

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de Master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction Civile et Industrielle.

Thème

**Etude d'une structure en R+5 à usage d'habitation
et commercial, avec un système de contreventement
par voiles, implantée à TIZI OUZOU**

Présenté par :

M^{lle}. **ZIANI Cylia**

Devant le jury composé de :

Mr. MANI Aomar	Maitre-assistant classe (A)	Président
Mr. BOKAIS Said	Maitre de conférences classes (B)	Examineur
Mme. LARABI Sonia	Maitre-assistante (A)	Encadrante.

Promotion : 2024/2025

Remerciements

Je remercie d'abord **Allah** de m'avoir donné la santé, le courage et la patience nécessaires pour mener à bien mes études et accomplir ce travail. Sans Sa bénédiction, je n'aurais tout simplement pas pu surmonter les nombreux défis rencontrés tout au long de ce parcours.

Je tiens ensuite à exprimer ma profonde gratitude à **Madame LARABI Sonia**, mon encadrante à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Ses conseils avisés, sa disponibilité constante et son soutien indéfectible ont été absolument essentiels à la réalisation de ce mémoire. Ses encouragements et ses critiques constructives m'ont permis de pousser mes limites et d'atteindre un niveau de qualité que je n'aurais jamais pu imaginer seule.

Je suis profondément reconnaissante aux **membres du jury** pour avoir accepté d'examiner et d'évaluer mon travail. C'est un honneur de pouvoir soumettre ce mémoire à votre appréciation, et je suis impatiente de recevoir vos observations et suggestions, qui ne pourront que m'enrichir davantage et améliorer ma compréhension du sujet.

Je tiens également à remercier l'ensemble des **enseignants et du personnel de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**. Leur soutien et leur encadrement tout au long de ma formation ont été inestimables. Leur dévouement, leur expertise et leur volonté de partager leurs connaissances ont grandement contribué à mon développement académique et personnel. Chaque cours, chaque conseil et chaque discussion ont été des étapes cruciales dans mon apprentissage et mon évolution.

Mes plus sincères remerciements vont à **mes parents et à ma famille**. Leur soutien inconditionnel, leurs sacrifices et leurs encouragements constants ont été une source de motivation et de force tout au long de mes années d'études. Leur confiance en moi et leur amour inébranlable m'ont permis de persévérer et de surmonter les moments difficiles. Sans eux, ce travail n'aurait jamais vu le jour.

Enfin, je souhaite exprimer ma gratitude à **toutes les personnes** qui ont contribué de près ou de loin à l'accomplissement de ce travail. Que ce soit par des conseils ou simplement par leur présence bienveillante, votre aide a été précieuse et profondément appréciée. Je pense particulièrement à mes amis, collègues, et à toutes les personnes rencontrées au cours de ce voyage académique, qui ont su m'inspirer et me soutenir de différentes manières.

ZIANI Cylia

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

En premier lieu à mes chers parents,

Aucun remerciement ne saurait exprimer mon respect et

ma considération au sacrifices que vous avez fourni

pour mon éducation et mon instruction, ma mère

toujours à mes côtés pour me soutenir durant toute ma

vie, mon père qui a sacrifié la sienne afin de me voir

*devenir ce que je suis aujourd'hui et meilleure à l'avenir
incha Allah.*

*À mon cher frère **Azouaou** et à mes chères sœurs qui ont aussi
généreusement contribuées.*

Merci infiniment

*A mes amis de la promotion, en particulier Dihia, Malika,
Maya, Sabrina, Nassima, Lydia, Manel, sutout ma chère et fidèle
meilleure **Taous**, ainsi que tous les amis que j'ai connus durant mon
parcours.*

*Enfin, je tiens à remercier chaleureusement toutes les personnes
ayant contribuées de près ou de loin à mon parcours académique.
Votre soutien et vos encouragements ont été d'une valeur inestimable.
Merci du fond du cœur.*

ZIANI Cylia

Liste des figures

Figure I.1 : plancher à corps creux.....	6
Figure. I.2 : Dalle pleine.....	6
Figure. I. 3 : Caractéristiques d'un escalier.	8
Figure. I.4 : Les murs intérieurs et extérieurs.....	8
Figure. I.5 : Coffrage en bois et en métallique.	9
Figure. I.6 : Les fondations.	10
Figure. I.7 : Diagramme contrainte – déformation de béton à l’ELU.	15
Figure. I.8 : Diagramme contraintes- déformations de béton à L’ELS.	16
Figure. I.9 : Diagramme contrainte-déformation de l’acier.	20
Figure II. 1 : Dimensions de poutre.....	25
Figure II.2 : Sections transversales des poutres principales et secondaires	27
Figure II.3 : Coupe verticale du voile.....	27
Figure II.4 : Epaisseur minimum des voiles selon la configuration	28
Figure II.5 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible).	30
Figure II.6 : Coupe verticale du plancher d’étage courant.	31
Figure II.7 : Coupe verticale du mur extérieur.....	32
Figure II.8 : Coupe verticale du mur intérieur.....	32
Figure II.9: Position sur le plan du poteau le plus sollicité : axes (E, 3).....	35
Figure II.10: Surface d’influence du poteau (E, 3).....	35
Figure II.11 : Loi de dégression des surcharges d’exploitation.....	37
Figure III.1 : Coupe transversale de l’acrotère.....	42
Figure III.2: Diagrammes des efforts internes.....	43
Figure III.3: La section d’armature	44
Figure III.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.	45
Figure III.5: Schéma de ferrailage de l’acrotère.....	51
Figure III.6 : Coupe verticale sur un plancher en corps.	52
Figure III.7 : Treillis soudé de (20x20) cm ²	53
Figure III .8 : Vue en plan de plancher a corps creux.	54
Figure III.9 : schéma statique de la poutrelle.	55
Figure III.10 : Dimensions de la poutrelle.	56
Figure III.11: Coupe transversale de la poutrelle.	57
Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l’ELU (plancher).....	66
Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants a l’ELU (plancher).....	66

Figure III.14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (plancher).....	75
Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants ELS (plancher).....	75
Figure III.16 : Ferrailage de la poutrelle	78
Figure III.18 : Ferrailage du balcon	88
Figure III.19: schéma de l'escalier.	89
Figure III.20 : Schéma statique d'escalier étage courant	90
Figure III.21 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	93
Figure III.22 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	96
Figure III.23 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	101
Figure III.24 Diagramme des efforts à l'ELS.....	103
Figure III.25 : la section de la pailasse.....	105
Figure III.26 : Ferrailage de l'escalier.....	107
Figure III.27 Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.....	109
Figure III.28 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.....	110
Figure III.29 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.	110
Figure III.30: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.	110
Figure III.31 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.	110
Figure III.32: Diagramme de moment isostatique à l'ELS.	111
Figure III.33 : Diagramme des moments corrigé à l'ELS.....	111
Figure III.34 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.....	111
Figure III.35 : Ferrailage de la poutre palière	118
Figure IV.1 Version utilisée du logiciel ETABS.....	120
Figure IV.2 Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 10.....	122
Figure IV.3 Choix des unités.....	123
Figure IV.4 Démarrer un nouveau model	123
Figure IV.5 Introduction de la géométrie de base	124
Figure IV.6 Introduction des étages	124
Figure IV.7 Affichage en plan et en 3D	125
Figure IV.8 Définition des matériaux.....	125
Figure IV.9 Caractéristiques du béton.....	126
Figure IV.10 Définition des poutres.....	127
Figure IV.11 Définition des poteaux.....	127
Figure IV.12 Définition des dalles	128
Figure IV.13 Vue en plan des éléments structuraux d'un étage	129
Figure IV.14 Définition des appuis	130

Figure IV.15	Définition du poids propre.....	131
Figure IV.16	Introduction des diaphragmes.....	131
Figure IV.17	Définition des charges statiques	132
Figure IV.18	Définition du spectre de calcul du RPA 2024.....	132
Figure IV.19	Introduction du spectre de calcul du RPA 2024	133
Figure IV.20	Définition des charges sismiques.....	133
Figure IV.21	Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales	134
Figure IV.22	: Introduction des combinaisons d'actions	135
Figure IV.23	Vue en 3D de la structure	136
Figure V.1	Affichage des informations modales.....	137
Figure V.2	Extraction du poids de la structure sur ETABS.	144
Figure V.3	Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.	149
Figure VI.1	: Section partiellement comprimée (SPC).	162
Figure VI.2	: Exemple du ferrailage à l'aide de l'application SOCOTEC.....	165
Figure VI.3	: Schéma des sollicitations des poutres pour une SSA	177
Figure VI.4	: Schéma des sollicitations des poutres pour une SDA.....	177
Figure VI.5	: Vérification de la flèche dans les poutres principales	188
Figure VI.6	: Vérification de la flèche dans les poutres secondaires	188
Figure VI.7	: Disposition des armatures verticales dans les voiles	195
Figure VII.1	. Semelle isolée.....	205
Figure VII.2	. Périmètre utile des poteaux.	214
Figure VII.3	. Périmètre utile des voiles.	214
Figure VII.4	. Schéma statique du débord.....	220
Figure VI-5	: Présentation des chargements simplifiés.....	222
Figure VI-6	: Répartition trapézoïdale.	222
Figure VI-7	: Répartition triangulaire.	222
Figure VII. 8.	Les valeurs des chargements pour les différents cas	225
Figure VII. 9.	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.....	225
Figure VII.10.	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS	226
Figure VII. 11.	Les valeurs des chargements pour les différents cas	226
Figure VII. 12.	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.....	227
Figure VII.13.	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS	227

