq \frac{460}{5} = 92$ cm

On prend : $\mathbf{h = 65\ cm}$

➢ **Sous poteaux**

- **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$

On a :

$h_d \geq \frac{460}{20} = 23$ cm On prend : $\mathbf{h_d = 30\ cm}$

- **La nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à : $h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$

On a :

$h_n \geq \frac{460}{10} = 46$ cm On prend : $\mathbf{h_n = 100\ cm}$

- **Dalle flottante**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$$

On a :

$\frac{460}{50} = 9.2\ cm \leq h_t \leq \frac{460}{40} = 11.5\ cm$ On prend : $\mathbf{h_t = 10\ cm}$

- **Largeur de la nervure**

$0.4h_n \leq b_n \leq 0{,}7h_n$

On a :

$0.4 \times 100 = 40\ cm \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70\ cm$ On prend : $\mathbf{b_n = 50\ cm}$

- **Condition de longueur d'élasticité**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times Le$ Ce qui conduit à : $h \geq \sqrt[3]{(\frac{2}{\pi} L_{max})^4 \frac{3K}{E}}$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. K = 40MPa

L_{max} : Portée maximale (L= 4.6 m)

E : Module de déformation longitudinale déférée E = 37003√fc28=10818.87 MPa.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2\times4,6}{\pi}\right)^4 \frac{3\times40}{10818.87}} = 0.93\text{m}$$

On prend : h = 100 cm

➢ **Conclusion**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

h_n =100 cm ……..…....Hauteur de la nervure.

h_d =30 cm …….Hauteur de la dalle.

b_n = 50cm …… Largeur de la nervure.

h_t = 10 cm ……...…..Dalle flottante.

VI.3.2. Détermination des efforts à la base

Les valeurs sont déduites de l'ETABS :

- Charge permanente : **G = 41442.72 KN.**
- Charge d'exploitation : **Q = 6641.33 KN.**

- **Combinaisons d'actions**

ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 41442.72) + (1.5 \times 6641.33) = 65909.67$**KN**

ELS : $N_s = G + Q = 41442.72 + 6641.33 = 48084.05$ **KN**

- **Détermination de la surface nécessaire du radier**

ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{65909.67}{1.33\times200} = 247.78\ m^2$

ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{1.33\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{48084.05}{1.33\times200} = 184.94\ m^2$

On a :

$S_{radier} = \max(S_{radier}^{ELU}\ ;\ S_{radier}^{ELS}) = \max(\ 247.78\ m^2\ ;\ 184.94\ m^2) = 247.78\ m^2$

$S_{bat} = 19.06 \times 21 = 400.26\mathbf{m}^2 > S_{radier} = 247.78m^2$

Remarque

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du raider. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface de la structure, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\ \text{cm}\right)$$

On a :

$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\ \text{cm}\right) = max\ \frac{100}{2}\ ; 30cm$ → On prend : $L_{déb} = 50\text{cm}$

Et :

$S_{radier} = S_{bat} + S_{débord}$

$S_{débord} = L_{déb} \times L_{périmètre} = 0.50 \times [(19.06 + 21) \times 2] = 0.5 \times 80.12 = 40.06\mathbf{m}^2$

$S_{radier} = 400.26 + 40.06 = 440.32\text{m}^2$

Donc :

On aura une surface totale du radier égale : $\mathbf{S_{radier} = 440.32m^2}$

VI.3.3. Calcul des sollicitations à la base du radier

- **Charges permanentes**

  - **Poids du radier**

G = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

  - **Poids de la dalle**

$$\mathbf{P_{de\ la\ dalle}} = S_{radier} \times h_d \times \rho b$$

$$\mathbf{P_{de\ la\ dalle}} = 440.32 \times 0.30 \times 25 = 3302.4\text{KN}$$

  - **Poids de la nervure**

$$\mathbf{P_{de\ la\ nervure}} = b_n(h_n - h_d) \times l_y \times n_y \times \rho + b_n(h_n - h_d) \times l_x \times n_x \times \rho$$

$$\mathbf{P_{de\ la\ nervure}} = 0.5(1 - 0.3) \times 21 \times 6 \times 25 + 0.5(1 - 0.3) \times 19.06 \times 7 \times 25$$

$$\mathbf{P_{de\ la\ nervure}} = 2269.93\ \text{KN}$$

  - **Poids de TVO**

$$\mathbf{P_{de\ TVO}} = (S_{radier} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

0n a :

$$\mathbf{S_{nervure}} = (21 \times 0.5 \times 6) + (19.06 \times 0.5 \times 7) = 129.71\ m^2$$

Et :

Donc :

$$\mathbf{P_{de\ TVO}} = (440.32 - 129.71) \times (1 - 0.3) \times 17$$

$$\mathbf{P_{de\ TVO}} = 3696.26\text{KN}$$

  - **Poids de la dalle flottante libre**

$$\mathbf{P_{de\ la\ dalle\ f}} = (S_{radier} - S_{nervure}) \times e_p \times \rho_b$$

$\mathbf{P_{de\ la\ dalle\ f}} = (440.32 - 129.71) \times 0.1 \times 25$

$\mathbf{P_{de\ la\ dalle\ f}} = 776.53$ KN

- **Poids du radier**

$\boldsymbol{G_{radier}} = 3302.4 + 2269.93 + 3696.26 + 776.53$

$\boldsymbol{G_{radier}} = 10045.12$KN

- **Poids total de la structure**

$\mathbf{G_{tot}} = \mathbf{G_{radier}} + \mathbf{G_{bâtiment}} = 10045.12 + 41442.72 = 51861.38$KN

$\mathbf{Q_{tot}} = \mathbf{Q_{radier}} + \mathbf{Q_{bâtiment}} = (1.5 \times S_{radier}) + 6641.33 = 7301.81$KN

- **Combinaisons d'actions**

ELU : $N_u = 1{,}35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = (1.35 \times 53990.39) + (1.5 \times 7301.81) = 83839.74\ KN$

ELS : $N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 53990.39 + 7301.81 = 61292.2$KN

VI..3.4. Vérifications

- **Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$

Avec :

$b = 100$ cm et $d = 0.9h_d = 0.9 \times 30 = 27$cm

On a :

$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{radier}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{83839.74 \times 1 \times 4.6}{440.32 \times 2} = 437.93$KN

Et :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{437.93\times10^3}{1000\times270} = 1{,}62\ \text{MPa}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 1{,}62\ \text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa} \qquad \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la stabilité du radier**

  - **Calcul du centre de gravité du radier**

$X_G = 9.53\text{m}$; $Y_G = 10.5\text{m}$

  - **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 14709.56\ m^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 12117.32\ m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment au renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)}h$$

Avec :

$M_{j\,(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j\,(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

Ixi, Iyi : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

- **Sens longitudinal**

$\mathrm{M_{ox}} = 60479 \text{ KN.m}$

$\mathrm{T_{ox}} = 2622.21 \text{ KN}$

$\mathrm{M_x} = 60479 + 2622.21 \times 1 = 63101.21 \text{ KN.m}$

A l'ELU : $\mathrm{M_x} = 63101.21 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \left(\frac{\mathrm{M_x}}{\mathrm{I_{yy}}} \times V\right) = \frac{83839.74}{440.32} + (\frac{63101.21}{12117.32} \times 9.53) = 240.03\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \left(\frac{\mathrm{M_x}}{\mathrm{I_{yy}}} \times V\right) = \frac{83839.74}{440.32} - (\frac{63101.21}{12117.32} \times 9.53) = 140.78\ KN/m^2$$

D'où :

$\sigma_m = \frac{3\times240.03+140.78}{4} = 215.21 KN/m^2 \leq 1.33\sigma_{sol} = 266\ KN/m^2$ → **Condition vérifiée**

A l'ELS : $\mathrm{M_x} = 63101.21 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \left(\frac{\mathrm{M_x}}{\mathrm{I_{yy}}} \times V\right) = \frac{48084.05}{440.32} + (\frac{63101.21}{12117.32} \times 9.53) = 158.83\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \left(\frac{\mathrm{M_x}}{\mathrm{I_{yy}}} \times V\right) = \frac{48084.05}{440.32} - (\frac{63101.21}{12117.32} \times 9.53) = 59.57\ KN/m^2$$

D'où :

$\sigma_m = \frac{3\times158.83+59.57}{4} = 134.015\ KN/m^2 \leq \sigma_{sol}$ → **Condition vérifiée**

- **Sens transversal**

$M_{oy} = 56844.98$ KN. m

$T_{oy} = 2775.85$ KN

$M_y = 56844.98 + 2775.85 \times 1 = 59620.83$ KN. m

A l'ELU : $M_y = 59620.83$ KN. m

$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V\right) = \frac{83839.74}{440.32} + (\frac{59620.83}{14709.56} \times 10.5) = 232.96\ KN/m^2$

$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V\right) = \frac{83839.74}{440.32} - (\frac{59620.83}{14709.56} \times 10.5) = 147.85\ KN/m^2$

D'où :

$\sigma_m = \frac{3\times232.96+147.85}{4} = 211.68 KN/m^2 \leq 1.33\sigma_{sol} = 266 KN/m^2$ → **Condition vérifiée**

A l'ELS : $M_y = 59620.83$ KN. m

$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V\right) = \frac{48084.05}{440.32} + (\frac{59620.83}{14709.56} \times 10.5) = 151.76\ KN/m^2$

$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V\right) = \frac{48084.05}{440.32} - (\frac{59620.83}{14709.56} \times 10.5) = 66.64\ KN/m^2$

D'où :

$\sigma_m = \frac{3\times151.76+66.64}{4} = 130.48\ KN/m^2 \leq \sigma_{sol}$ → **Condition vérifiée**

VI.4. Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, son ferraillage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [B.E.A.L 91 modifiée 99].

- **Ferraillage de la dalle**

La dalle du radier sera étudiée comme un panneau rectangulaire uniformément chargé reposant sur quatre cotés. On distingue deux cas :

- **1er cas :** $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ la dalle travail dans un seul sens ; avec : $l_x < l_y$

- **2ème cas :** $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ la dalle travaille dans les deux sens

Dans le sens de la petite potée Lx : $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande potée Ly : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Les coefficients $\mu_x \; et \; \mu_y$ sont donné

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisin, afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité

- **Ferraillage à l'ELU**

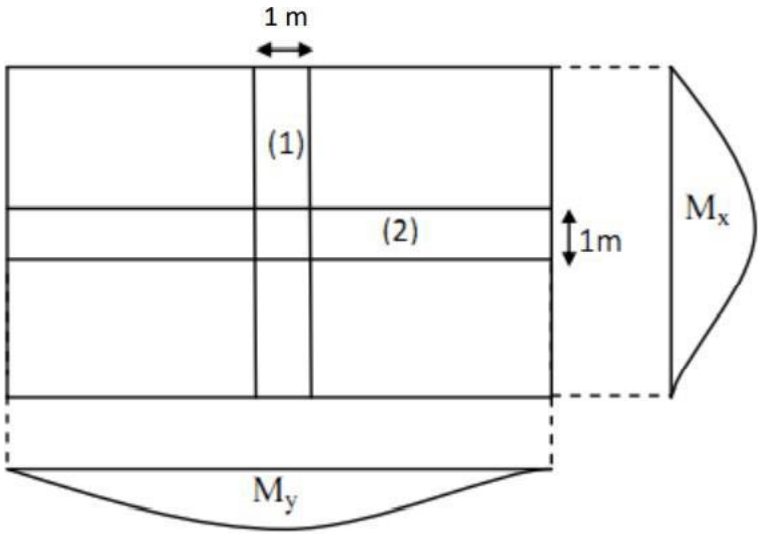
- **Identification du panneau le plus sollicité**

On a : : $l_x = 3.80 \quad ; l_y = 4.6m$

Donc : $\rho_x = \frac{3.8}{4.6} = 0.826 \quad \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.056 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$

$0.4 < \rho_x < 1$ → La dalle travaille dans les deux sens

Dans ce cas, on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91modifié99. On considère une bande de 1 m de largueur au milieu de chaque portée.



Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max}

A l'ELU : $q_u^m = \sigma_m^{max}(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 215.21 - \frac{12547.67}{440.32} = 186.71\ KN/m^2$

A l'ELS : $q_s^m = \sigma_m^{max}(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 134.015 - \frac{12547.67}{440.32} = 105.52\ KN/m^2$

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

- **Evaluation des moments M_x M_y**

On obtient : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.056 \times 186.71 \times 3.8^2 = 150.98$ KN. m

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.595 \times 150.98 = 89.83 \text{ KN. m}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques la correction des moments $M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \geq 1.25 M_x$

- **Sens x-x**

Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^{a1} = 0.5 \times 150.98 = 75.49 \text{ KN. m} \\ M_x^{a2} = 0.3 \times 150.98 = 45.294 \text{ KN. m} \end{cases}$

Moments en travées : $M_x^t = 0.85 \times 150.98 = 128.33\text{KN.m}$

- **Sens y-y :**

Moments aux appuis : $\begin{cases} M_y^{a1} = 0.5 \times 89.83 = 44.92\ \text{KN.m} \\ M_y^{a2} = 0.3 \times 89.83 = 26.95\ \text{KN.m} \end{cases}$

Moments en travées : $M_y^t = 0.85 \times 89.83 = 76.36\text{KN.m}$

- **Ferraillage longitudinal suivant le sens x-x**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{128.33\times10^3}{100\times27^2\times14,2} = 0.124 < 0.392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.124 \quad \rightarrow \beta = 0.934$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{128.33\times10^3}{0.934\times27\times348} = 14.62cm^2$$

Soit : $10HA14 = 15.39cm^2$, avec un espacement de 10 cm

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{75.49\times10^3}{100\times27^2\times14,2} = 0.073 < 0.392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.073 \quad \rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{75.49\times10^3}{0.962\times27\times348} = 8.35cm^2$$

Soit : $8HA12 = 9.05cm^2$, avec un espacement de 12 cm

- **Ferraillage longitudinal suivant le sens y-y**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{76.36\times10^3}{100\times27^2\times14,2} = 0.074 < 0.392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.073 \qquad \rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{75.49\times10^3}{0.962\times27\times348} = 8.35cm^2$$

Soit : $8HA12 = 9.05cm^2$, avec un espacement de 12 cm

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{44.92\times10^3}{100\times27^2\times14,2} = 0.043 < 0.392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.043 \qquad \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{44.92\times10^3}{0.978\times27\times348} = 4.89cm^2$$