Liste des tableaux

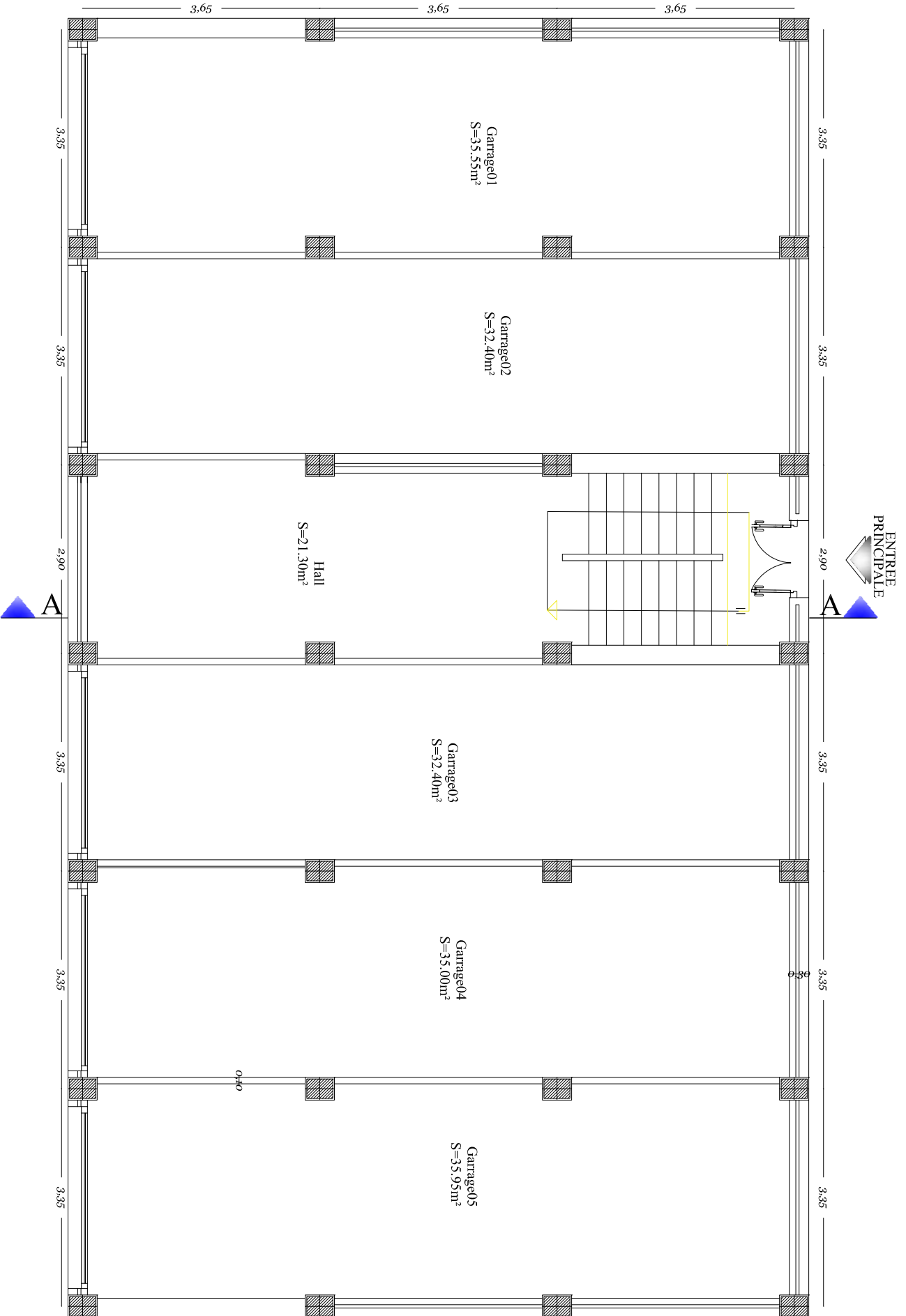
Tableau I.1: caractéristiques des aciers.	18
Tableau I.2: Les contraintes des aciers utilisés.	19
Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.	26
Tableau II.2 : Attribution des types d'utilisation aux différents niveaux.....	30
Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de plancher terrasse.	31
Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente de l'étage courant.	31
Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.....	32
Tableau II.6: Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.....	33
Tableau II.7: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (balcon).....	33
Tableau II.8: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (terrasse).....	33
Tableau II.9: récapitulatif des surcharges d'exploitations.....	34
Tableau II.10: Coefficients de dégression de surcharges.	38
Tableau II.11: Les surcharges cumulées.	38
Tableau II.12: Résultats des surcharges cumulées.	38
Tableau II.13 : Pré dimensionnement des poteaux.....	39
Tableau II.14. Vérification des poteaux au flambement	40
Tableau III.1: Rapport de charges.	62
Tableau III-2 : Efforts internes des poutrelles de l'étage de service à l'ELS	74
Tableau VI.1 : Section minimale et maximale des armatures.....	160
Tableau VI.2 : Les sollicitations de calcul des poteaux.	164
Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux	166
Tableau VI.4 : détermination de la zone nodale.....	170
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes tangentielles.	170
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.	173
Tableau VI.7 : vérifications Condition de non fragilité.	174
Tableau VI.8 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.	178
Tableau VI.9 : ferrailage des poutres principales.....	179
Tableau VI.10 : ferrailage des poutres secondaires.....	180
Tableau VI.11 : Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre principale).....	187
Tableau VI.12 Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire).....	187
Tableau VI.13 : Tableau des efforts normaux	191
Tableau VI.14 : Ferrailage du voile VL1 en zone 1	197
Tableau VI.15 : Ferrailage du voile VL1 en zone 2.....	198

Tableau VI.16 : Ferrailage du voile VL1 en zone 3	199
Tableau VI.17 : Ferrailage du voile VT1 en zone 1	200
Tableau VI.18 : Ferrailage du voile VT1 en zone 2	201
Tableau VI.19 : Ferrailage du voile VT1 en zone 3	202
Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale).....	206
Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	206
Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.	207
Tableau VII.4. Calcul du moment de renversement.....	213
Tableau VII.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier.	213
Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91 modifié 99] :	214
Tableau VII.6. Contraintes maximales reprises par le radier.	217
Tableau VII.7. Calcul de la section d'armatures.....	218
Tableau VII.8 : vérification de la condition de non fragilité.....	219
Tableau VII.9. Calcul des contraintes.	220
Tableau VII. 10. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)	223
Tableau VII. 11. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)	224
Tableau VII.12. Moments fléchissant sens x-x.	228
Tableau VII.13. Efforts tranchants sens x-x.....	228
Tableau VII.14. Moments fléchissant sens y-y.	228
Tableau VII.15. Efforts tranchants sens y-y.....	228
Tableau VII.16. Calcul des contraintes.	233

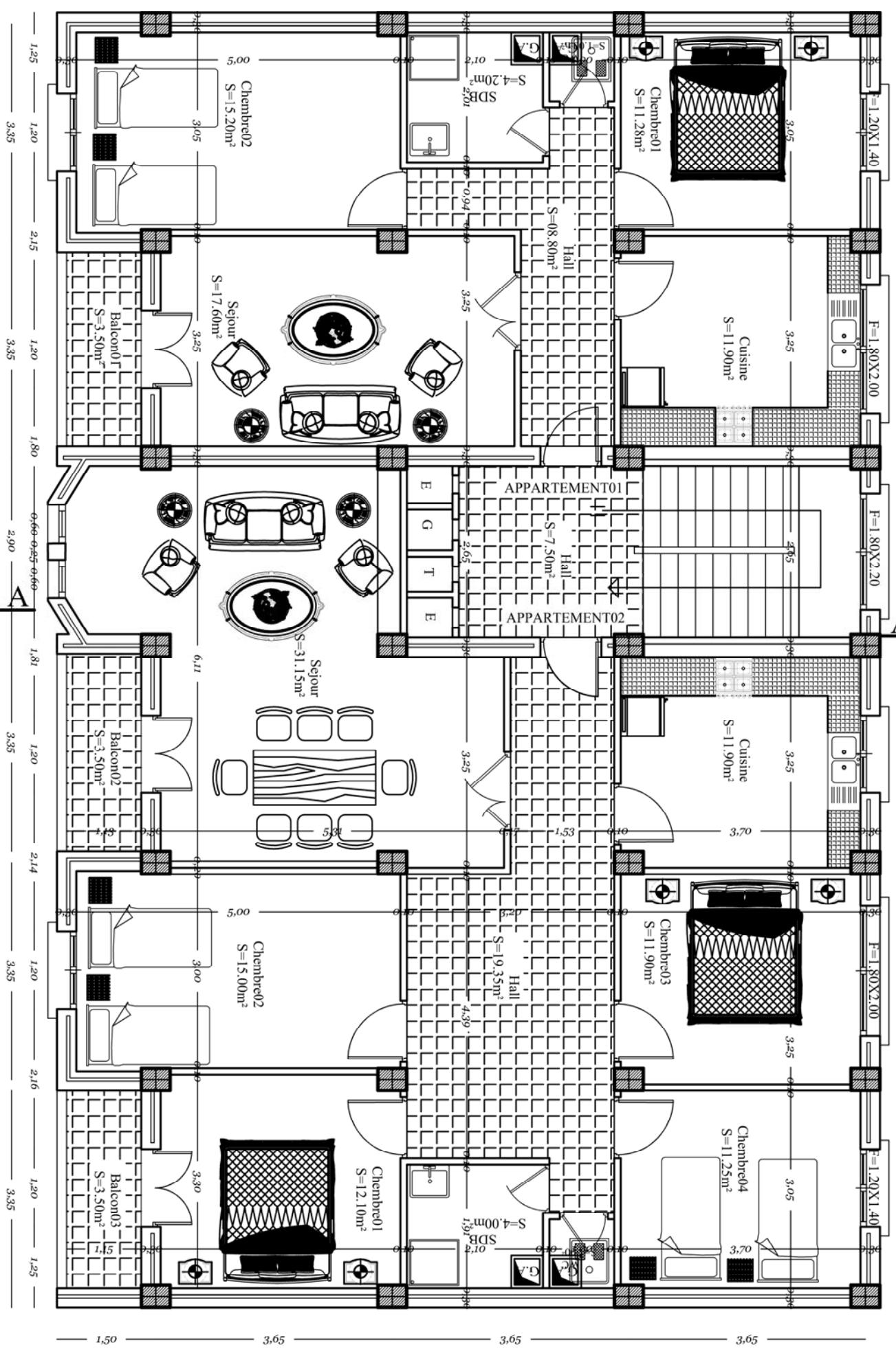
Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	4
Introduction	4
I.1. Description de l'ouvrage.....	4
I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage	4
I.3. Règlements utilisés et normes de conception	5
I.4. Éléments de l'ouvrage.....	5
I.5. Les hypothèses de calcul.....	10
I.6. Les états limites.....	10
I.7. Matériaux	12
I.8. Les actions sur la structure.....	21
Conclusion.....	22
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	23
Introduction	23
II.1. Les planchers	23
II.2. Les dalles pleines.....	24
II.3. Les poutres.....	24
II.4. Les voiles (Art 7.7.1 de RPA 2024)	27
II.5. Les poteaux.....	29
II.6. Descente de charge	34
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	42
Introduction	42
1. L'acrotère	42
2. Plancher en corps creux.....	52
3. Le balcon	78
4. L'escalier.....	88
5. Poutre palière.....	108
Chapitre IV : Modélisation	119
IV.1. Introduction.....	119
IV.2. Logiciel utilisé pour la modélisation.....	119
IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS	121

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA	137
Introduction	137
V.1. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	137
V.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	139
V.3. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	152
V.4. Justification vis-à-vis des déplacements	152
V.5. Vérifications de l'effet P-Delta	156
Chapitre VI : Ferrailage des éléments principaux	159
VI.1. Ferrailage des poteaux	159
VI.2. Ferrailage des poutres	174
VI.3. Ferrailage des voiles	189
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	203
VII. 1. Introduction.....	203
VII. 2. Choix du type de fondation :	204
VII. 3. Étude du sol	204
VII .4 . Dimensionnement	205
VII.5. Ferrailage du radier	215
Conclusion générale	235
Bibliographie.....	237



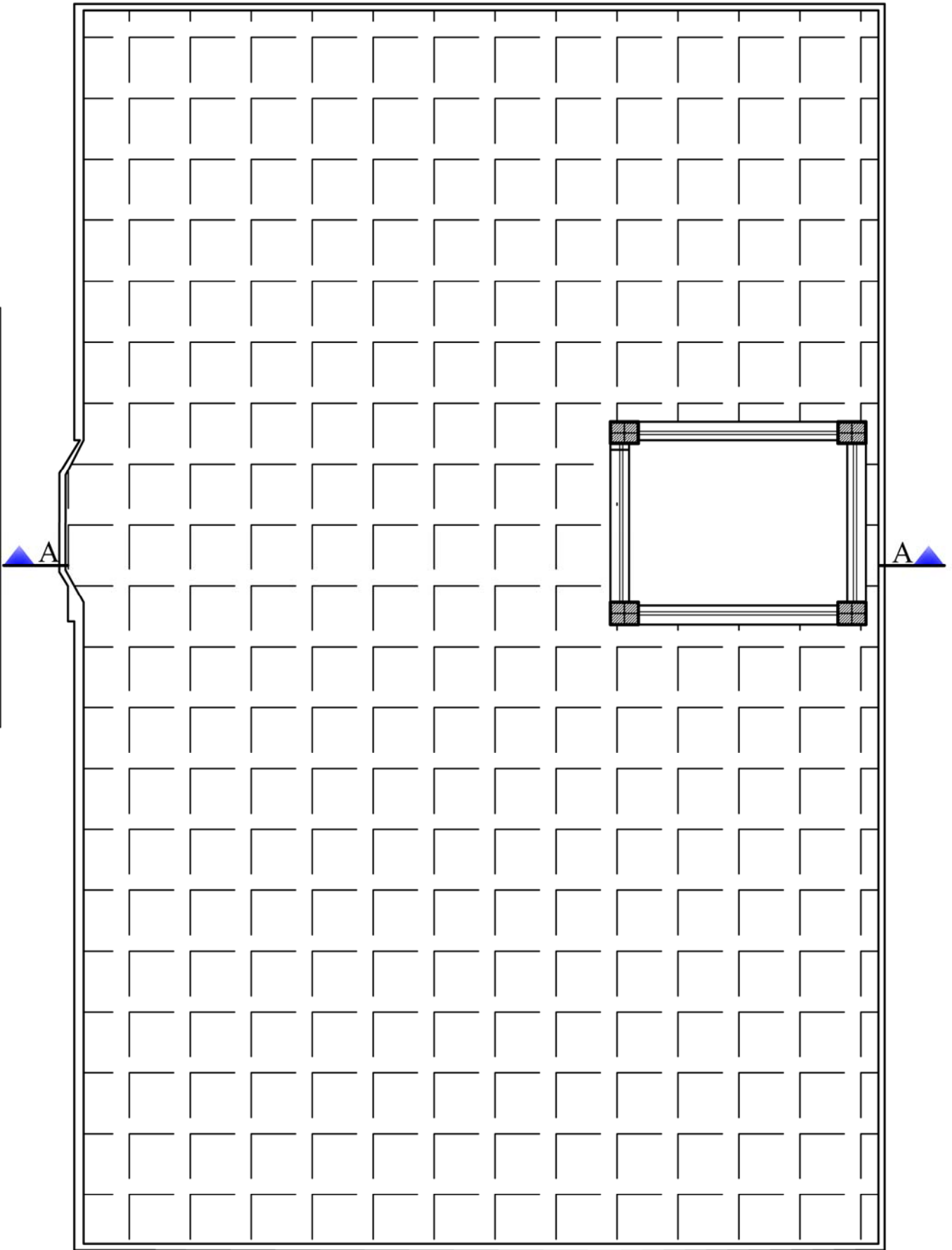
PLAN DU RDG

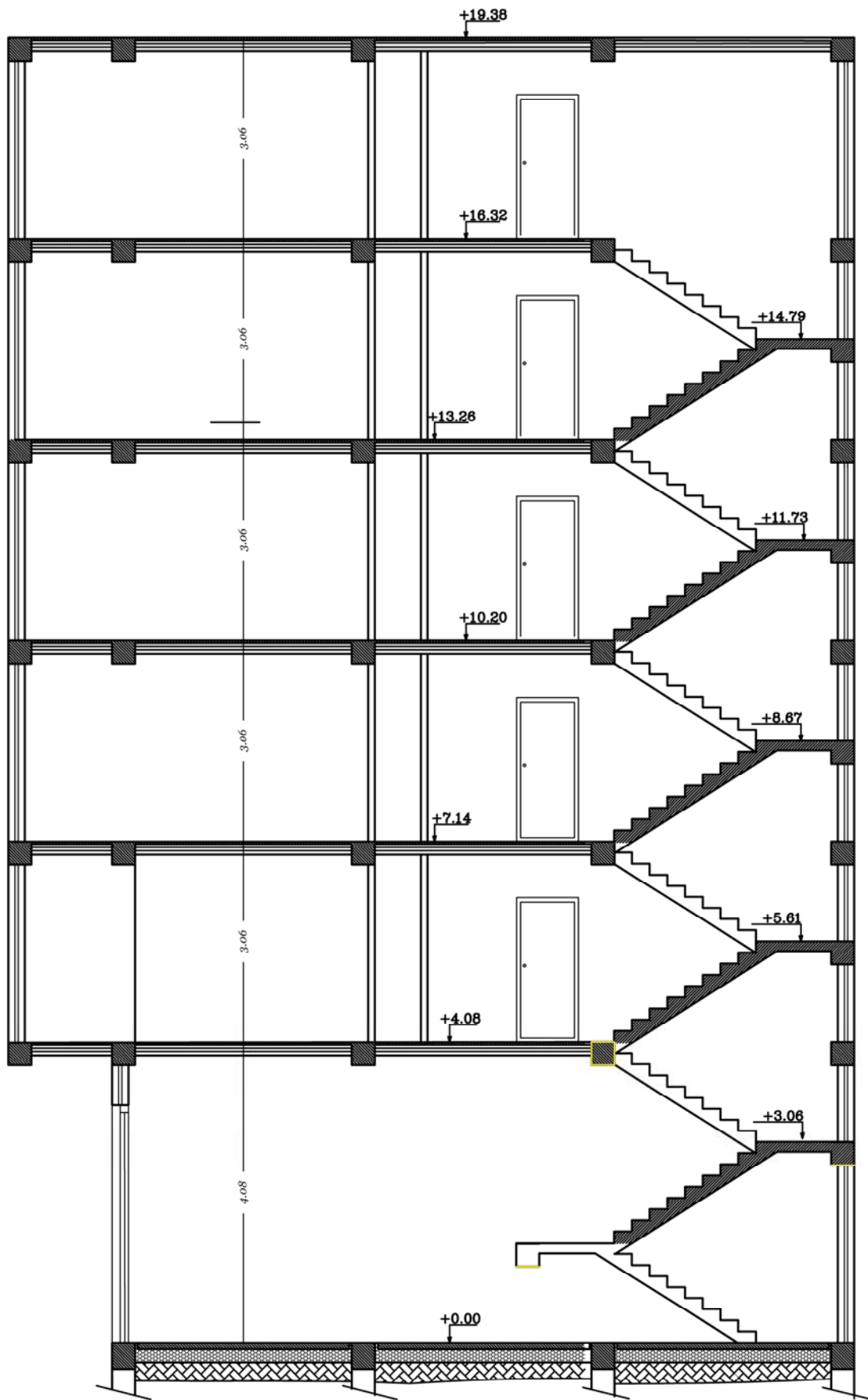


PLAN DÉTAGÉ COURANT

1.50 3.65 3.65 3.65

PLAN DE TERRASSE





COUPE A-A



FACADE PRINCIPALE

Introduction générale

Introduction générale

Depuis des décennies, les catastrophes naturelles, et en particulier les séismes, posent de grands défis aux ingénieurs civils du monde entier. Leur occurrence imprévisible, mais potentiellement destructrice, oblige les professionnels du bâtiment à développer des solutions techniques à la fois sûres et adaptées aux réalités locales. Dans les zones à forte activité tectonique, comme l'Algérie, la conception des structures ne peut se faire sans tenir compte des sollicitations sismiques. Les événements tragiques survenus par le passé, notamment le séisme de Boumerdès en 2003, ont mis en lumière les failles de certaines constructions et ont rappelé l'importance d'une conception rigoureuse, basée sur une analyse dynamique fiable et encadrée par des normes techniques adaptées. Dans ce contexte, le génie civil joue un rôle déterminant dans la réduction des risques, à travers l'élaboration de méthodes de calcul précises et la mise en œuvre de réglementations parasismiques actualisées.

Le calcul sismique des ouvrages en béton armé revêt une importance particulière, car ce matériau est largement utilisé dans les constructions urbaines, en particulier pour les bâtiments à usage d'habitation. Ces structures doivent non seulement répondre aux besoins de confort et d'esthétique, mais surtout garantir la sécurité des occupants face aux sollicitations dynamiques provoquées par les mouvements du sol. Le béton armé, bien qu'efficace en résistance aux charges verticales, doit être minutieusement dimensionné pour résister aux effets latéraux induits par un séisme. Cela nécessite la prise en compte de nombreux paramètres, tels que la configuration architecturale, la régularité en plan et en élévation, les systèmes de contreventement adoptés, ainsi que les caractéristiques sismiques de la région d'implantation.

La présente étude porte précisément sur le calcul d'un bâtiment à usage d'habitation avec des garages en rez-de-chaussée, constitué d'un rez-de-chaussée et de cinq étages (R+5), situé dans la région de Tizi Ouzou, une wilaya connue pour sa forte densité de population et son besoin croissant en logements. Cette région est également classée en zone sismique importante selon la nouvelle carte de zonage sismique définie par le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. Cette situation particulière accentue l'enjeu sécuritaire de toute opération de construction dans cette zone et justifie l'intégration d'un dimensionnement rigoureux répondant aux exigences de la réglementation parasismique en vigueur.

L'adoption du RPA 2024 représente une évolution significative par rapport à l'ancienne version de 2003. Ce nouveau règlement introduit une révision approfondie de plusieurs concepts clés du calcul parasismique. Parmi les changements majeurs, on peut citer la nouvelle répartition

Introduction générale

des zones sismiques, établie sur la base d'études sismotectoniques récentes, ainsi que la redéfinition du coefficient d'accélération de zone A, utilisé pour représenter l'intensité sismique locale. Par ailleurs, les coefficients fondamentaux comme le facteur de qualité Q et le coefficient de comportement R ont été révisés, ce qui modifie directement la réponse sismique attendue des structures. Le RPA 2024 introduit également une approche plus détaillée dans la caractérisation des systèmes de contreventement, notamment pour les structures à voiles, en mettant l'accent sur leur efficacité dans la dissipation de l'énergie sismique.

Outre le RPA, l'étude repose également sur les normes en vigueur pour le béton armé, en particulier la réglementation BAEL, qui encadre le calcul des éléments structuraux aux états limites (états limites ultimes et de service), afin d'assurer la sécurité et la fonctionnalité de la structure en conditions normales comme en situation extrême. Les Documents Techniques Règlementaires (DTR) sont également consultés pour compléter les exigences normatives en matière de dimensionnement, d'exécution et de qualité des matériaux.

Le présent mémoire suit une démarche structurée, articulée en plusieurs étapes complémentaires et progressives. Il débute par une présentation générale du projet, en décrivant les caractéristiques géométriques et fonctionnelles du bâtiment, ainsi que les hypothèses de base adoptées pour le dimensionnement. Ensuite, nous procédons au prédimensionnement des éléments porteurs, en particulier les voiles, poteaux, poutres et planchers, selon des critères géométriques et réglementaires. Les éléments secondaires, tels que les dalles, balcons et escaliers, sont également étudiés à ce stade, afin de garantir une cohérence globale dans le comportement structural.

La modélisation de la structure est ensuite réalisée à l'aide du logiciel ETABS version 22.4.0, qui permet une analyse dynamique poussée grâce à la méthode modale spectrale, combinaison puissante entre les méthodes numériques par éléments finis et les spectres de réponse sismique fournis par le RPA 2024. Cette phase permet de déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure, notamment les périodes propres, les modes de vibration, ainsi que la répartition des efforts sismiques dans les différents éléments.

À la suite de cette analyse, nous procédons à la vérification de la conformité de la structure avec les exigences du RPA 2024, en termes de déplacements admissibles, de stabilité globale, de régularité structurelle et de résistance aux efforts. Les éléments principaux de la superstructure sont ensuite calculés et ferrailés, en tenant compte des sollicitations extraites de la modélisation. L'étude se poursuit par le dimensionnement de l'infrastructure, incluant les fondations (semelles

Introduction générale

ou radier), qui doivent assurer la reprise des charges verticales et horizontales transmises par la superstructure vers le sol de fondation.