Soit : $6HA12 = 6.79cm^2$, avec un espacement de 15 cm

VI.4.1. Vérification à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité (Art B.7.4BAEL.91/modifié 99)**

Il faut vérifier que :

- **Sens longitudinal**

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} = W_0\frac{3-\rho_x}{2}$$

$$A_{min} = 0.0008\times100\times30\times\frac{2-0.826}{2} = 1.41cm^2$$

- **Sens transversal**

$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \quad \rightarrow A_{min} = b \times h \times W_x$

$A_{min} = 100 \times 30 \times 0.0008 = 2.4cm^2$

Avec :

W_x : Pourcentage d'acier min réglementaire

W_0 : 0,08%pour les aciers FeE400

W_x : pourcentages d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton

- **Ferraillage minimal**

Tableau VI.III : Vérification de la section minimale

Sens	Zone	A_{min} (cm^2)	A_s (cm^2)	Observation
X-X	Appuis	1.41	15.39	Condition vérifiée
	Travée	1.41	9,05	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	2,4	9.05	Condition vérifiée
	Travée	2,4	6,79	Condition vérifiée

- **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Dans le sens x-x :**

$S_t \leq min\ (3h\ ;\ 33cm) = 33cm$

$S_t = 15\ cm\ <\ 33\ cm$ → **Condition vérifiée**

- **Dans le sens y-y :**

$S_t \leq min\ (3h\ ;\ 33cm) = 33cm$

$S_t = 20\ cm\ <\ 33\ cm$ → **Condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte tangentielle(Art.A.5.2.2 BAEL91 modifiée 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de l_y**

$P = q_u \times l_x \times l_y = 186.71 \times 3.8 \times 4.6 = 3263.69KN$

$V_u = \frac{P}{3\times l_y} = \frac{3263.69}{3\times 4.6} = 236.5\ KN$

- **Au milieu de l_x**

$T_u = \frac{V_u}{2\times l_x \times l_y} = \frac{236.5}{2\times 3.8\times 4.6} = 6.76KN$

$\tau_u = \frac{6.76\times 10^3}{1000\times 270} = 0.025\ MPa$

$\overline{\tau_u} = min\left(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5MPa\right) = 3.33\ MPa$

$\tau_u = 0.025\ MPa < \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$ → **Condition vérifiée**

VI.4.2. Vérification à l'ELS :

- **Evaluation des moments M_x M_y**

$\vartheta = 0{,}2 \quad \rightarrow \rho_x = \mathbf{0.826} \quad \rightarrow \begin{cases} \boldsymbol{u_x = 0.063} \\ \boldsymbol{u_y = 0.710} \end{cases}$; $\boldsymbol{q_s} = 105.52\ KN/m^2$

On obtient : : $M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = \mathbf{0.063} \times 105.52 \times 3.8^2 = 95.99$ KN. m

$$M_y = \mu_y \times M_x = \mathbf{0.710} \times 95.99 = 68.15 \text{ KN. m}$$

- **Sens x-x**

Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^{a1} = 0.5 \times 95.99 = 47.995 \text{ KN. m} \\ M_x^{a2} = 0.3 \times 95.99 = 28.797 \text{ KN. m} \end{cases}$

Moments en travées : $M_x^t = 0.85 \times 95.99 = 81.592 \text{KN. m}$

- **Sens y-y :**

Moments aux appuis : $\begin{cases} M_y^{a1} = 0.5 \times 68.15 = 34.075 \text{ KN. m} \\ M_y^{a2} = 0.3 \times 68.15 = 20.445 \text{ KN. m} \end{cases}$

Moments en travées : $M_y^t = 0.85 \times 68.15 = 57.928 \text{KN. m}$

Tableau VI.III : Vérification à l'ELS de la dalle

Sens	Zone	Ms	As	ρ1	β_1	k1	σst	$\overline{\sigma st}$	σb	$\overline{\sigma b}$	Observation
Sens x-x	Travée	81.592	9.05	0.335	0.909	39.95	367.34	400	9,19	15	Condition vérifiée
	Appuis	47.995	15.39	0.57	0.887	29.64	130.22	400	4.39	15	Condition vérifiée
Sens y-y	Travée	57.928	6.79	0.283	0.916	44.52	344.95	400	7.75	15	Condition vérifiée
	Appuis	34.075	9.05	0.335	0.909	39.95	153.41	400	3.84	15	Condition vérifiée

Avec :

$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad ; \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} \quad ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

VI.1.1 Ferraillage du débord

- **Sollicitation de calcul**

A l'ELU : $q_u = 186.71\ KN/ml$ $\rightarrow M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-186.71 \times 0.5^2}{2} = -23.34 KN.m$

A l'ELS : $q_s = 105.52\ KN/ml$ $\rightarrow M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{-105.52 \times 0.5^2}{2} = -13.19\ KN.m$

- **Calcul des armatures**

- **Armatures principales**

$b = 100cm$; $d = 27cm$; $f_{bc} = 14.2MPa$; $\sigma_s = 348MPa$

$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{23.34 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.023 < 0.392$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.023 \rightarrow \beta = 0.988$

$A_u = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{23.34 \times 10^3}{0.988 \times 27 \times 348} = 2.51 cm^2$

Soit :4HA12 $= 4.52 cm^2$, avec un espacement de 20 cm

- **Armatures de répartitions**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$ → **On prend : 4HA8 $= 2,01 cm^2$, avec un espacement de 20 cm**

- **Vérification à l'ELU**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 cm^2$$

$A_s = 4.52 cm^2 > A_{min} = 3.26 cm^2$ → **Condition vérifiée**

- **Vérification à l'ELS**

Avec :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa \quad ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad ; \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} \quad ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = 0.162 \quad ; \beta_1 = 0.934 \quad ; \ k_1 = 60.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{13.19 \times 10^3}{0.934 \times 27 \times 4.52} = 115.72\ MPa < 400 MPa$$ → **Condition vérifiée**

$$\sigma_b = \frac{115.72}{60.76} = 1.92 MPa < \overline{\sigma_b} = \boldsymbol{15 MPa}$$ → **Condition vérifiée**

Remarque

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débord}$ alors le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier

VI.1.2 Ferraillage de la nervure

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

hn = 100 cm ..... Hauteur de la nervure

hd = 30 cm ..... Hauteur de la dalle

bn = 50 cm ..... Largeur de la nervure

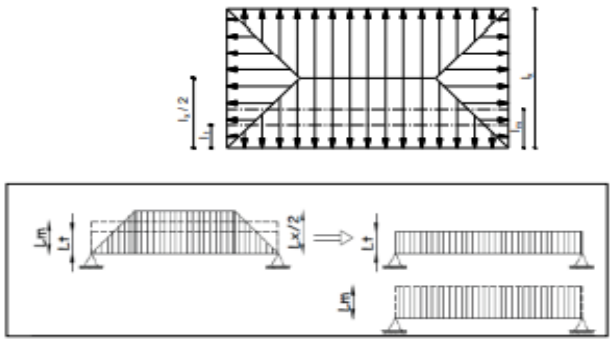
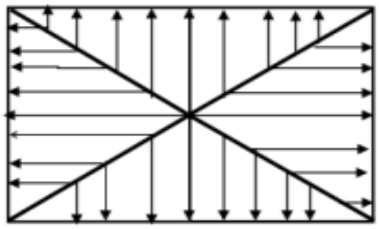
Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		Moment fléchissant : $l_m = l_x\left(0.50 - \frac{\rho^2}{6}\right)$ Effort tranchant : $l_t = l_x\left(0.50 - \frac{\rho^2}{4}\right)$
Cas de chargement triangulaire		Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$ Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

Figure VI.I : Présentation des charges simplifiées

- **Les sollicitations**

Moment fléchissant :

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

Effort tranchant

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

- **Calcul des charges de la nervure sens (X-X).**

Tableau VI.IV : Calcul des charges de la nervure sens (X-X).

										Moments fléchissant				Efforts tranchants			
Travées	lx	Panneaux	ly	ρ	Charges	lm	lt	qu	qs	Qum	ΣQum	Qsm	ΣQsm	Qut	ΣQut	Qst	ΣQst
A-B	2.53	INF	4.6	0.55	Trapézoïdale	1.12	1.07	174.32	147.91	161.64	313.18	165.67	320.98	154.42	290.08	158.26	297.3
		SUP	3.5	0.72	Trapézoïdale	1.05	0.94	144.32	147.91	151.54		155.31		135.66		139.04	
B-C	3.8	INF	4.6	0.83	Trapézoïdale	1.46	1.25	144.32	147.91	210.71	376.68	215.95	386.05	180.4	291.53	184.89	298.78
		SUP	3.5	1.09	Trapézoïdale	1.15	0.77	144.32	147.91	165.97		170.1		111.13		113.89	
C-D	3.2	INF	4.6	0.7	Trapézoïdale	1.34	1.21	144.32	147.91	193.39	382.45	198.2	391.96	174.63	310.29	178.97	318.01
		SUP	3.5	0.91	Trapézoïdale	1.31	0.94	144.32	147.91	189.06		193.76		135.66		139.04	
D-E	3.4	INF	4.6	0.74	Trapézoïdale	1.39	1.23	144.32	147.91	200.60	369.45	205.59	378.64	177.51	307.4	181.93	315.05
		SUP	3.5	0.97	Trapézoïdale	1.17	0.90	144.32	147.91	168.85		173.05		129.89		133.12	
E-F	3.6	INF	4.6	0.78	Trapézoïdale	1.43	1.25	144.32	147.91	206.38	373.79	211.51	383.09	180.4	303.07	184.89	310.61
		SUP	3.5	1.03	Trapézoïdale	1.16	0.85	144.32	147.91	167.41		171.58		122.67		125.72	
F-G	2.53	INF	4.6	0.55	Trapézoïdale	1.12	1.07	144.32	147.91	161.64	313.18	165.67	320.98	154.42	290.08	158.26	297.3
		SUP	3.5	0.72	Trapézoïdale	1.05	0.94	144.32	147.91	151.54		155.33		135.66		139.04	

- **Calcul des charges de la nervure sens (Y-Y)**

Tableau VI.V : Calcul des charges de la nervure sens (Y-Y).

										Moments fléchissant				Efforts tranchants			
Travées	ly	Panneaux	lx	ρ	Charges	lm	lt	qu	qs	Qum	ΣQum	Qsm	ΣQsm	Qut	ΣQut	Qst	ΣQst
A-B	3.5	G	3.8	0.92	Triangulaire	1.27	0.95	144.32	147.91	183.29	337.71	187.85	346.11	137.1	252.56	140.51	258.84
		D	3.2	0.91	Triangulaire	1.07	0.8	144.32	147.91	154.42		158.26		115.46		118.33	
B-C	4.6	G	3.8	0.82	Trapézoïdale	1.47	1.26	144.32	147.91	212.15	391.11	217.43	400.84	181.84	334.82	186.37	343.15
		D	3.2	0.7	Trapézoïdale	1.24	1.06	144.32	147.91	178.96		183.41		152.98		156.78	
C-D	3.4	G	3.8	0.89	Triangulaire	1.27	0.95	144.32	147.91	183.29	337.71	187.85	346.11	137.1	252.56	140.51	258.84
		D	3.2	0.94	Triangulaire	1.07	0.8	144.32	147.91	154.42		158.26		115.46		118.33	
D-E	4.6	G	3.8	0.82	Trapézoïdale	1.47	1.26	144.32	147.91	212.15	391.11	217.43	400.84	181.84	334.82	186.37	343.15
		D	3.2	0.7	Trapézoïdale	1.24	1.06	144.32	147.91	178.96		183.41		152.98		156.78	
E-F	3.5	G	3.8	0.92	Triangulaire	1.27	0.95	144.32	147.91	183.29	337.71	187.85	346.11	137.1	252.56	140.51	258.84
		D	3.2	0.91	Triangulaire	1.07	0.8	144.32	147.91	154.42		158.26		115.46		118.33	

Diagramme des sollicitations

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivants :

Sens longitudinale « X-X »

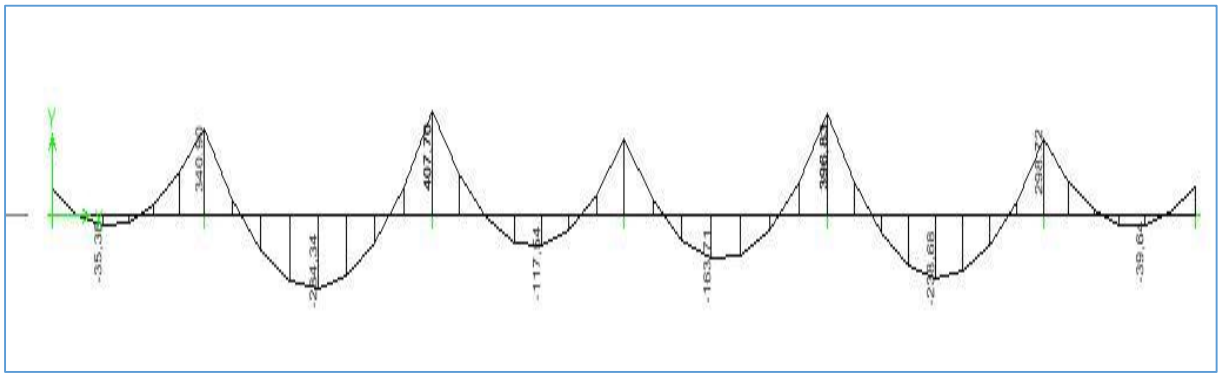


Diagramme VI.1 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.

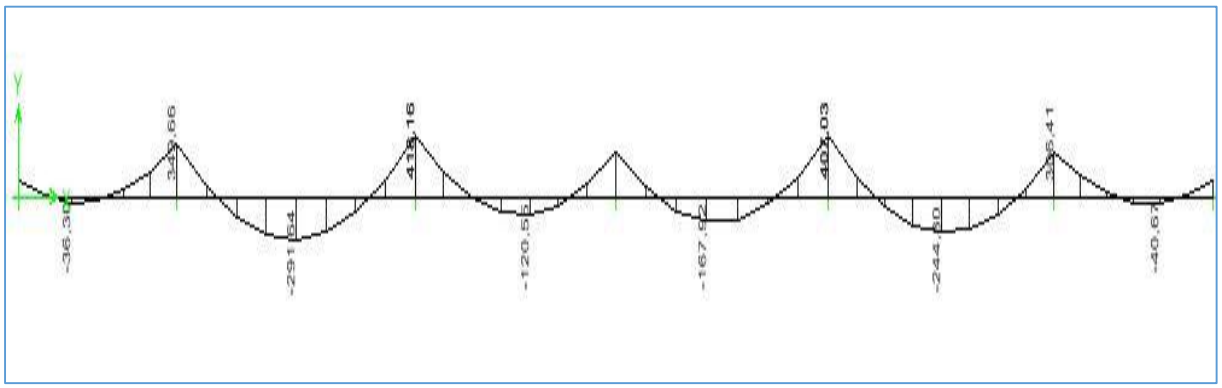


Diagramme VI.2 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.