À travers ce travail, nous visons non seulement à appliquer de manière rigoureuse les acquis techniques et théoriques liés au dimensionnement parasismique, mais aussi à mettre en valeur les apports de la nouvelle réglementation RPA 2024 dans un projet concret, tout en soulignant les écarts significatifs par rapport à la version précédente. Ce mémoire se veut ainsi une contribution à la compréhension et à l'intégration des exigences parasismiques modernes dans le contexte algérien, en particulier dans les zones à fort besoin en habitat sécurisé comme Tizi Ouzou.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Introduction

L'analyse des structures dans le domaine du Génie Civil nécessite une évaluation visant à garantir à la fois la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des individus, tant pendant sa construction que dans sa phase d'utilisation ultérieure, tout en optimisant les coûts associés. Dans cette optique, nos calculs doivent être conformes aux normes réglementaires, notamment le Règlement Parasismique Algérien **DTR-BC 2.48 (RPA version 2024)**, ainsi qu'aux techniques de conception et de calcul spécifiques aux ouvrages et aux constructions en béton armé, définies par le **BAEL 91 modifié 99**.

I.1. Description de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à **usage d'habitation et commercial, ayant une importance moyenne** (Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne selon le RPA 2024- article 3.4.).

Sa structure est en « **R+5** », implantée à **Tizi-Ouzou (commune de Tizi-Ouzou)**, une région de moyenne sismicité, classée en **zone sismique IV** selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024 (article 3.1.).

Pour le présent projet la contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ et la catégorie du sol correspond à un **site ferme « S2 »**. (Table 3.1 du RPA 2024).

Cet ouvrage est composé de :

- Rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial ;
- Cinq (05) étages à usage d'habitation ;
- Une terrasse inaccessible ;
- Une cage d'escalier ;

I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

- **En élévation :**
 - Hauteur totale du bâtiment : $h_t = 19,38 \text{ m}$.
 - Hauteur de rez-de-chaussée : $h_{\text{RDC}} = 4,08 \text{ m}$.
 - Hauteur d'étage courant : $h_{\text{EC}} = 3,06 \text{ m}$.
 - Hauteur de l'acrotère : $h_{\text{ACR}} = 0,60 \text{ m}$.
- **En plan :**

- Longueur totale : $L=20,05$ m
- Largeur totale : $l=11.35$ m

I.3. Règlements utilisés et normes de conception

Pour assurer la stabilité et la sécurité de ce bâtiment, que ce soit pendant sa construction ou lors de son utilisation, notre étude se basera sur les références suivantes :

- La réglementation parasismique algérienne **DTR-BC 2.48** (RPA Version 2024) ;
- Les normes de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé, B.A.E.L.91/modifié 99 ;
- Les documents techniques réglementaires, plus particulièrement le D.T.R-B.C.2.2, qui détaille les charges permanentes et les charges d'exploitation ;
- Les règles de conception et de calcul spécifiques aux structures en béton armé CBA93.

I.4. Éléments de l'ouvrage

Ce bâtiment est composé d'éléments principaux et d'éléments secondaires, qui sont comme suit :

I.4.1. Ossature

La structure de cet ouvrage se compose de deux éléments principaux :

- **Des portiques**, formés des poutres et des poteaux, qui sont responsables de la reprise des charges et des surcharges verticales.
- **Des voiles**, qui sont disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide pour maintenir la stabilité de l'ouvrage face aux forces horizontales (séismes, vent, poussée des terres).

I.4.2. Les planchers

Les planchers, des surfaces planes délimitant les différents étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et charges supplémentaires, remplissent principalement deux fonctions essentielles :

- La résistance mécanique : ils supportent leurs poids propres et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- L'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

On peut distinguer :

1. **Planchers en Corps Creux :** Ces planchers sont composés de nervures appelées poutrelles, qui assurent la capacité portante, avec une distance typique entre les axes des poutrelles de 56 cm à 65 cm. Un matériau de remplissage en corps creux, également connu sous le nom d'hourdis ou entrevous, est installé entre les poutrelles. Le corps creux est fabriqué à partir de béton, de gravillons, de terre cuite ou de polystyrène. Les corps creux remplissent une double fonction en servant de coffrage perdu et en offrant une isolation phonique. Le plancher est complété par une dalle de compression en béton armé, qui a pour objectif de limiter les risques de fissuration due au retrait, de résister aux charges concentrées, et de répartir les charges localisées, en particulier celles provenant des cloisons.

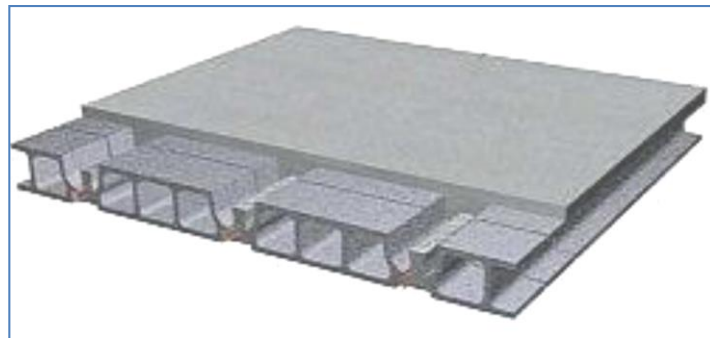


Figure I.1 : plancher à corps creux.

2. **Dalles pleines en béton armé :** Il s'agit de planchers en béton armé d'une épaisseur de 15 à 25 cm, coulés sur un coffrage plat. Le diamètre et la quantité des armatures incorporées varient en fonction des dimensions de la dalle et de la charge qu'elle doit supporter. Ces dalles sont principalement utilisées dans des zones où la réalisation de planchers en corps creux n'est pas envisageable, notamment pour la cage d'ascenseur et les consoles.

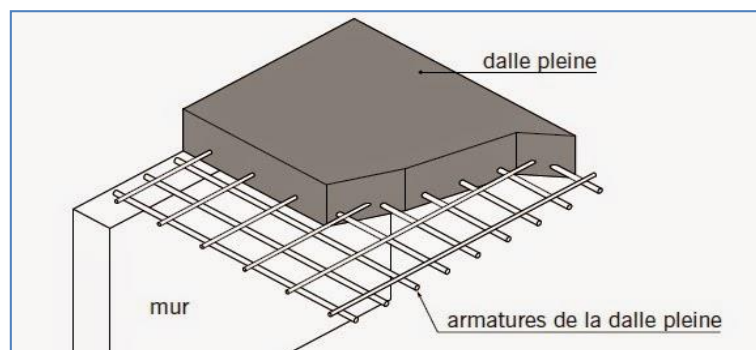


Figure. I.2 : Dalle pleine.

I.4.3. La terrasse inaccessible

Le dernier niveau de cette habitation sert de terrasse inaccessible. Il s'agit d'un type de couverture moins courant dans les maisons individuelles, mais plus fréquent dans les bâtiments à usage collectif. Ces terrasses sont exposées à diverses agressions climatiques telles que le vent, la pluie, le gel et la chaleur excessive. Par conséquent, elles doivent être étanches et offrir une isolation thermique efficace.

Le modèle de terrasse inaccessible signifie que seuls les accès nécessaires à des fins de maintenance et de réparation sont autorisés. La terrasse inaccessible sera réalisée en plancher en corps creux avec une dalle de compression. Elle sera équipée d'un revêtement comprenant les éléments suivants :

- Une pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Un isolant thermique de protection contre les variations thermiques et limite les pertes de chaleur. Les matériaux isolants peuvent être du polystère, du liège ou de la mousse de verre.
- Un revêtement d'étanchéité.
- Une protection lourde, généralement constituée de graviers roulés.

I.4.4. L'acrotère

C'est un élément en béton armé encastré dans la poutre du plancher de la terrasse, servant de garde-corps, avec une hauteur de 60 cm et une épaisseur de 10 cm.

I.4.5. Les escaliers

Les escaliers sont des structures essentielles pour la circulation entre les niveaux d'un bâtiment, notamment dans les immeubles de grande hauteur, où ils revêtent une importance particulière en matière de sécurité en cas d'incendie. Dans ce bâtiment, une cage d'escalier composée d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettra l'accès aux différents niveaux.

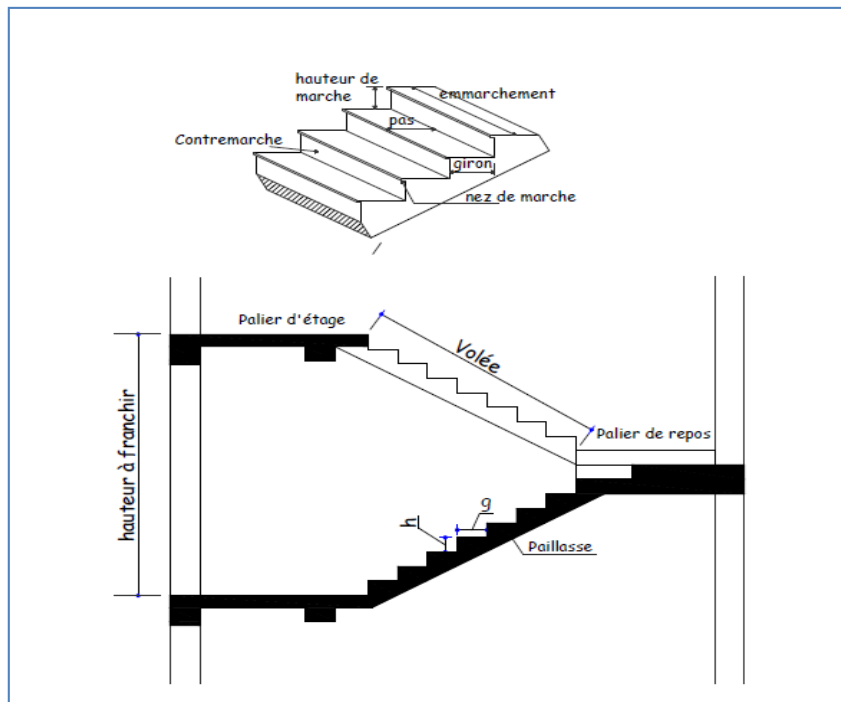


Figure. I. 3 : Caractéristiques d'un escalier.

I.4.7. Maçonnerie

La maçonnerie prédominante en Algérie consiste en briques creuses. Dans le cadre de ce projet, nous utilisons deux types de murs :

a. Murs Extérieurs : Les façades extérieures sont conçues avec de la maçonnerie non rigide, composée d'une double cloison de briques creuses avec 8 perforations, d'une épaisseur de 10 cm, et une lame d'air de 5 cm d'épaisseur pour garantir une isolation thermique efficace.

b. Murs Intérieurs : Les murs intérieurs seront construits à l'aide de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm, destinées à délimiter les espaces intérieurs habitables.

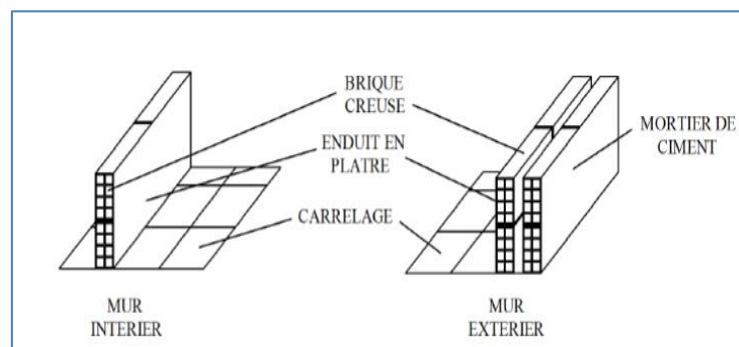


Figure. I.4 : Les murs intérieurs et extérieurs.

I.4.8. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.4.9. Système de coffrage

Nous choisissons d'utiliser un coffrage en bois classique pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles afin de minimiser le temps nécessaire à la réalisation des travaux. De plus, ce type de coffrage présente plusieurs avantages supplémentaires, notamment la réduction des tâches manuelles, l'achèvement rapide des chantiers et une meilleure sécurité pour la main-d'œuvre.

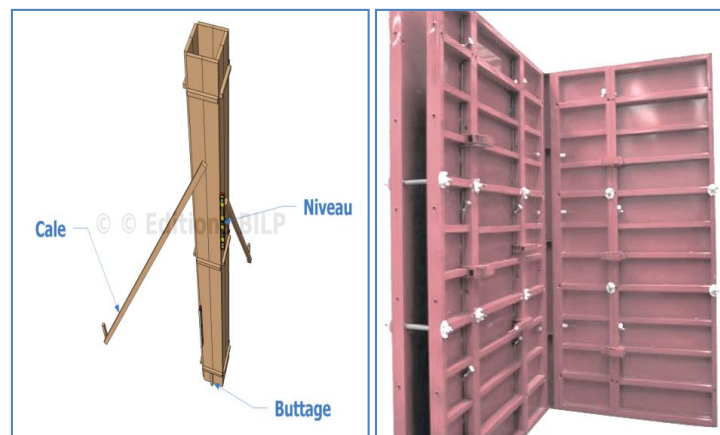


Figure. I.5 : Coffrage en bois et en métallique.

I.4.10. Les fondations

Les fondations représentent l'élément situé à la base de toute structure. Leur fonction principale est de transférer les charges et surcharges provenant de la superstructure vers le sol, ce qui les place au cœur de l'ouvrage, car leur conception correcte conditionne la stabilité globale.

Le choix du type de fondation dépend principalement de deux facteurs clés : la nature du sol sur lequel la structure est construite et l'importance de l'ouvrage en question.

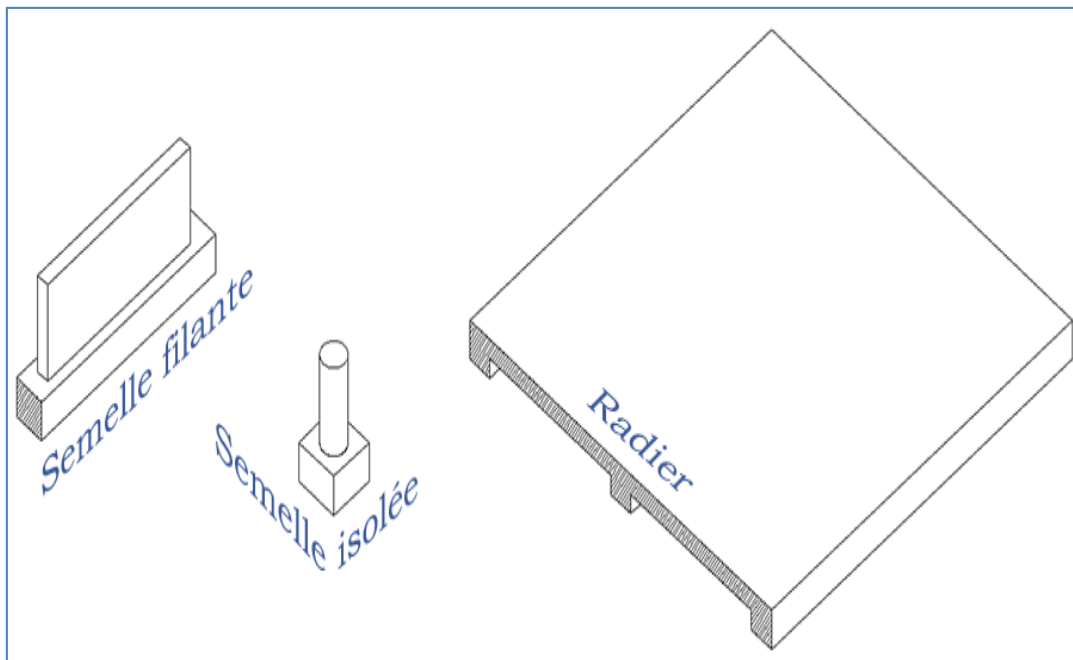


Figure. I.6 : Les fondations.

I.5. Les hypothèses de calcul

L'étude de notre ouvrage est menée conformément aux règlements suivant :

- Règlement parasismique algérien **DTR-BC 2.48** (RPA Version 2024) ;
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C 2.2) : Le document technique réglementaire pour la détermination des charges et des surcharges ;
- BAEL 91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des constructions et ouvrages en béton armé suivant des états limites ;
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93) ;
- Document Technique Réglementaire (DTR BC 2.331) : Règles de calcul des fondations superficielles.

I.6. Les états limites

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

- État Limite Ultime (ELU).
- État Limite de Service (ELS).

Les états limites ultimes correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Équilibre statique.
- Résistance des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

I.6.1. Etat limite ultime (ELU)

Ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes.

Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments, à cause de :

- La perte d'équilibre statique.
- La rupture de sections par déformation excessive.
- L'instabilité de forme (flambement).

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

I.6.2. Etat limite de service (ELS)

Ils constituent les frontières au-delà de lesquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites ; soient :

- Ouverture excessive des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformation des éléments porteurs (flèches).

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$).

I.7. Matériaux

Le béton armé résulte d'une combinaison astucieuse de deux matériaux aux propriétés complémentaires : l'acier, reconnu pour sa résistance à la traction, et le béton, qui excelle dans la résistance à la compression. Il est essentiel que le béton et l'acier puissent satisfaire les normes du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/Version 2024) ainsi qu'aux règles de conception du béton armé (B.A.E.L.91/modifié.99).

I.7.1. Béton

Le béton est un matériau composite hétérogène obtenu en mélangeant du ciment (un liant hydraulique), des granulats (comme le sable et le gravier), de l'eau pour le gâchage, ainsi que de faibles quantités d'adjuvants. Le dosage précis de ces constituants est crucial pour obtenir, après durcissement, un matériau solide aux propriétés mécaniques potentiellement supérieures à celles des roches naturelles. Le béton est connu pour sa grande résistance à la compression, bien qu'il présente une résistance relativement plus faible à la traction.

Du point de vue mécanique, la résistance à la compression du béton dépend de plusieurs facteurs, notamment la granulométrie des granulats, la quantité de ciment, le rapport eau/ciment, et l'âge du béton. Il est essentiel que la composition du béton respecte les normes, notamment les règles du BAEL 91 et du RPA 99 version 2024, applicables en Algérie.

La fabrication du béton est effectuée mécaniquement en suivant les directives établies en laboratoire en fonction de ces matériaux. Un exemple de composition pour un mètre cube de béton est le suivant :

- 800 litres de graviers (de 3 mm à 25 mm de diamètre).
- 400 litres de sable (de 0 mm à 5 mm de diamètre).
- 350 kilogrammes de ciment CPJ 325.
- 175 litres d'eau pour le gâchage.

Pour minimiser le retrait du béton, il est essentiel de maintenir un rapport eau/ciment d'au moins 0,5. Un rapport eau/ciment supérieur à 0,5 peut entraîner un retrait excessif, tandis qu'un rapport inférieur à 0,5 peut affecter la maniabilité du mélange et sa capacité d'étanchéité.

Il est à noter que l'eau doit être de haute pureté, sans acides, les granulats, y compris le gravier, doivent être durs et propres, et le sable doit être exempt de terre, de matières organiques et d'argile pour garantir la qualité du béton.

I.7.1.1. Résistance caractéristiques à la compression

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée $[f_{c28}]$, elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

- Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge $j < 28$ jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci-dessous : (**ART A.2.1.11/BAEL91modifié99**)

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83 j} \quad \text{en [MPa]} ; \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.4 + 0.95 j} \quad \text{en [MPa]} ; \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Pour $j \geq 28$ jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections :

$$F_{cJ} = f_{c28} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{ART A.2.1.11/ BAEL 91modifie 99})$$

Avec :

f_{cj} : La résistance de béton à la compression à (j) jours en MPa.

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton à la compression à 28 jours en MPa.

Dans notre étude, on choisit une résistance caractéristique du béton 28 jours de 25 MPa.

I.7.1.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{ART A.2.1, 12 / BAEL91 modifié99})$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; donc $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Note : f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou bien N/mm^2

I.7.1.3. La contrainte à la compression

ELU :

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduise à la ruine de l'ouvrage.

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99})$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.50 \text{ en situation courante,} \\ \gamma_b = 1.2 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

- θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{si la durée d'application est supérieure à 24 heures,} \\ \theta = 0.9 \quad \text{si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures,} \\ \theta = 0.85 \quad \text{si la durée d'application est inférieure à 1 heures.} \end{array} \right.$$

- t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

Pour $\gamma_b = 1.2$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bc} = 17.71 \text{ MPa}$

I.7.1.4. Diagramme contraintes déformations de calcul du béton : (ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99)

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « parabole rectangle ».

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et Linéaire, est défini par son module d'élasticité.

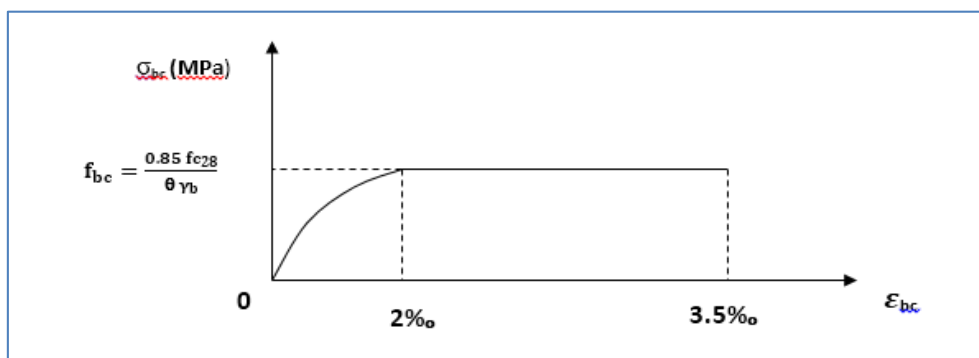


Figure. I.7 : Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰
- Pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$: $\sigma_{bc} = f_{bc}$

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{bc} \quad \text{en [Mpa]}. \quad (\text{ART.A.4.5.2 / BAEL 91 modifié99})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

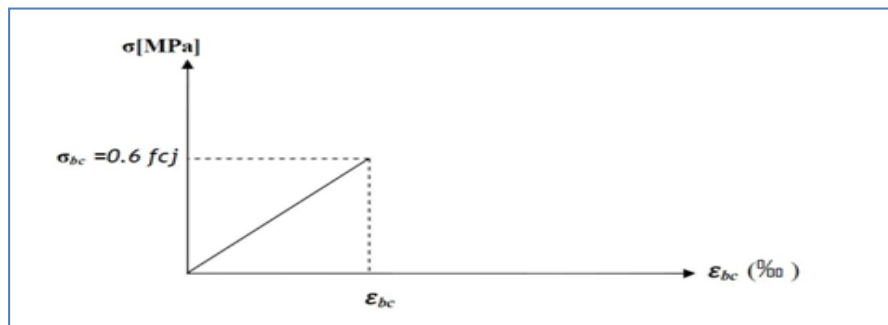
B. Diagramme de contrainte - déformation :

Figure. I.8 : Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS.