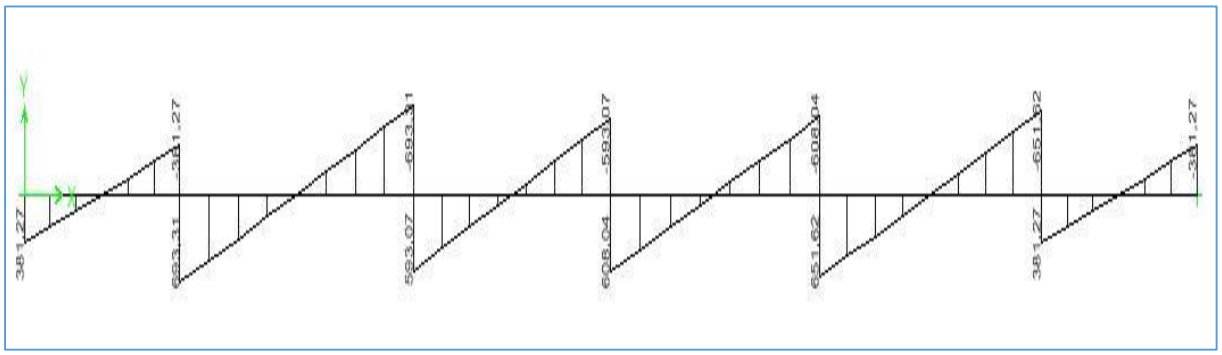


Diagramme VI.3 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

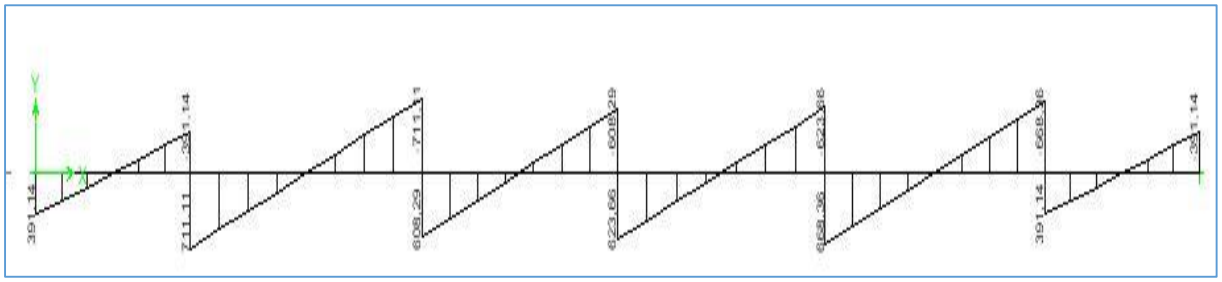


Diagramme VI.4 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x

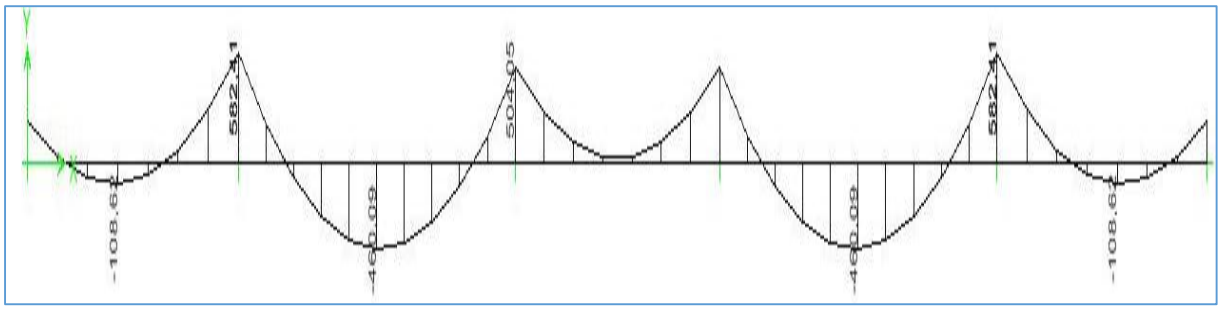


Diagramme VI.5 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

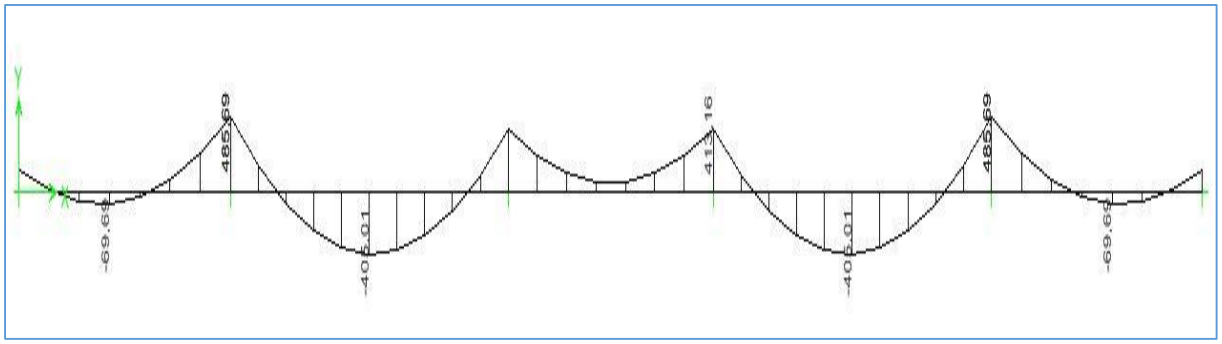


Diagramme VI.6 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

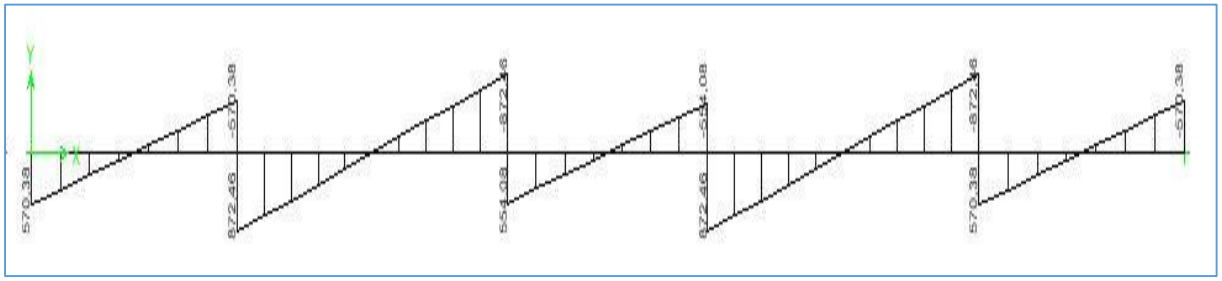


Diagramme VI.7 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

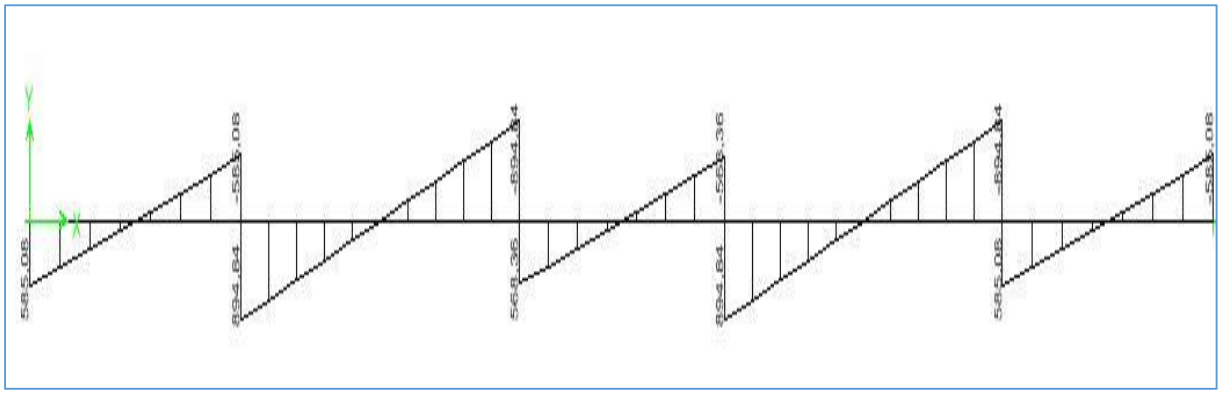


Diagramme VI.8 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens y-y.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.IV : Efforts maximaux de la nervure

Sens longitudinal		Sens transversal	
E.L.U	**E.L.S**	**E.L.U**	**E.L.S**
$\mathbf{M^a_{max} = 407.7}$	$\mathbf{M^a_{max} = 418.16}$	$\mathbf{M^a_{max} = 582.41}$	$\mathbf{M^a_{max} = 485.69}$
$\mathbf{M^t_{max} = 219.55}$	$\mathbf{M^t_{max} = 225.19}$	$\mathbf{M^t_{max} = 334,44}$	$\mathbf{M^t_{max} = 343.02}$
$\mathbf{T_{max} = 711.11}$		$\mathbf{T_{max} = 894.84}$	

- **Calcul du ferraillage de la nervure**

$b = 50cm$; $h = 100cm$; $\sigma_{st} = 348MPa$; $f_{bu} = 14.2MPa$

$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}}$; $A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.VII : Ferraillage de la nervure

		M(KN.m)	μ	σ_{bc}	β	A_s	Choix	A_{ad}
X-X	Appuis	407.7	0.066	S.S.A	0.966	13.47	4HA16 +4HA14	14.2
	Travée	219.55	0.034	S.S.A	0.983	6.61	4HA16	8.04
Y-Y	Appuis	582.41	0.098	S.S.A	0.948	20.65	4HA20+6HA14	21.81
	Travée	334.44	0.05	S.S.A	0.974	10.17	4HA16+2HA14	11.12

- **Vérification à l'ELU**

  - **Condition de non fragilité (BAEL 91modifiee 99Art B.4.2.1)**

Le ferraillage de la nervure doit satisfaite la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 97 \times 2.1}{348} = 6.73 cm^2$$

Tableau VI.VIII : Vérification de condition de non fragilité de la nervure

		A_{ad}	A_{min}	Observation
X-X	Appuis	14.2	6.73	Condition vérifiée
	Travée	8.04	6.73	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	21.81	6.73	Condition vérifiée
	Travée	11.12	6.73	Condition vérifiée

- **Armatures transversales**

  - **Diamètre minimal**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$\emptyset_t = \frac{\emptyset_t^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.7mm$ $\rightarrow Soit : \emptyset_t = 10mm$

  - **Espacement des armatures**

Zone nodale :

$$\boldsymbol{S_t \leq min\left(\frac{h}{4}\,; 12\emptyset_t^{max}\right) = min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 2\right) = 24\ cm}$$

Soit : $\boldsymbol{S_t = 10cm}$

Zone courante :

$$\boldsymbol{S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\ cm}$$

Soit : $\boldsymbol{S_t = 15cm}$

  - **Armatures transversales minimales (Art7.5.2.2 RPA 99 2003)**

$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5cm^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u}\ \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$

  - **Sens longitudinal**

$\tau_u = \frac{711.11 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.47MP \leq \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa}$ → **Condition vérifiée**

- **Sens transversal**

$\tau_u = \frac{894.84\times10^3}{500\times970}$ 1.85 $MPa \leq \overline{\tau_u}$ = 2.5MPa → **Condition vérifiée**

- **Vérification à l'ELS**

Avec :

$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

On doit vérifier que : $\overline{\sigma_b} \leq \sigma_b$

Et que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} =$ **348 *MPa***

Tableau VI.IX : Vérification à l'ELS de la nervure

Sens	Zone	As (cm^2)	Ms	ρ_1	β	k_1	σ_{st}	$\overline{\sigma st}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs
x-x	Appuis	14.2	418.16	0.292	0.915	43,82	357.35	400	8.15	15	Cv
	Travée	8.04	225.19	0.166	0.934	60.65	309.15	400	5,1	15	Cv
y-y	Travée	21.81	343.02	0.450	0.898	34.02	180.56	400	5.02	15	Cv
	Appuis	11.12	485.69	0.231	0.887	49.93	356.72	400	7.32	15	Cv

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm^2/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc : $\boldsymbol{A_p = 3cm^2/ml \times 1 = 3\ cm}$ → On opte pour : 2HA14 = 3.08cm^2

Conclusion générale

L’étude de ce projet a permis de mieux appréhender une synthèse objective des connaissances acquises tout au long de notre formation en génie civil, un domaine vaste et complexe. Les calculs et les analyses réalisés ont fourni des résultats concluants, notamment le choix d'un système de contreventement par voiles avec un coefficient de comportement dynamique R=4. Ce système s'est révélé adéquat pour assurer la stabilité et la résistance de la structure face aux sollicitations sismiques.

Pour les fondations, nous avons adopté un système de type radier nervurer, jugé le plus approprié pour notre structure. Ce choix permet une répartition efficace des charges et assure la reprise de tous les efforts.

Toutes les étapes de calcul ont permis de dimensionner et de ferrailler les éléments structuraux, en respectant les vérifications nécessaires à l’état limite de résistance. Ces choix ont été validés après des vérifications à l’ELS, confirmant ainsi leur adéquation avec les exigences du projet.

Les difficultés rencontrées lors des calculs ont été enrichissantes, nous aidant à mieux comprendre le comportement de notre structure et à collaborer efficacement avec des experts du domaine. Les discussions approfondies avec ces professionnels ont enrichi notre compréhension et ont apporté des connaissances supplémentaires précieuses.