C. Contrainte limite de cisaillement

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ en [MPa]} \quad (\text{ART. A.5.1.211 /BAEL 91modifié 99})$$

Avec : V_u : l'effort tranchant à ELU.

b_0 : largeur de la section cisailée.

h : la hauteur de la section cisailée.

d : hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

La contrainte doit respecter les conditions limites suivant :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Dans notre cas :

- Pour $\gamma_b = 1.5$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

- Pour $\gamma_b = 1.2$

$$\bar{\tau}_u = 4.17 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.13 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

I.7.1.5. Module de déformation longitudinale

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules

A. Module de déformation instantanée :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours note E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en [MPa]} \quad (\text{Art. A.2.1,21/ BAEL91 modifiés 99})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$$

B. Module de déformation différée

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en [MPa]} \quad (\text{Art .A.2.1, 22/ BAEL91 modifiés 99})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I.7.1.6. Module de déformation transversale

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

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

Avec : **E** : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson, qui est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. (**Art A.2.1.3 /BAEL91 modifié99**)

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).
- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

I.7.2. Les aciers

Dans le domaine du béton armé, l'acier se différencie des autres types d'acier par sa forme géométrique et sa catégorie. Les barres d'acier utilisées dans le béton armé se présentent sous la forme de barres circulaires ayant une longueur significative par rapport à leur diamètre. La surface extérieure de ces barres, en contact direct avec le béton, existe en deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant ses propres applications.

Les aciers sont employés pour compenser les contraintes de traction auxquelles le béton est moins résistant. Ils se distinguent par leurs états de surface (haute adhérence (H.A)) et leurs limites d'élasticité.

I.7.2.1. Les aciers utilisés

Le tableau suivant donne les types d'acier que nous allons utiliser :

Tableau I.1: caractéristiques des aciers.

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence Fe E400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	520	550	8‰	1.3	1

I.7.2.2. Module de déformation longitudinal

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art: A.2.2.1/BAEL 91 modifiés 99})$$

I.7.2.3. Contraintes limites**A. ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art .A.4. 3. 2/ BAEL91 modifié 99})$$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables (S.D).

$\gamma_s = 1.00$ pour les situations accidentelles (S.A).

f_e : limite d'élasticité.

Les résultants de sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.2: Les contraintes des aciers utilisés.

Nuance de l'acier	Situation durable	Situation accidentelle
$f_e = 400\text{MPa}$	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520\text{MPa}$	$\sigma_s = 452 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 520 \text{ Mpa}$

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91 modifié 99.

On distingue trois cas de fissurations :

1) Fissurations peu préjudiciables

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

2) Fissurations préjudiciables

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce. Dans ce cas, la règle est la suivante :

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

3) Fissuration très préjudiciables

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}\{ 0.5f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$$

Avec : **f_e** : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton.

η : coefficient de fissuration qui vaut :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1.6 \text{ pour les adhérence (HA) de diamètre } \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta=1.3 \text{ pour les HA } < 6 \text{ mm} \\ \eta=1.0 \text{ pour les ronds lisses y compris les treillis soudés en fils tréfilés lisses.} \end{array} \right.$$

I.7.2.4. Diagrammes des contraintes –déformations (Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99)

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

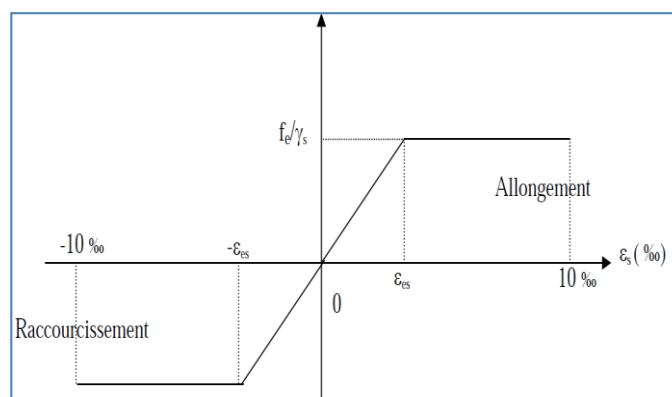


Figure. I.9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Avec :

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

I.7.2.5. Protection des armatures (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99)

Afin de garantir un bétonnage correct et de protéger les armatures contre les effets des intempéries et des agents corrosifs, il est essentiel de respecter les recommandations suivantes concernant l'enrobage (c) des armatures :

- Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns, ou aux brouillards salins, ainsi que pour les éléments soumis à des atmosphères très agressives, l'enrobage doit être d'au moins 5 cm.
- Pour les parois, qu'elles soient coffrées ou non, qui sont soumises ou susceptibles d'être soumises à des actions agressives, intempéries, condensations, ou en raison de la destination des ouvrages en contact avec un liquide (tels que réservoirs, tuyaux, canalisations), l'enrobage doit être d'au moins 3 cm.
- Pour les parois situées à l'intérieur de locaux couverts, clos, et non exposées aux condensations, un enrobage d'au moins 1 cm est suffisant.

Ces directives visent à assurer la durabilité des structures en béton armé en protégeant les armatures contre la corrosion et les agressions environnementales.

I.8. Les actions sur la structure**I.8.1. Définitions**

Les charges sont des forces appliquées à une structure, soit directement, telles que les charges permanentes, les charges variables d'exploitation, les charges climatiques et les charges accidentelles, soit indirectement, résultant des effets du retrait, du fluage, des variations de température et du tassement.

I.8.2. Les actions permanentes « G »

Les actions permanentes, qu'elles aient une intensité constante ou varient peu dans le temps, englobent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des éléments, tels que la maçonnerie de remplissage, les cloisons et les revêtements.
- Les forces résultant du poids, de la poussée de l'eau et des terres.

- Les forces dues à des déformations permanentes, telles que celles liées au mode de construction, au tassement et au retrait.

I.8.3. Les actions variables « Q »

Les actions variables, qui varient considérablement dans le temps, incluent :

- Les charges d'exploitation, liées à l'utilisation de la structure.
- Les charges climatiques.
- Les variations de température.

I.8.4. Les actions accidentelles

Les actions accidentelles découlent de phénomènes qui se produisent rarement et de manière instantanée, tels que :

- Charges climatiques exceptionnelles.
- Chocs causés par des véhicules, des engins de levage ou des ponts roulants.
- Explosions (gaz, bombes, etc.).
- Séismes.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments qui composent l'ouvrage étudié, ainsi que les propriétés mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction et de l'étude, tout en respectant les normes du BAEL 91 modifié en 99 et du Règlement Parasismique Algérien (RPA).

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons procéder à un pré-dimensionnement des éléments de la structure, à savoir les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et les poteaux. Cette étape préliminaire permet de déterminer les charges qui seront appliquées à ces éléments. Les règles de pré-dimensionnement sont définies par le Règlement Parasismique Algérien (RPA version 2024), les principes du BAEL 91 modifié en 99, ainsi que le DTR-B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation).

II.1. Les planchers

Comme stipulé antérieurement dans le chapitre I, il est établi que le plancher représente une structure horizontale qui sépare deux niveaux distincts d'une construction résidentielle. Selon les matériaux employés et les méthodes de construction mises en œuvre, le plancher assume une fonction structurelle en supportant les charges et les surcharges, tout en remplissant un rôle essentiel en matière d'isolation thermique et acoustique.

A. Plancher en corps creux

Le plancher en question est constitué d'éléments spécifiques, à savoir des corps creux (ou entrevous) agissant comme coffrage perdu, disposés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, orientées selon la petite portée. Le tout est complété par une dalle de compression (hourdis) de 4 cm d'épaisseur. Pour renforcer sa structure, un treillis soudé est intégré, avec des mailles dont les dimensions ne dépassent pas 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles et 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

L'épaisseur minimale du plancher est calculée conformément aux formules suivantes, conformément à l'Article **B 6-8-4.24 du BAEL 91, modifié en 1999** :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Où :

- L : représente la portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.
- h_t : désigne la hauteur totale du plancher.

Il est important de noter qu'initialement, une section minimale de (30×30) cm² est requise par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024, article 7.4.1) pour cette la zone sismique **IV**.

Le sens des poutrelles correspond au sens de la petite portée, soit donc le sens **x-x**.

Dans ce cas particulier, avec **L = 335 cm**, le calcul nous donne $h_t \geq \frac{335}{22.5} = 14,89$ **cm**

Par conséquent, nous optons pour un plancher de **(16+4) cm**, à la fois pour des raisons économiques et de disponibilité sur le marché.

II.2. Les dalles pleines

La dalle pleine est exclusivement confectionnée en béton armé et est soutenue, avec ou sans continuité, par deux ou plusieurs points d'appui sous forme de poutres ou de refends. La construction d'une dalle pleine implique la mise en place d'un coffrage sur l'intégralité de la surface en question, avec une épaisseur de dalle généralement moins significative par rapport aux autres dimensions.

L'épaisseur minimale de la dalle pleine est calculée conformément à la formule suivante :

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

Avec : **l** : Largeur du balcon ($l = 150$ cm).

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On prend : **$e_p = 15$ cm**

II.3. Les poutres

Les poutres en béton sont des éléments structuraux conçus pour la construction de cadres d'ouvrages ou de bâtiments à un ou plusieurs niveaux. Ces poutres, généralement en béton armé, sont coulées sur place et assument la responsabilité de supporter les charges et les surcharges provenant des planchers, afin de les transférer aux éléments verticaux, tels que les poteaux et les voiles.

Il existe deux catégories de poutres :

- Les poutres principales, qui constituent les éléments porteurs principaux de la structure.

- Les poutres secondaires, qui jouent un rôle dans le chaînage de l'ensemble.

Pour garantir une performance optimale, les poutres de construction doivent présenter des sections régulières, qui peuvent être soit rectangulaires soit carrées. Selon les directives du code «B.A.E.L.91_modifiées.99», les poutres doivent être pré-dimensionnées en fonction des critères de rigidité, en particulier en ce qui concerne la flèche. De plus, elles doivent être vérifiées conformément aux dispositions du règlement « RPA version 2024 ».

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

$$\begin{aligned} \text{❖ Hauteur « ht » :} & \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ \text{❖ Largeur « b » :} & \quad 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \end{aligned}$$

Avec :

L_{\max} : La plus grande travée dans le sens considéré.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

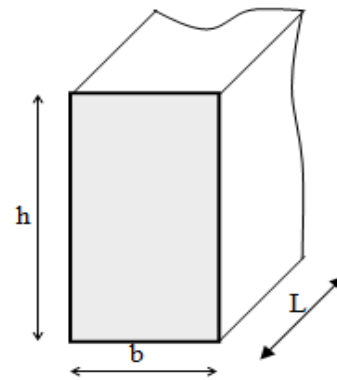


Figure II. 1 : Dimensions de poutre.

En plus, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes de « **RPA version 2024** (Art 7.5.1) »:

$$\left. \begin{aligned} \text{Largeur : } & b \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Hauteur: } & h \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Le rapport : } & \frac{h}{b} \leq 4,0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{RPA 2024. Art 7.5.1})$$

A. Poutres principales (pp)

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

- **Hauteur**

En zone IV : Le coffrage minimum des poteaux (30x30) cm².