Parmi les conclusions de ce travail, il est clair que le séisme, en tant que chargement dynamique, est l’un des plus critiques à considérer dans la conception et le calcul des structures. L’analyse tridimensionnelle des structures, rendue possible grâce au logiciel performant ETABS, a permis une modélisation précise et une meilleure compréhension des sollicitations sismiques. Il est indéniable qu'une étude sismique rigoureuse est indispensable pour le dimensionnement des différents éléments de la structure, car les sollicitations sismiques peuvent dépasser celles issues d’une descente de charge statique, en particulier pour les poteaux.

Le dimensionnement sous combinaisons sismiques entraîne une consommation plus importante de béton et d'armatures, mais cette approche garantit une sécurité optimale conformément aux normes. L’analyse dynamique a permis de comprendre certains phénomènes et comportements structurels, évitant une période fondamentale élevée en rigidifiant les éléments de contreventement et optimisant la disposition des voiles pour minimiser le phénomène de torsion.

Le ferraillage adapté aux efforts internes propres de chaque élément a conduit à des sections d'armatures plus économiques, tout en respectant les vérifications sécuritaires imposées par les règlements. Ce travail constitue un cas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographie

Règlements et Documents Techniques :

- RPA 99 version 2003 : Règles parasismiques algériennes.
- DTR B.C. 2-4-1 (CBA 93) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- BAEL 91 modifié 99 : Règles de calcul de béton armé aux états limites.
- DTR BC 2.2 : Document technique règlementaire, charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- DTR B.C. 2-331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- Cours et TD (Béton, TMC ; et RDM, DDS).
- Cours d'ETABS.
- Cours d'AUTOCAD.
- Les abaques de PIGEAUD.
- Table de calcul à l'ELU et l'ELS
- Calcul des ouvrages en béton arme Bellazougui
- Formulaire de béton arme Henry Tonier
- Formulaire du béton armé de Victor DAVIDOVICI.
- Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL-83. Théorie et application. Paris : Eyrolles [in French). Charon, P. (1986)
- Calcul pratique du beton arme-regles bael 83-4e edition revue et corrigee. Dreux, G. (1988)
- Cours ouvrages en béton. Madi, R. (2014)
- Pratique du bael 91-cours avec exercices corriges.Perchât., & Roux, J. (1993).
- Maîtrise du bael 91 et des DTU associés. Perchât., & Roux, J. (1994).
- Azouaou, T., & Boubakour, K. (2020). Etude d'un bâtiment (R+ 7+ entre sol) à usage d'habitation et commercial, contreventé par voiles porteurs. Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

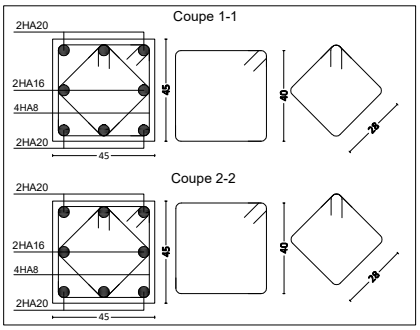
- Khif, L., & Iddou, C. (2021). *Étude d'un bâtiment (R+ 7) à usage d'habitation et commercial avec un système de contreventement mixte.* Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou

- HEBARA, H., & HATI, Y. (2018). *Etude d'un bâtiment en béton armé de R+ 9 à usage multiple à TIARET.* Université Ibn Khaldoun

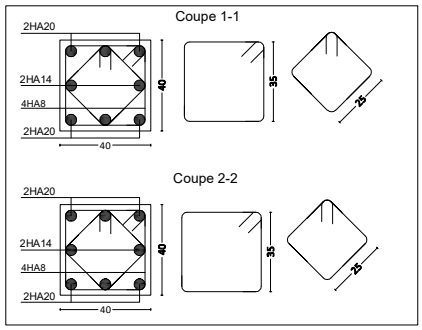
Logiciels :

- WORD 2016
- Excel 2016
- PowerPoint 2016
- AUTO CAD 2016
- ETABS 9.6
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC

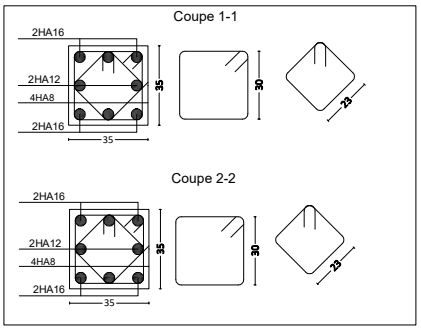
Coupes transversales - Poteaux (45x45) cm2

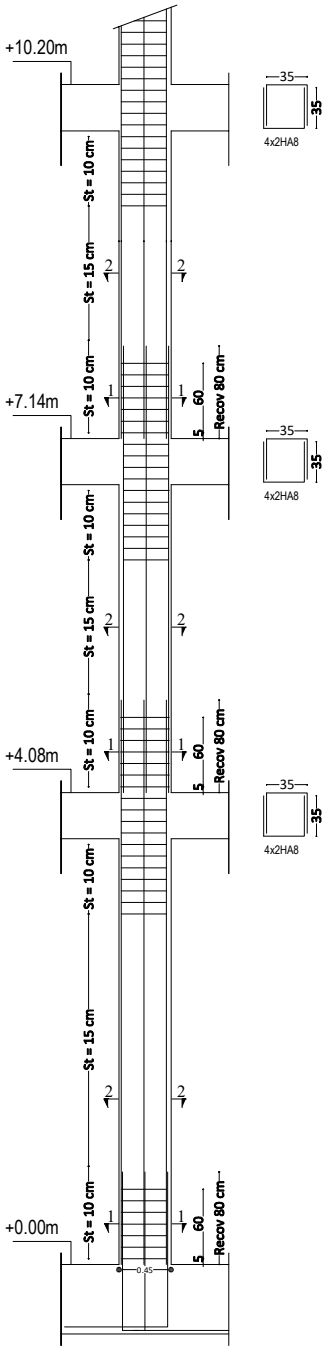


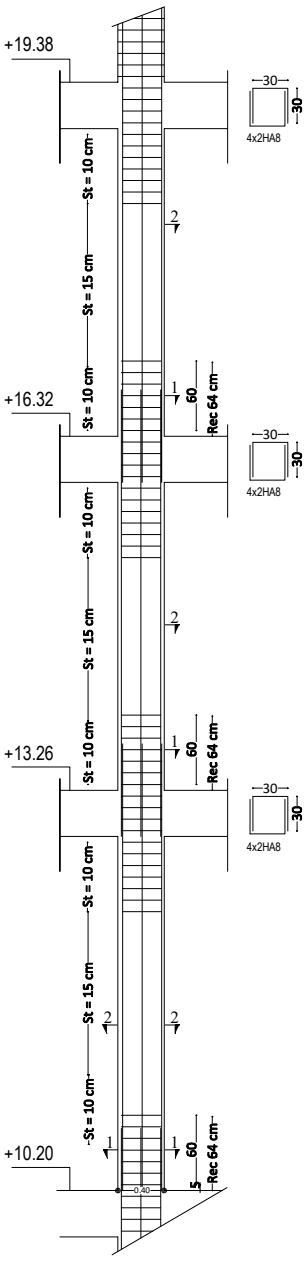
Coupes transversales - Poteaux (45x45) cm2

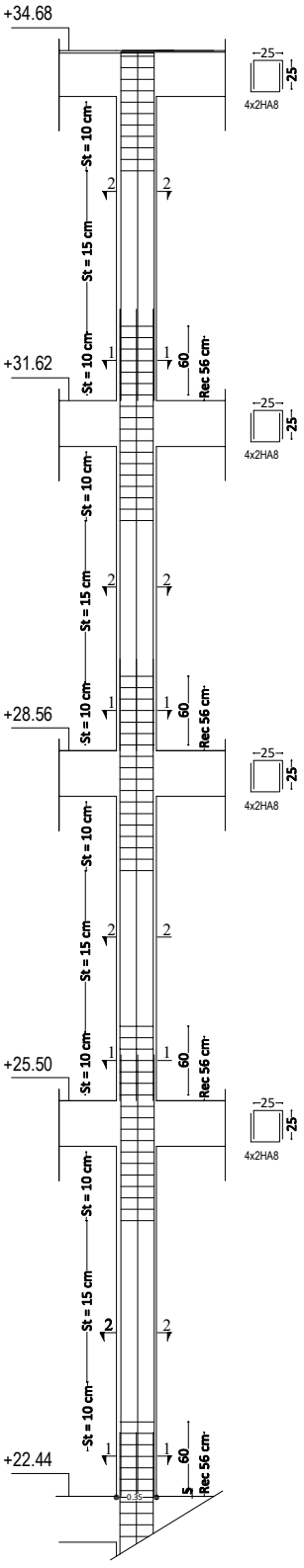


Coupes transversales - Poteaux (45x45) cm2



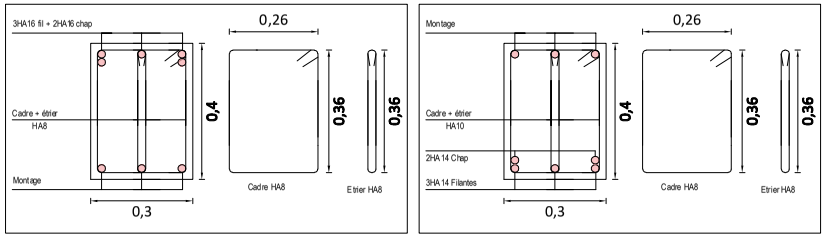






Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil Désignation : Ferraillage des poteaux	Planche N° : 1 Echelle : 1/50

Coupes transversales poutres principales Sous voiles



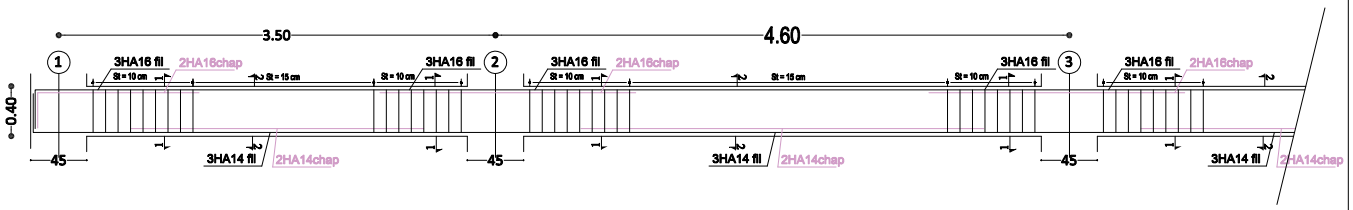
Ferraillage aux appuis

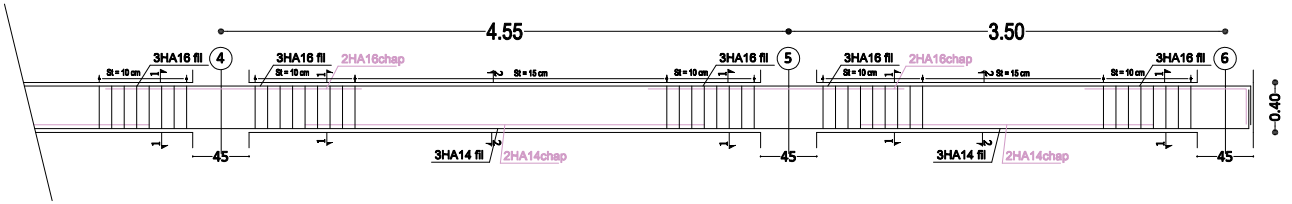
Coupe 1-1

Ferraillage en travée

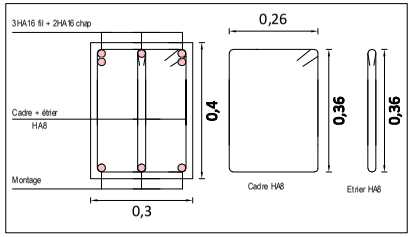
Coupe 2-2

Poutres principales sous voiles



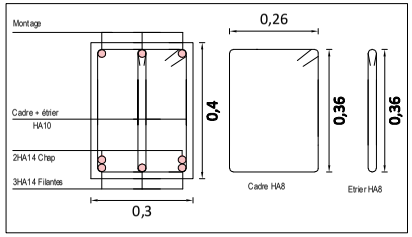


Coupes transversales poutres principales Hors voiles



Ferraillage aux appuis

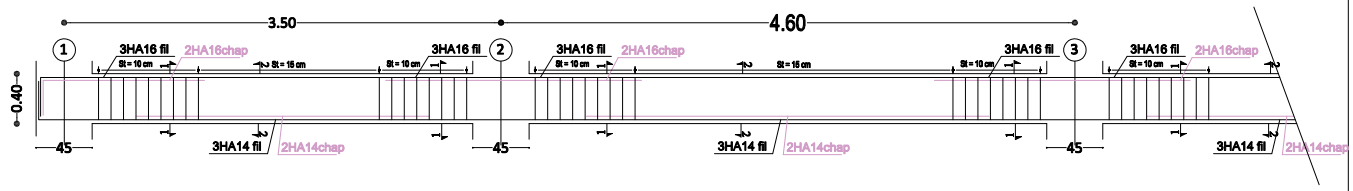
Coupe 1-1

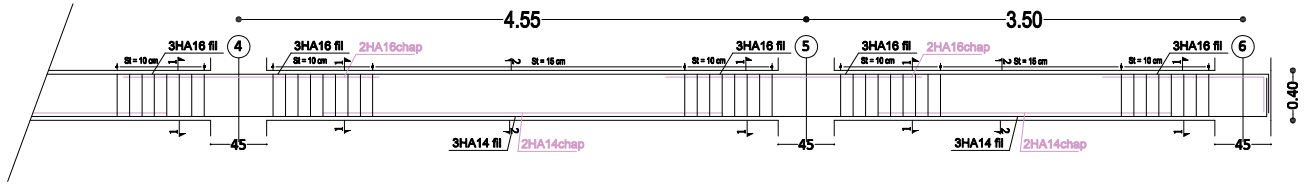


Ferraillage en travée

Coupe 2-2

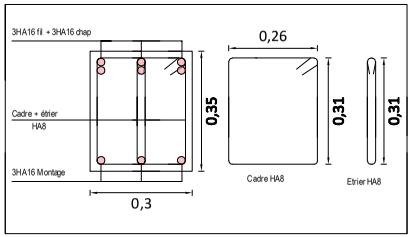
Poutres principales hors voiles





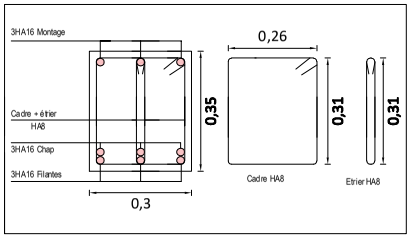
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil Ferraillage des poutres principales	Planche N° : 2 Echelle : 1/50

Coupes transversales poutres secondaires
Sous voiles



Ferraillage aux appuis

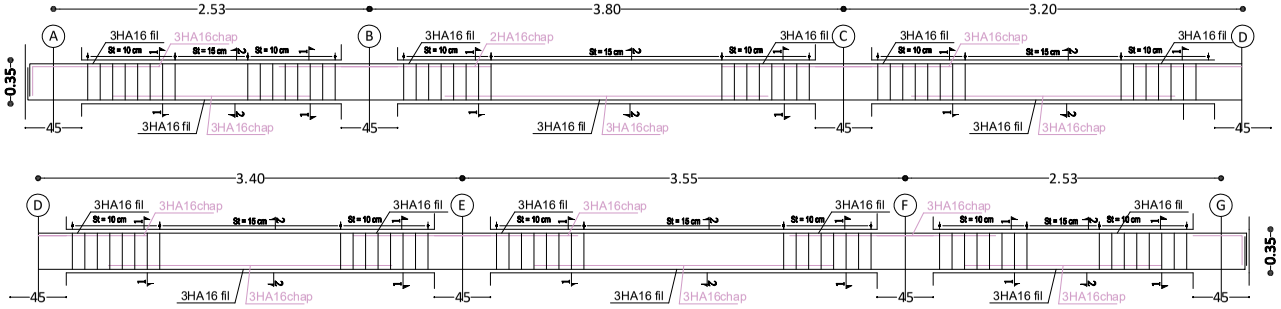
Coupe 1-1



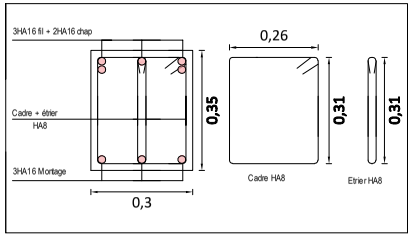
Ferraillage en travée

Coupe 2-2

Poutres secondaires sous voiles

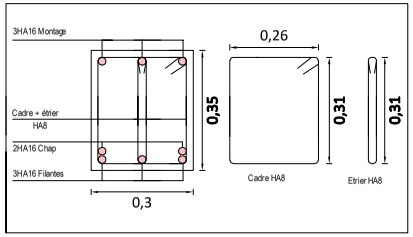


Coupes transversales poutres secondaires
Hors voiles



Ferraillage aux appuis

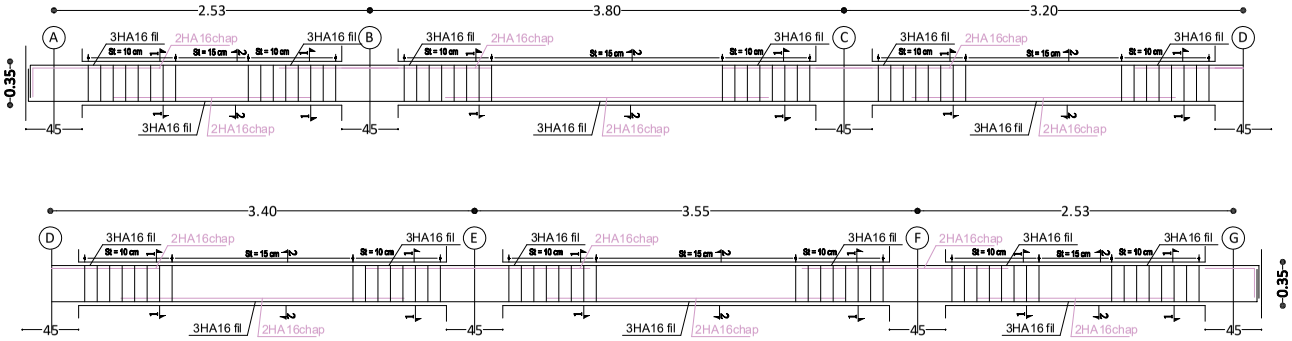
Coupe 1-1



Ferraillage en travée

Coupe 2-2

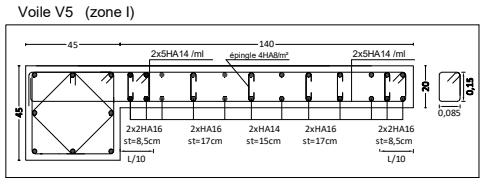
Poutres secondaires hors voiles



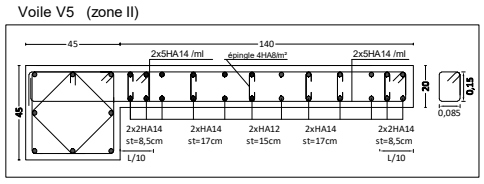
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil Ferraillage des poutres secondaires	Planche N° : 3 Echelle : 1/50

Ferraillage des voiles (L= 1,40m)

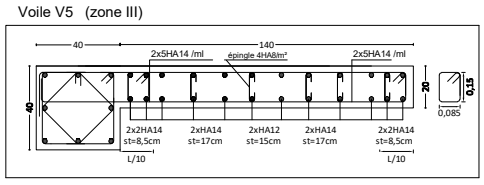
Voile V5 (zone I)



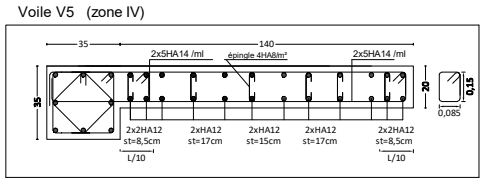
Voile V5 (zone II)



Voile V5 (zone III)

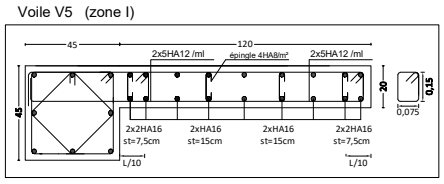


Voile V5 (zone IV)

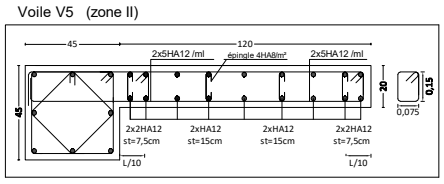


Ferraillage des voiles (L= 1,20m)

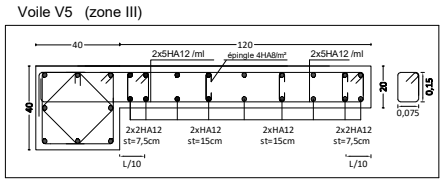
Voile V5 (zone I)



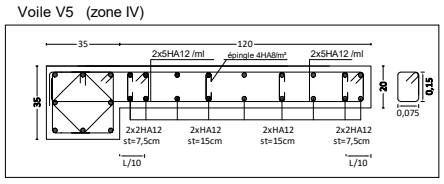
Voile V5 (zone II)



Voile V5 (zone III)

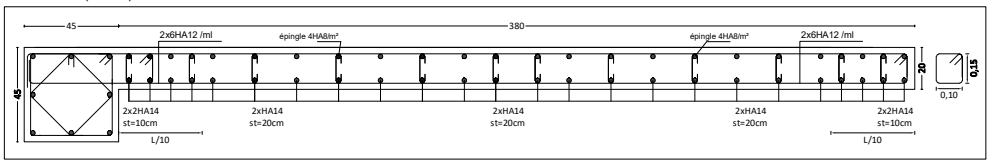


Voile V5 (zone IV)

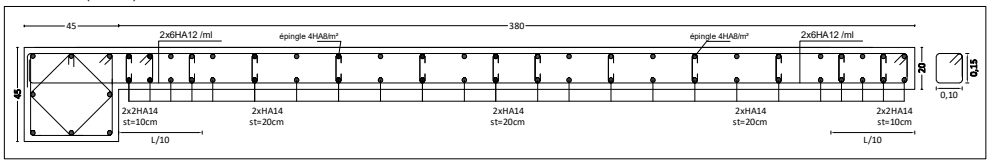


Ferraillage des voiles (L=3,80m)

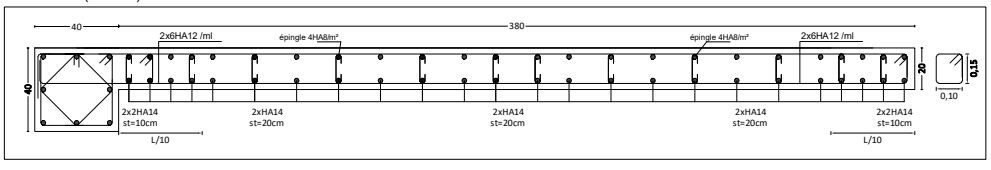
Voile V4 (zone I)



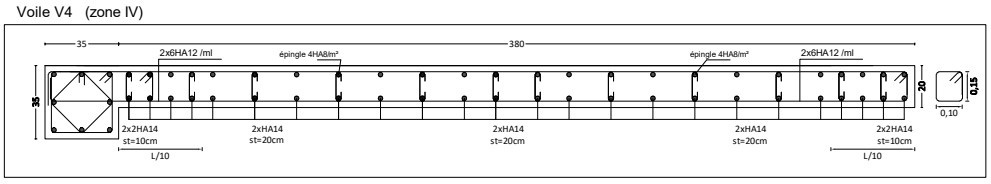
Voile V4 (zone II)



Voile V4 (zone III)

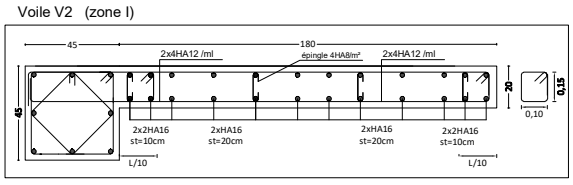


Voile V4 (zone IV)

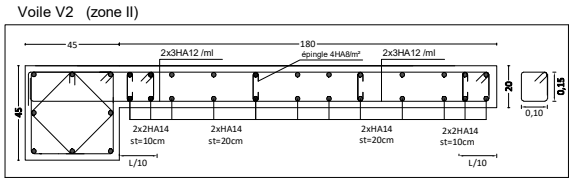


Ferraillage des voiles (L= 1,80m)

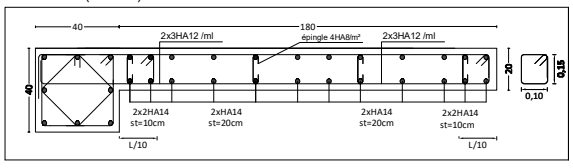
Voile V2 (zone I)



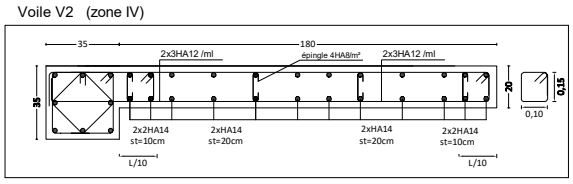
Voile V2 (zone II)



Voile V2 (zone III)

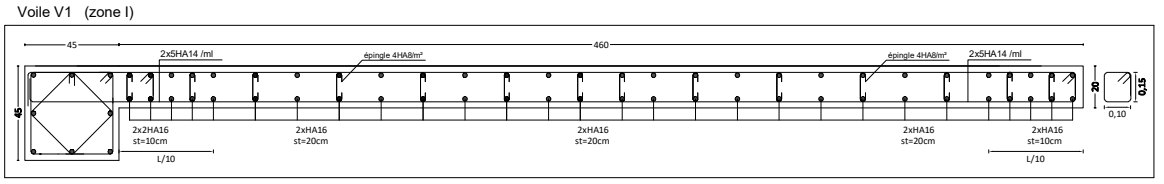


Voile V2 (zone IV)

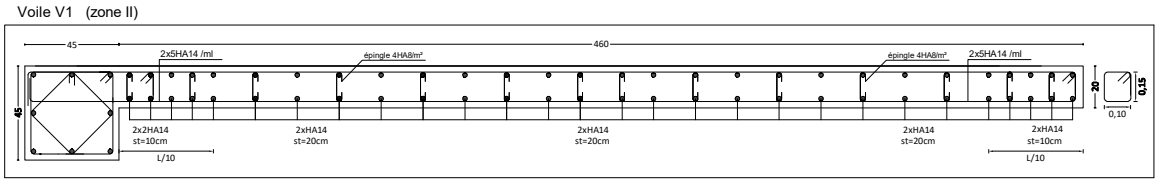


Ferraillage des voiles (L=4,60m)

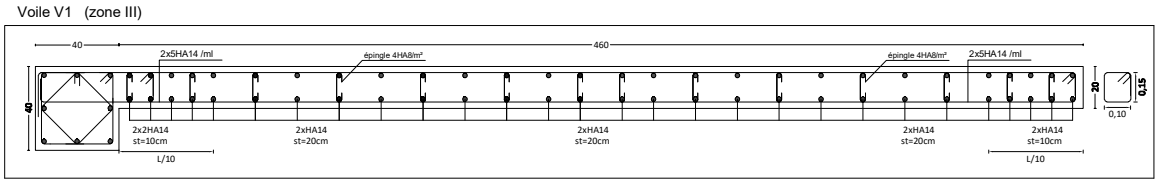
Voile V1 (zone I)



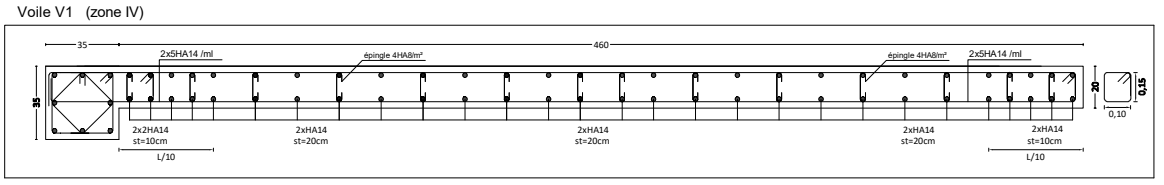
Voile V1 (zone II)



Voile V1 (zone III)

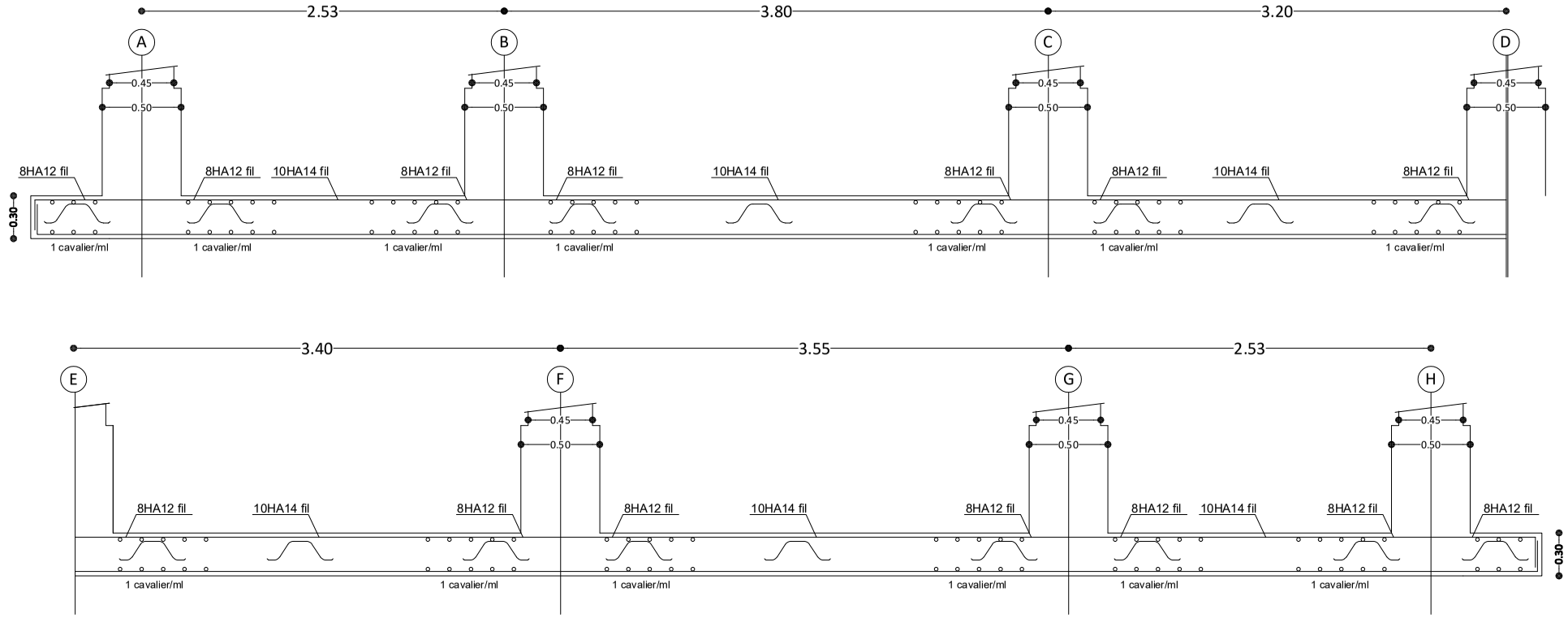


Voile V1 (zone IV)

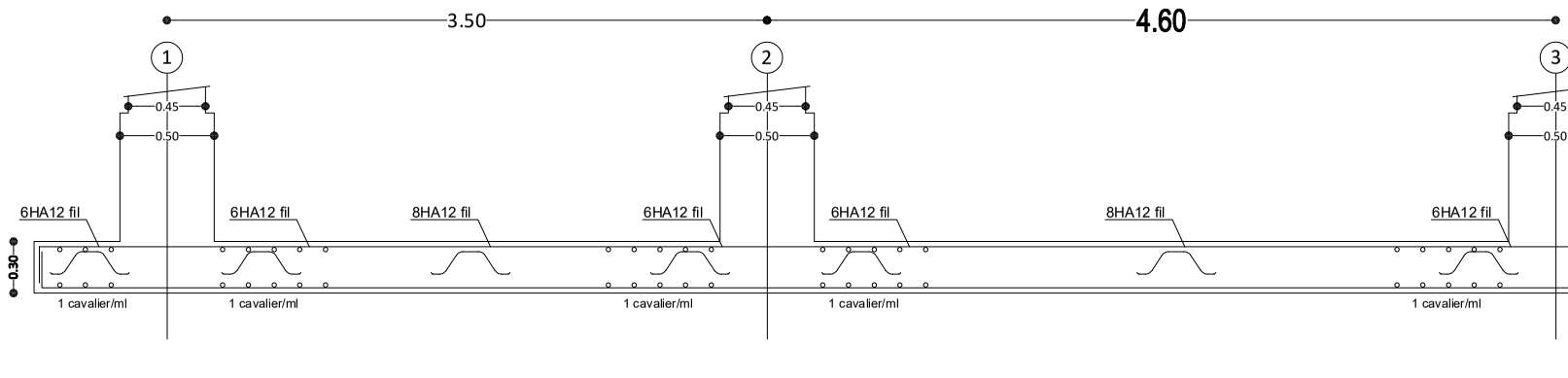


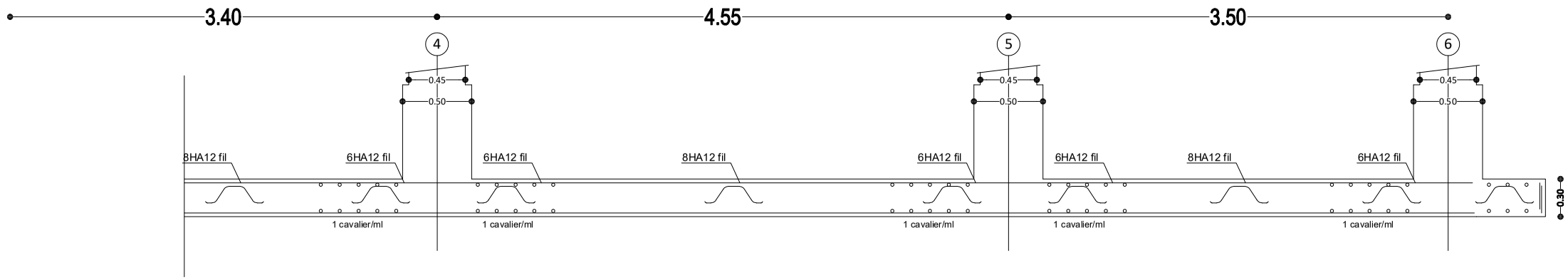
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou	Mme. AIT IBRAHIM Neyla	Dossier : Génie civil	Planche N° : 4
Faculté du Génie de la construction	Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda	Désignation : Ferraillage des voiles	Echelle : 1/50
Département de Génie Civil	Promotion : © 2024		

Ferraillage du radier sens X-X



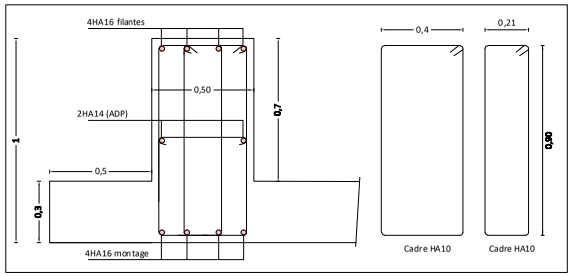
Ferraillage du radier sens Y-Y



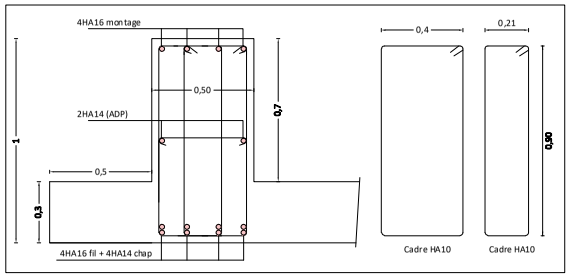


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024	Dossier : Architecture Désignation : Ferraillage du radier	Planche N° : 5 Echelle : 1/50

Coupes transversales sens X-X

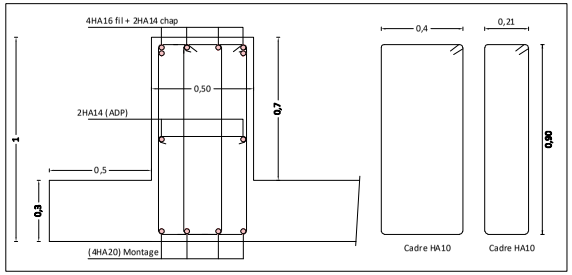


Ferraillage en travée
Coupe 2-2

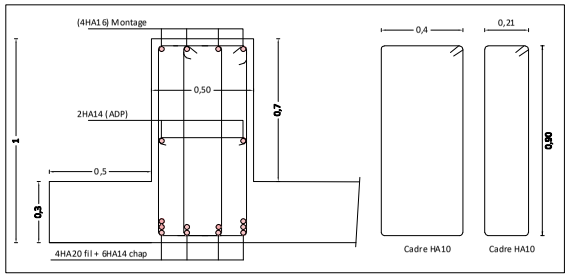


Ferraillage aux appuis
Coupe 1-1

Coupes transversales sens Y-Y

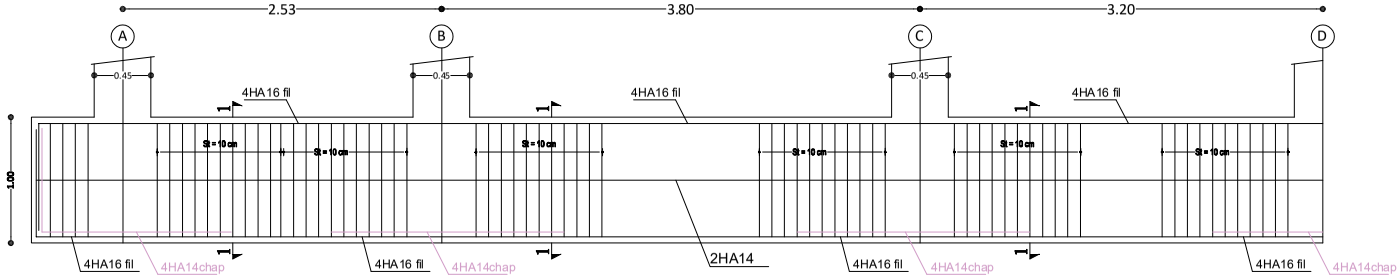


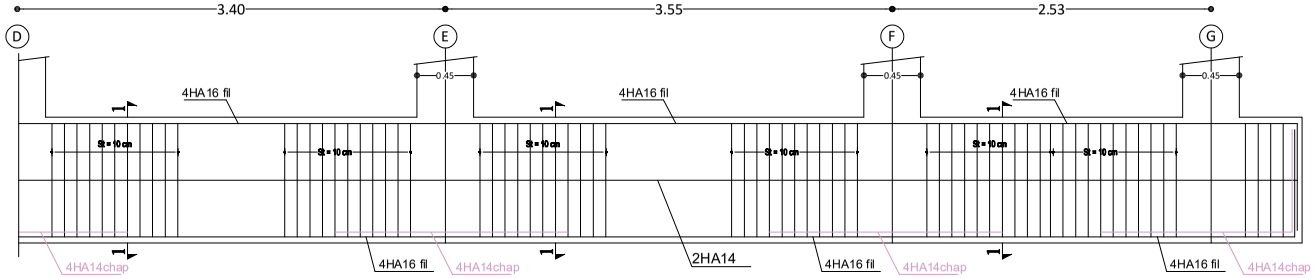
Ferraillage en travée
Coupe 2-2



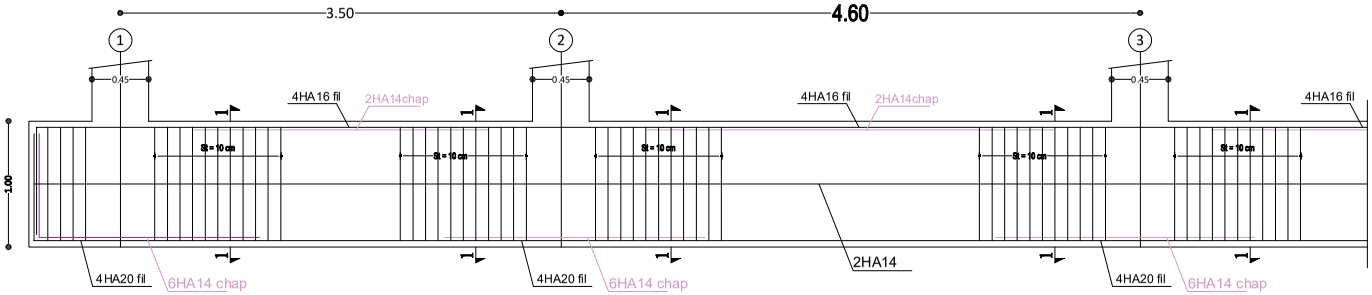
Ferraillage aux appuis
Coupe 1-1

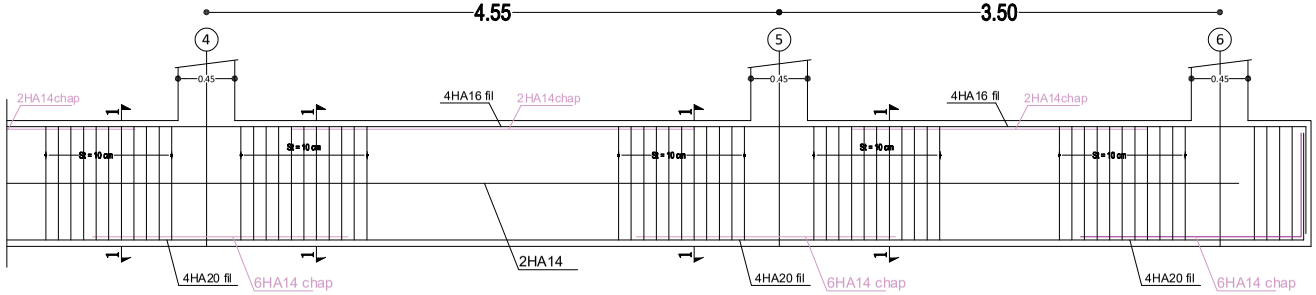
Ferraillage des nervures sens X-X





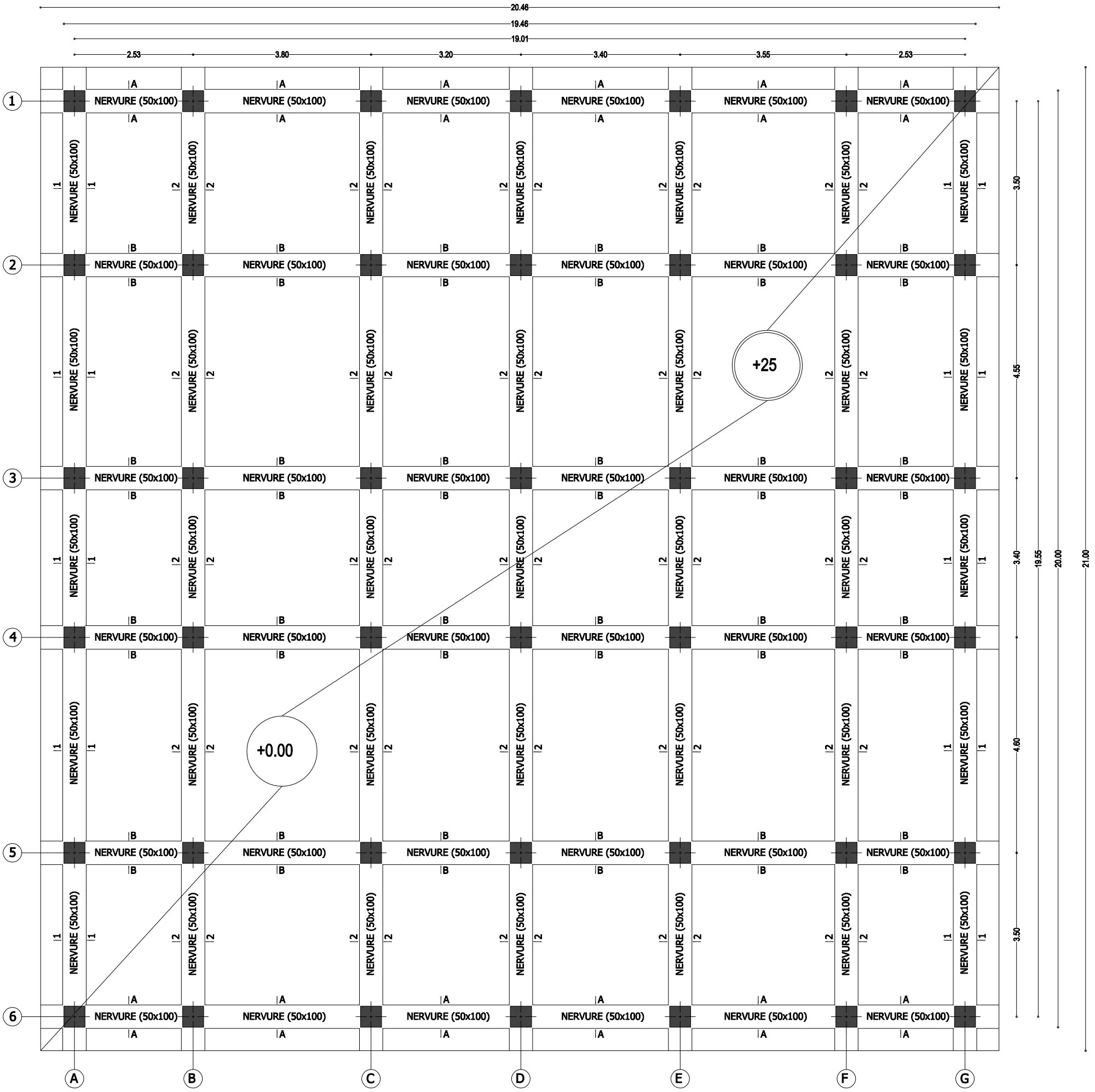
Ferraillage des nervures sens Y-Y

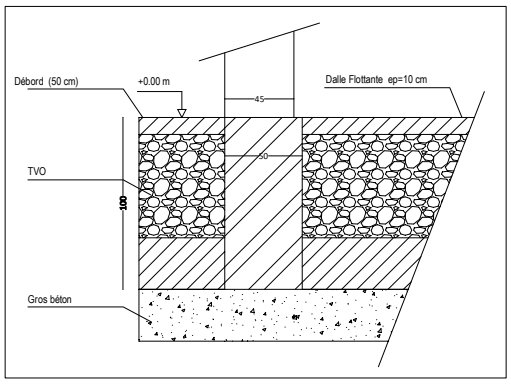




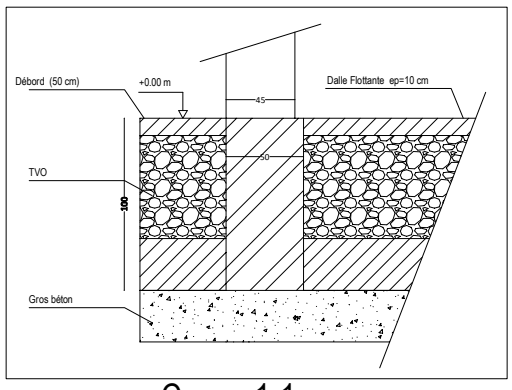
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil Désignation : Ferraillage des nervures	Planche N° : 6 Echelle : 1/50

Plan de coffrage des fondations

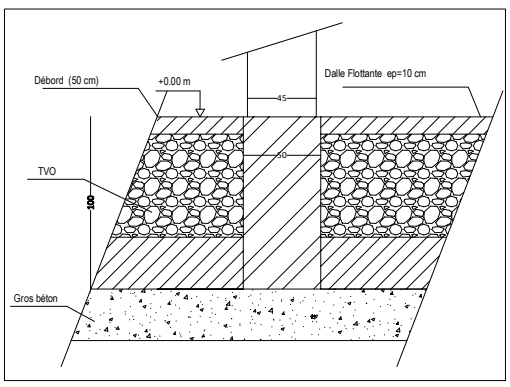




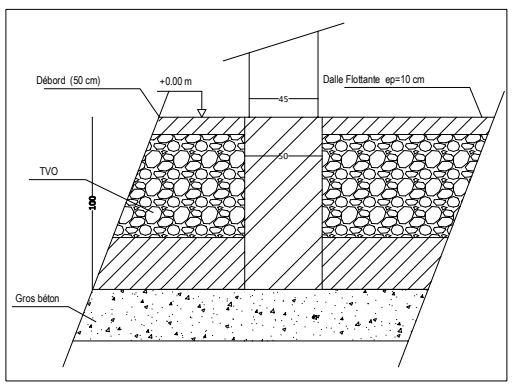
Coupe A-A



Coupe 1-1



Coupe B-B

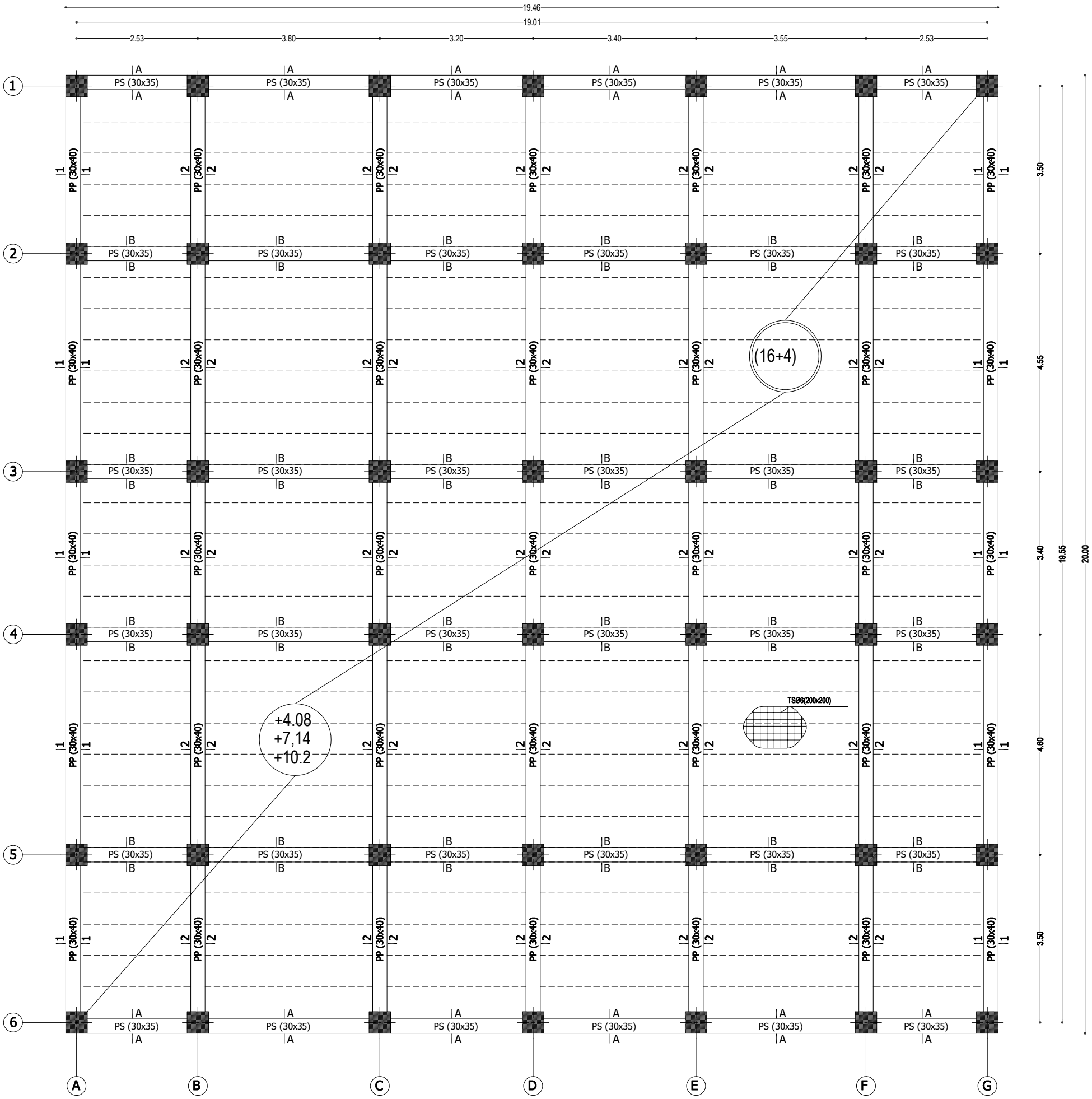


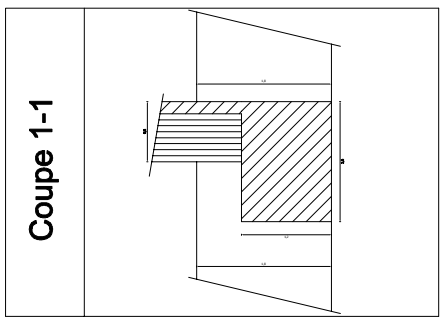
Coupe 2-2

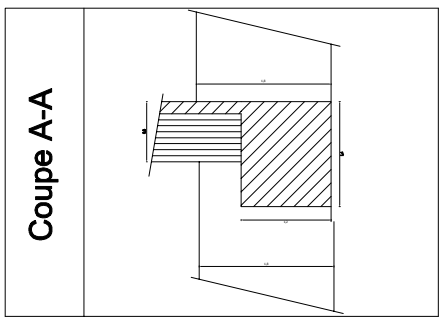
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou	Mme. AIT IBRAHIM Neyla	Dossier : Génie civil	Planche N° : 8
Faculté du Génie de la construction	Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda	Désignation : Coffrage des fondations	Echelle : 1/50
Département de Génie Civil	Promotion : © 2024	Niveau : +0.00	

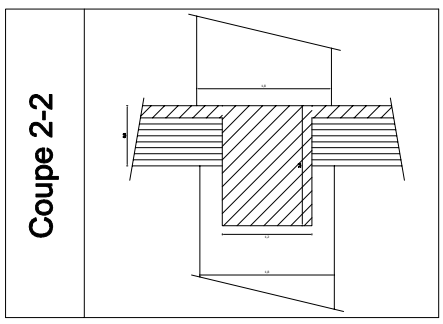
coffrage des étages (pot45)

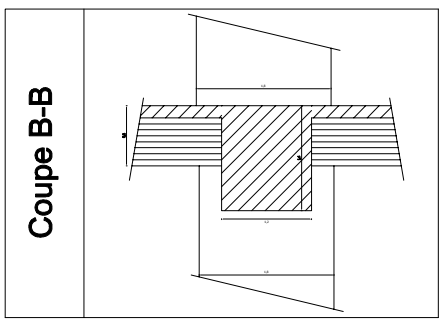
Plan de coffrage des étages RDC, ES et E1







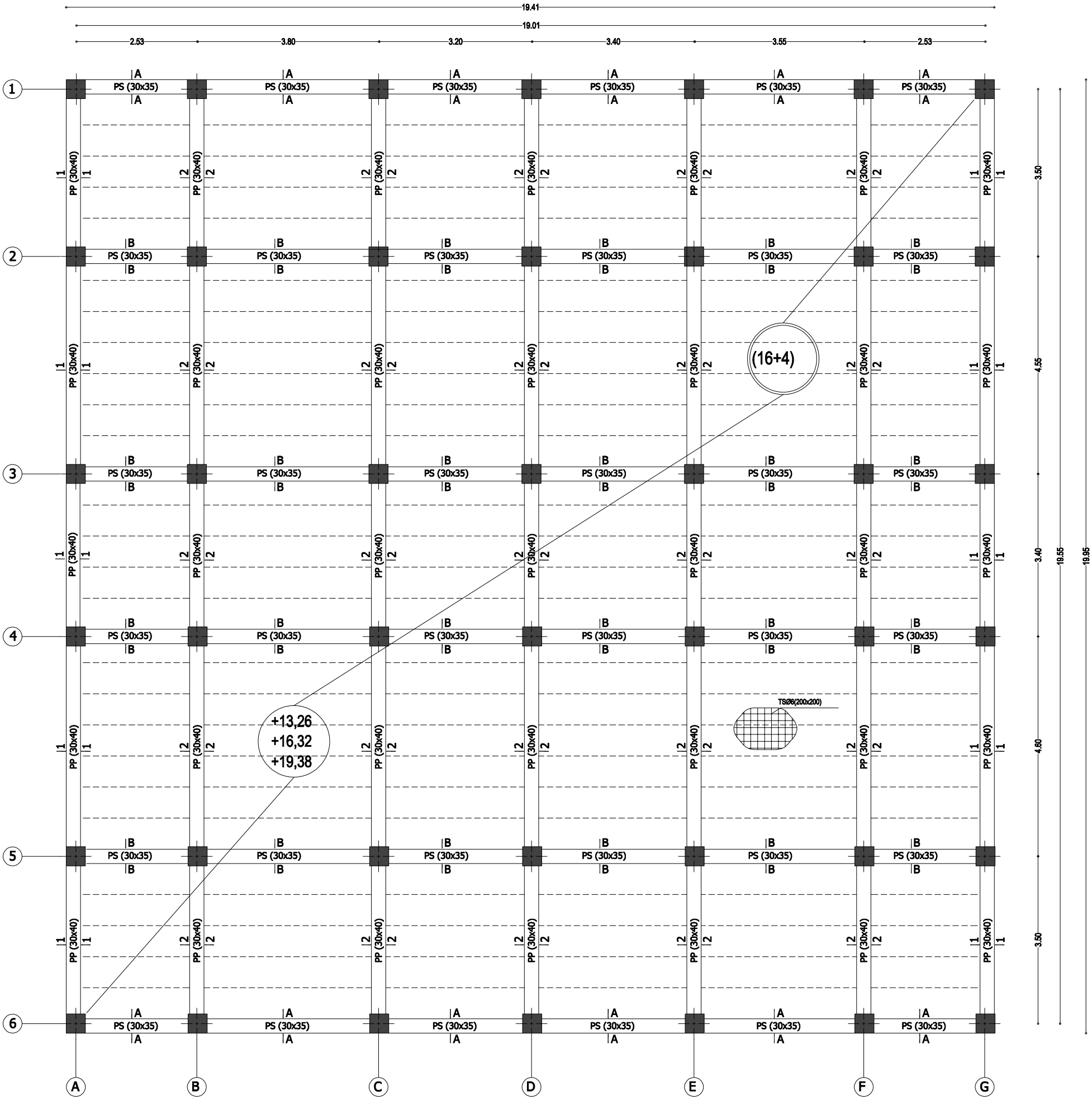


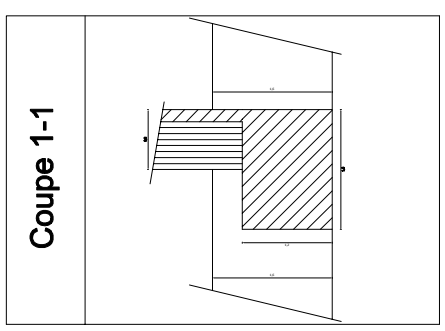


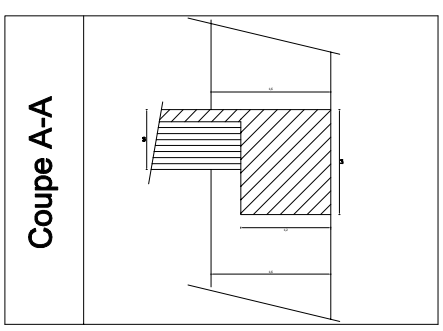
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou	Mme. AIT IBRAHIM Neyla	Dossier : Génie civil	Planche N° : 9
Faculté du Génie de la construction	Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda	Désignation : Coffrage RDC, ES, E1	Echelle : 1/50
Département de Génie Civil	Promotion : © 2024		

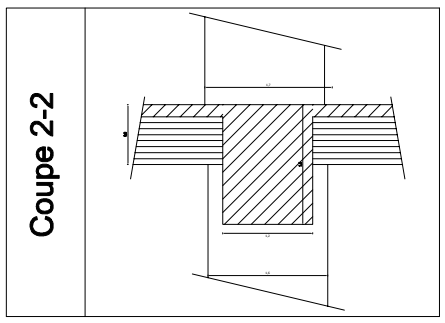
coffrage des étages (pot40)

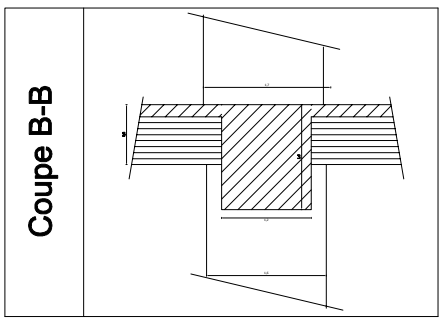
Plan de coffrage des étages E2, E3 et E4







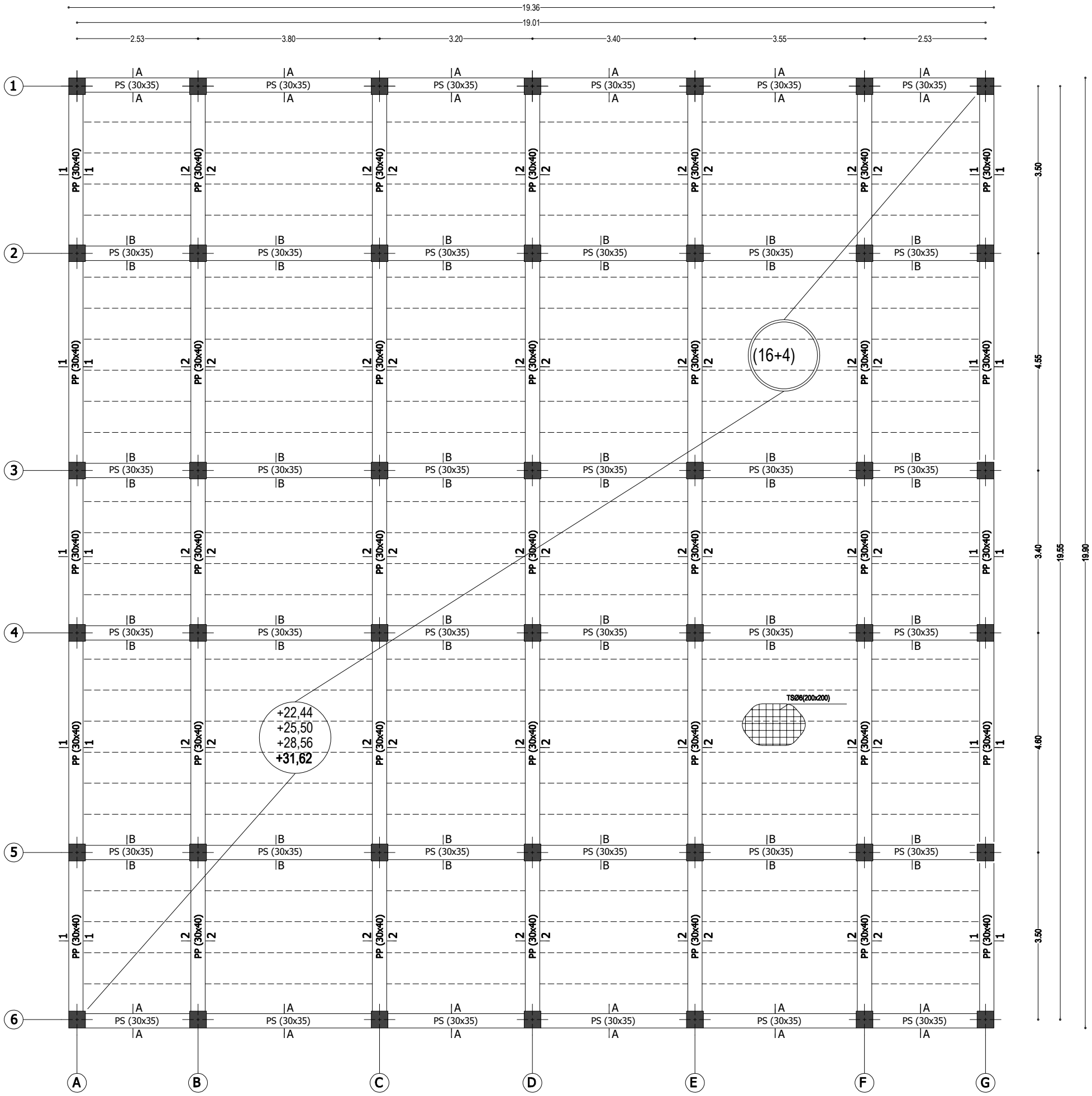


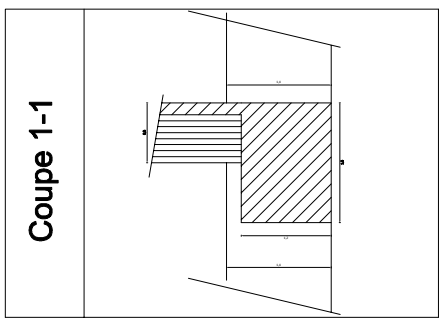


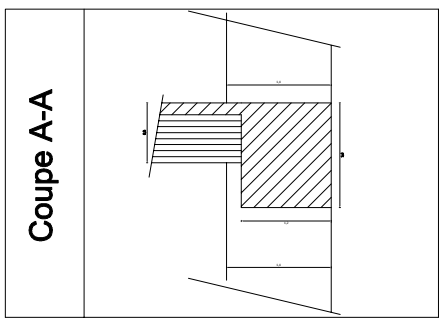
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil Désignation : Coffrage E2, E3 et E4	Planche N° : 10 Echelle : 1/50

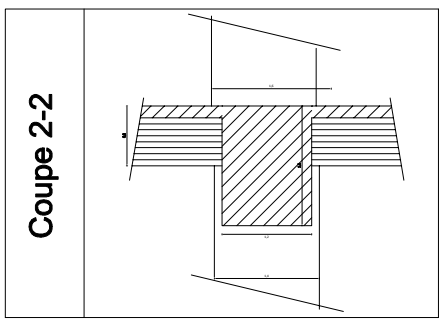
coffrage des étages (pot35)

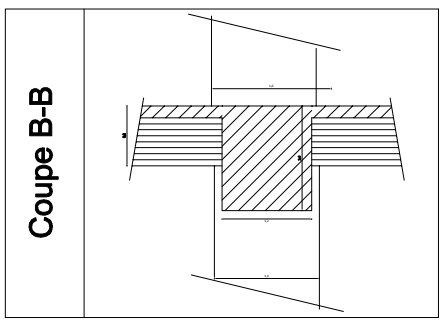
Plan de coffrage des étages E5, E6, E7 et E8



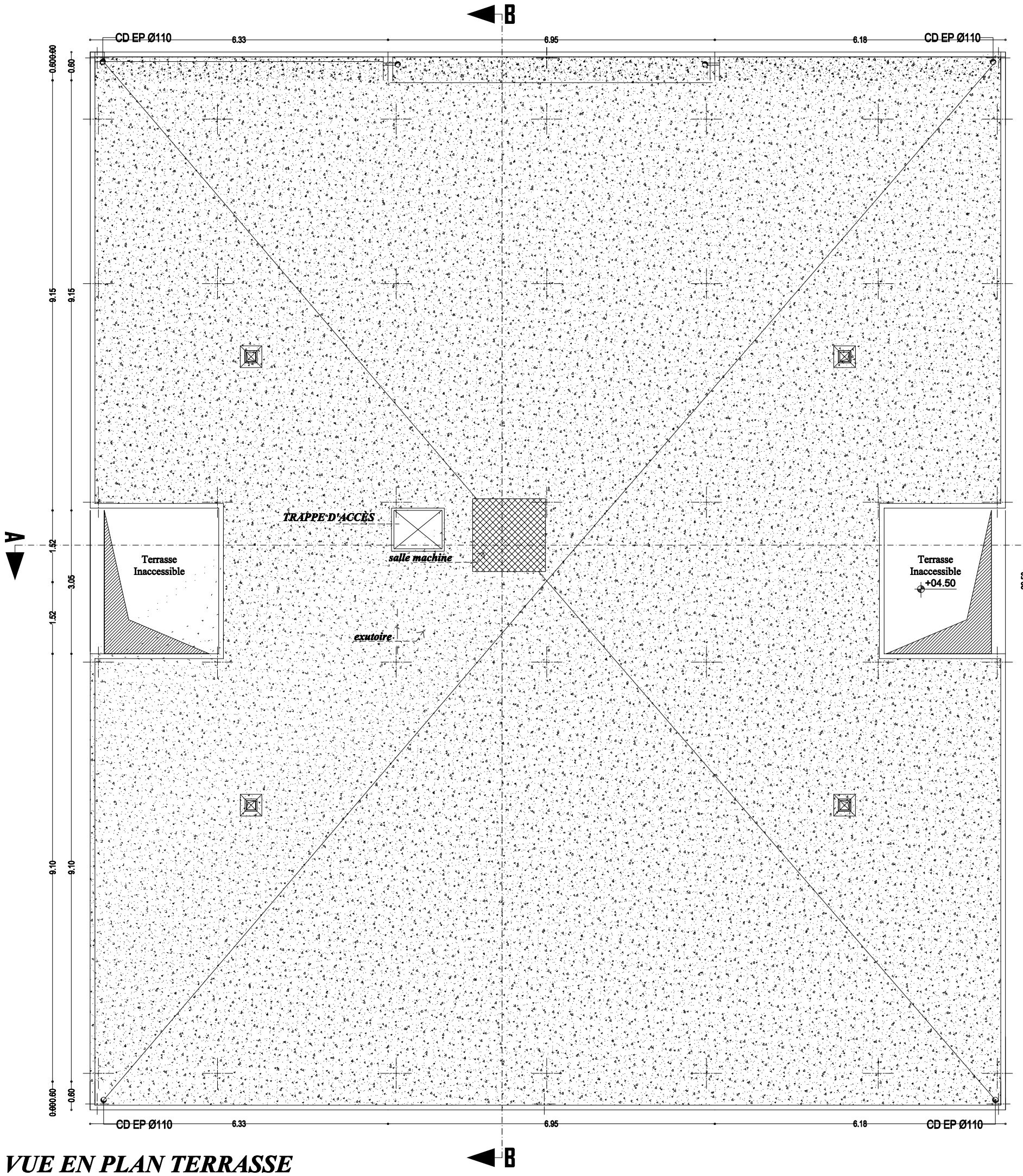








Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mme. AIT IBRAHIM Neyla Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil Désignation : Coffrage E5, E6, E7, E8	Planche N° : 11 Echelle : 1/50



VUE EN PLAN TERRASSE

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou	Mme. AIT IBRAHIM Neyla	Dossier : Génie civil	Planche N° : 12
Faculté du Génie de la construction	Mme. HAMDAOUI Nour Elhouda	Désignation : Plan de la terrasse	Echelle : 1/50
Département de Génie Civil	Promotion : © 2024		