Sachant que : $L = 365 - 30 = 335 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \\ 22,33 \leq h \leq 33,50 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad h = 40 \text{ cm}$$

- **Largeur**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \\ 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \\ 16 \leq b \leq 28 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad b = 30 \text{ cm}$$

B. Poutres secondaires (ps)

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

- **Hauteur**

En zone IV : Le minimum coffrage des poteaux (30x30) cm².

Sachant que : $L = 335 - 30 = 305 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{305}{15} \leq h \leq \frac{305}{10} \\ 20,33 \leq h \leq 30,5 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad h = 35 \text{ cm}$$

- **Largeur**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \\ 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \\ 14 \leq b \leq 24.5 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad b = 30 \text{ cm}$$

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

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	Vérifiée
$b \geq 25 \text{ cm}$	30	30	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.3	1.2	Vérifiée

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutres principales : (30x40) cm².
- Poutres secondaires : (30x35) cm².

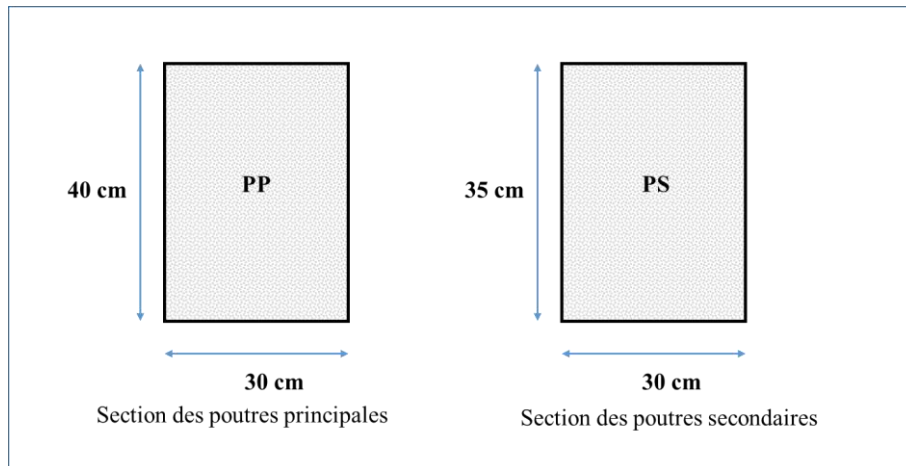


Figure II.2 : Sections transversales des poutres principales et secondaires

II.4. Les voiles (Art 7.7.1 de RPA 2024)

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

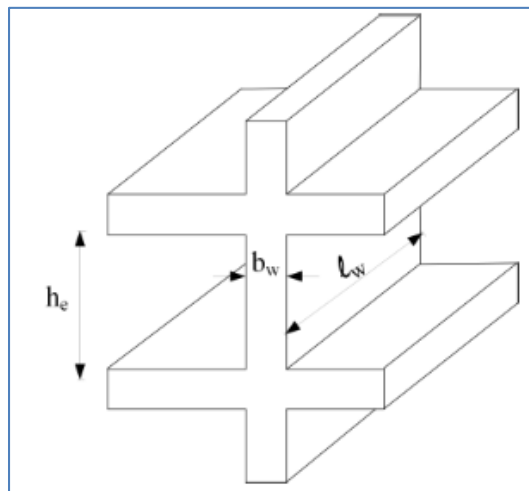


Figure II.3 : Coupe verticale du voile.

D'après le **RPA version 2024, article 7.7.1** ; le pré dimensionnement doit satisfaire la condition suivante : $L_w \geq \max \{ h_e/3 ; 4b_w ; 1m \}$ avec L_w : la longueur minimale du voile.

L'épaisseur du voile (b_w) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, le pré dimensionnement des voiles se fera conformément comme la montre la figure si dessous :

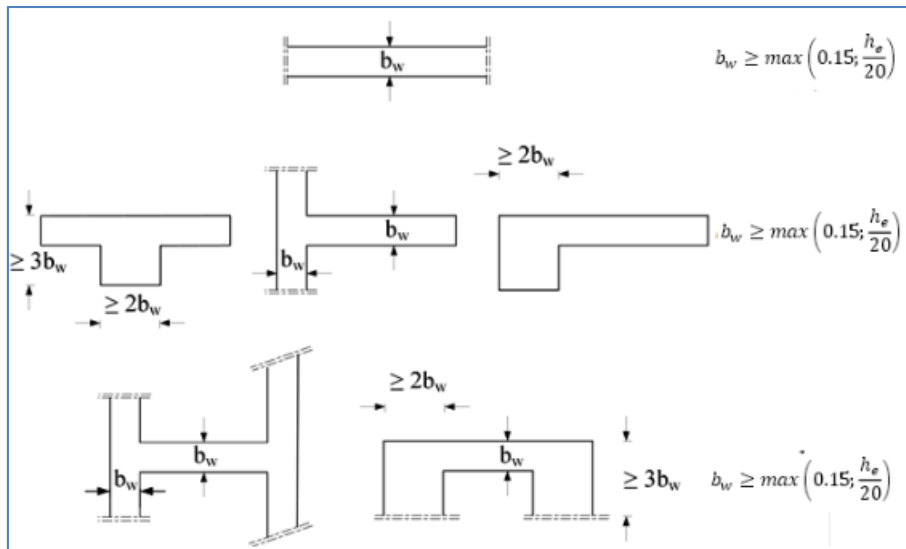


Figure II.4 : Epaisseur minimum des voiles selon la configuration

Avec : **L** : longueur du voile.

bw : épaisseur du voile.

he : hauteur d'étage.

Ainsi, dans notre cas, l'épaisseur des voiles doit être prise comme suit :

$$b_w \geq \max \left(15; \frac{h_e}{20} \right) \quad \text{Avec : } h_e = h - e_p ; e_p : \text{Hauteur de plancher.}$$

➤ Pour le RDC : $h_e = h - e_p = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$

$$b_w \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,40 \text{ cm}$$

$b_w \geq \max (15 \text{ cm} ; 19,40 \text{ cm})$; On opte pour une épaisseur $b_w = 20 \text{ cm}$

➤ Pour les étages courants : $h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$b_w \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

$b_w \geq \max (15 \text{ cm} ; 14,30 \text{ cm})$; On opte pour une épaisseur $b_w = 20 \text{ cm}$

$$L_w \geq \max \{ h_e/3 ; 4b_w ; 1m \} \quad \longrightarrow \quad L_w \geq \max \{ 388/3 ; 4 \times 20 ; 1m \} \quad \longrightarrow \quad L_w \geq 1,29 \text{ m}$$

Tous les voiles doivent avoir une longueur L_w telle que : **$L_w \geq 129 \text{ cm}$**

II.5. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est obtenue par les formules suivant : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec } f_{c28} : \text{Résistance du béton à 28 jours.}$$

- N_s : Effort normal de compression à la base du poteau, sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

$$N_s = G + Q$$

Avec : G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation,

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du RPA Version 2024, :

- **Section rectangulaire :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ En zone I, II et III.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ **En zone IV, V et VI.**
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20}$ **Quelle que soit la zone**
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ **Quelle que soit la zone**

Avec : b_1 : petit cote de la section des poteaux.

h_1 : grand cote de la section des poteaux.

l_{cl} : la hauteur d'étage de poteaux.

II.5.1. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation

Les valeurs des poids volumiques des composants des planchers et des murs sont fournies par le DTR B.C.2.2, de même que les données relatives aux surcharges d'exploitation. Ces informations sont essentielles pour effectuer des calculs précis lors de la conception et de la vérification de la structure.

Tableau II.2 : Attribution des types d'utilisation aux différents niveaux

Niveaux	Exploitation de la surface	Types d'utilisation	Les surcharges d'exploitation (KN/m ²)	Articles du DTR B.C 2.2
RDC	Locaux	Usage commercial	2,5	IV.7.2.1
Étages courants	Logements	Usage habitation	1,5	IV.7.2.1
Plancher terrasse	Terrasse inaccessible	Inaccessible	1,0	IV.7.2.1

II.5.1.1. Charge permanente

A. Plancher terrasse inaccessible

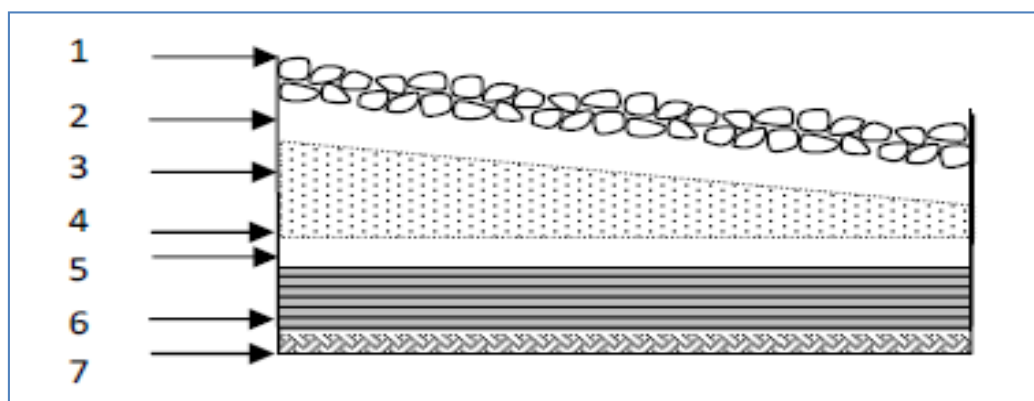


Figure II.5 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible).

Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de plancher terrasse.

N°	Elément	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher DiTo polystyrène	0.20	/	1.70
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.01	10	0.10
G total				4.63

B. Plancher d'étage

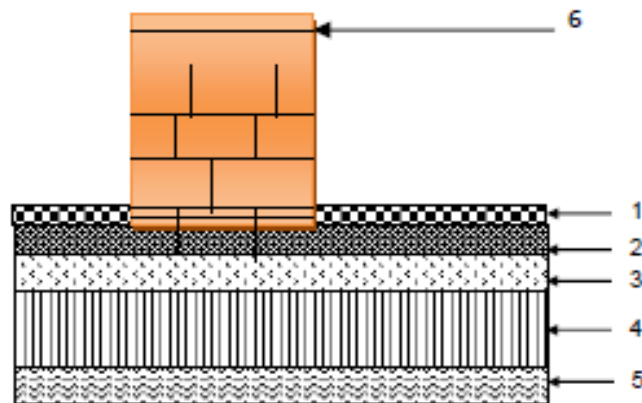


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

❖ Etage à usage d'habitation

Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente de l'étage courant.

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher DiTo polystyrène	0.20	/	1.70
5	Enduit plâtre	0.01	10	0.1
6	Cloison de séparation	0.1	9	0.9
G total				4.08

C. Maçonnerie

❖ Mur extérieur

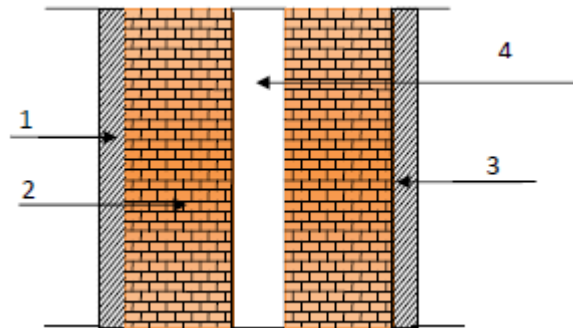


Figure II.7 : Coupe verticale du mur extérieur.

Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique[KN/m ³]	G [KN/m ²]
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse (intérieure et extérieure)	2 x 0.1 = 0.2	9	1.8
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
4	L'âme d'air	0.05	0	0
G total				2.36

❖ Mur intérieur :

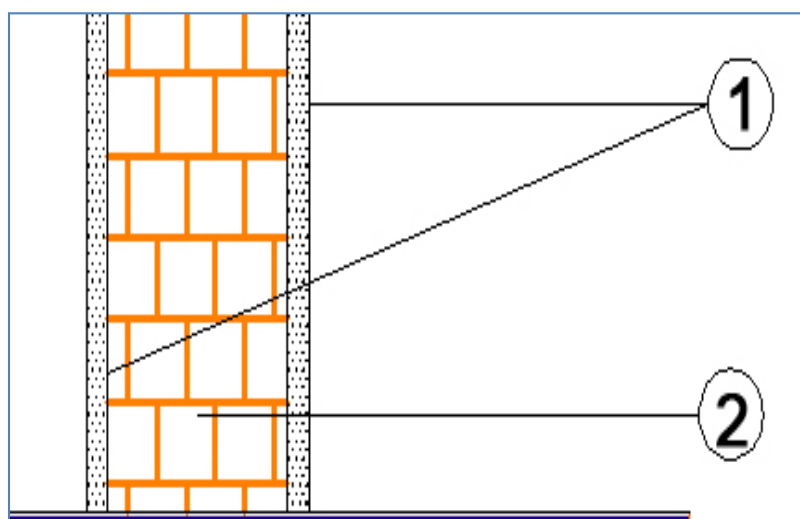


Figure II.8 : Coupe verticale du mur intérieur.

Tableau II.6: Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.

N°	Élément	Épaisseur(m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total				1.3

D. Dalle pleine

❖ **Balcon**

Tableau II.7: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (balcon).

N°	Désignation	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
G total				5.05

❖ **Dalle pleine étage terrasse**

Tableau II.8: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (terrasse).

N°	Élément	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
7	Enduit en plâtre	0.01	10	0.10
G total				6.53

* Nous avons opté pour des planchers DiTo en polystyrène pour plusieurs raisons techniques et considérations économiques. Les planchers DiTo (plancher isolant thermiquement) sont conçus en entrevous légers en polystyrène et confèrent une isolation thermique, en plus de leur facilité d'exécution. Les valeurs de l'épaisseur du plancher (16 + 4) cm avec montage avec table de compression ainsi que son poids propre sont données par le DTR B.C.2.2., annexe VI, C.3. (D).

II.5.2. Charges d'exploitation

Tableau II.9: récapitulatif des surcharges d'exploitations.

Élément	Surcharges [KN/m ²]
Plancher RDC	2.5
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

II.6. Descente de charge

II.6.1. Définition de la descente de charge

La descente de charges consiste en la détermination du cheminement des forces au sein de la structure, depuis leur point d'application initial jusqu'aux fondations. En règle générale, les charges se répartissent en fonction des zones attribuées à chaque élément porteur de la structure, à savoir les poutres, les poteaux ou les voiles. Ces zones spécifiques, délimitant la répartition des charges, sont désignées sous le terme de "surfaces d'influence".

II.6.2. Charges et surcharges revenant au poteau

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (l'un des poteaux les plus sollicités).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau (E,3).

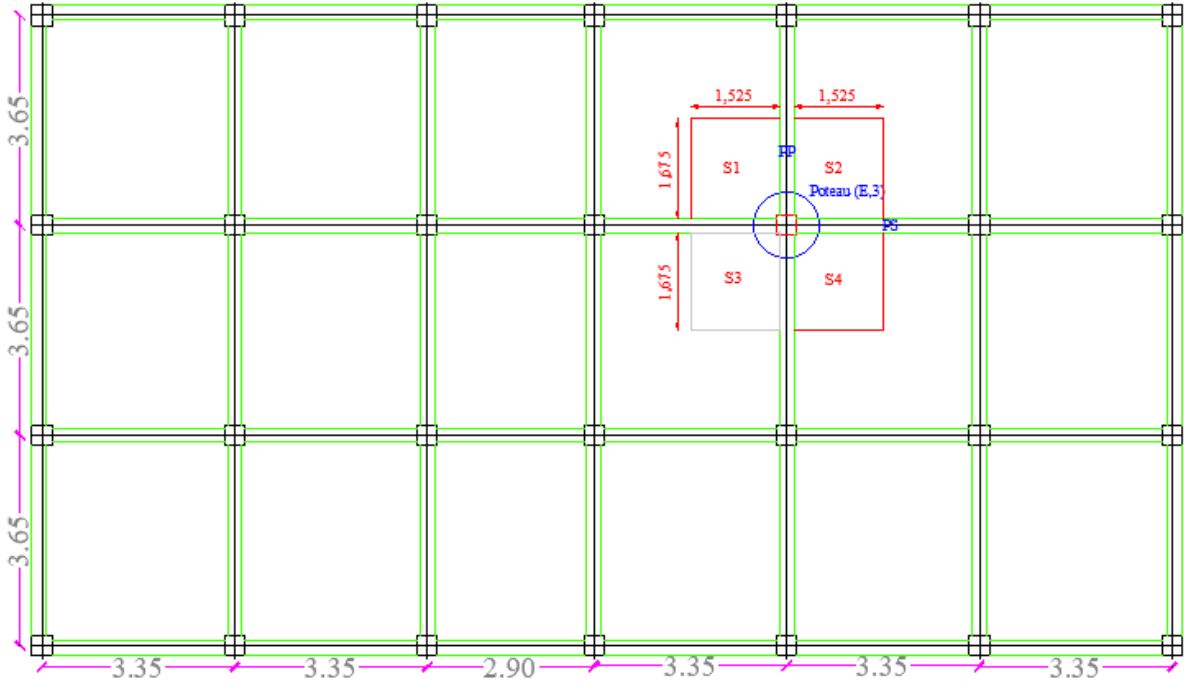


Figure II.9: Position sur le plan du poteau le plus sollicité : axes (E, 3)

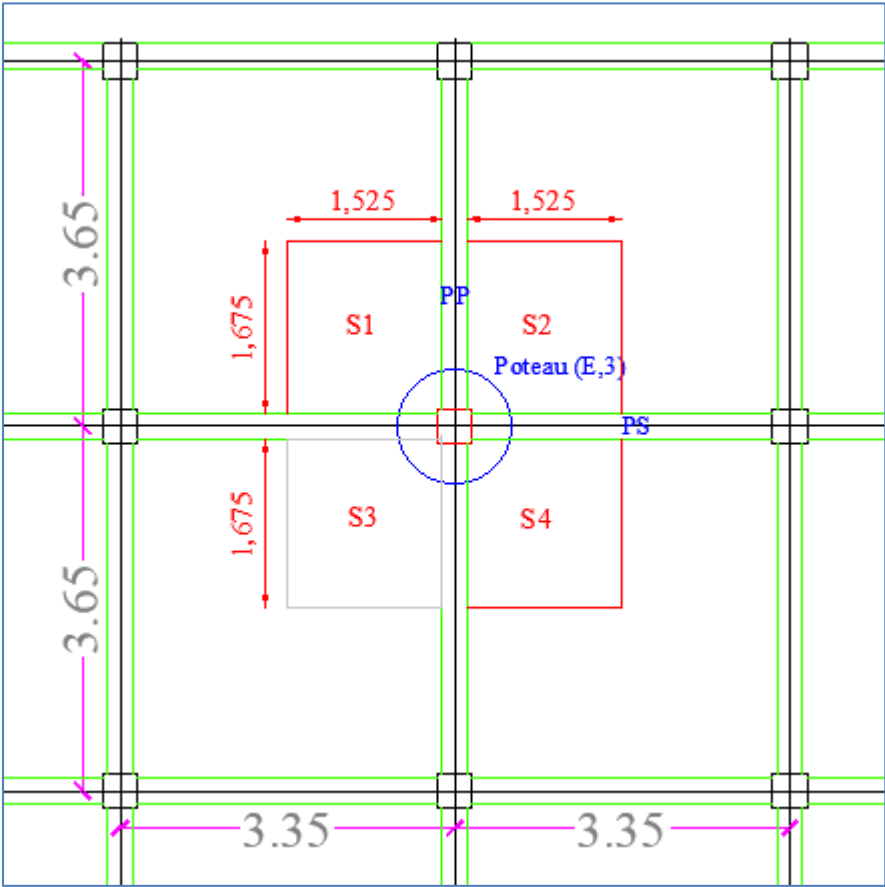


Figure II.10: Surface d'influence du poteau (E, 3).

Surface nette :

$$\text{Avec: } \left\{ \begin{array}{l} S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \\ S_1 = 1.675 \times 1.525 = 2.554 \text{ m}^2 \\ S_2 = 1.675 \times 1.525 = 2.554 \text{ m}^2 \\ S_3 = 1.675 \times 1.525 = 2.554 \text{ m}^2 \\ S_4 = 1.675 \times 1.525 = 2.554 \text{ m}^2 \end{array} \right. \text{ Donc: } S_n = 10.22 \text{ m}^2$$

Surface brute : $(1.675 + 0.30 + 1.675) \times (1.525 + 0.30 + 1.525) = 12.23 \text{ m}^2$

II.6.3. Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence

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

- Plancher terrasse : $P = 4.63 \times 10.22 = 47.32 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant : $P = 4.08 \times 10.22 = 41.70 \text{ KN}$

Pour rappel : Le poids propre du plancher terrasse : $G = 4,63 \text{ KN/m}^2$ (Tableau II.3).

Le poids propre du plancher terrasse : $G = 4,08 \text{ KN/m}^2$ (Tableau II.4).

b. Poutre :

- Poutres principales : $P_{pp} = (0.30 \times 0.40) \times 25 \times 3.35 = 10.05 \text{ KN}$
- Poutres secondaires : $P_{ps} = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 3.05 = 8.01 \text{ KN}$

D'où le poids total : $P = P_{pp} + P_{ps}$

$$P = 10.05 + 8.01 = 18.06 \text{ KN}$$

c. Les poteaux

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA version 2024**, soit $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ pour la zone IV.

- Poids de poteaux :

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.89 \text{ KN}$$

$$G_{RDC} = 0.30 \times 0.30 \times 4.08 \times 25 = 9.18 \text{ KN}$$

d. Surcharge d'exploitation

- **Plancher terrasse :** $Q_0 = 1 \times 12.23 = 12.23 \text{ KN}$
- **Plancher étage courant :** $Q_1 = \dots = Q_5 = 1.5 \times 12.23 = 18.35 \text{ KN}$
- **Plancher RDC :** $Q_2 = 2.5 \times 12.23 = 30.58 \text{ KN}$

II.6.4. Dégression des surcharges d'exploitations

Les dispositions du code BAEL 99 imposent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation, en particulier dans le cas des bâtiments comportant un grand nombre d'étages (ou niveaux), où les utilisations des différents niveaux peuvent être considérées comme indépendantes les unes des autres. Le nombre minimum d'étages requis pour que la loi de dégression soit prise en compte est de cinq (05), ce qui est le cas pour le bâtiment sous examen.

Par conséquent, nous pouvons utiliser la formule recommandée par le DTR B.C 2.2, qui traite des charges permanentes et des charges d'exploitation. La loi de dégression est donc définie de la manière suivante :

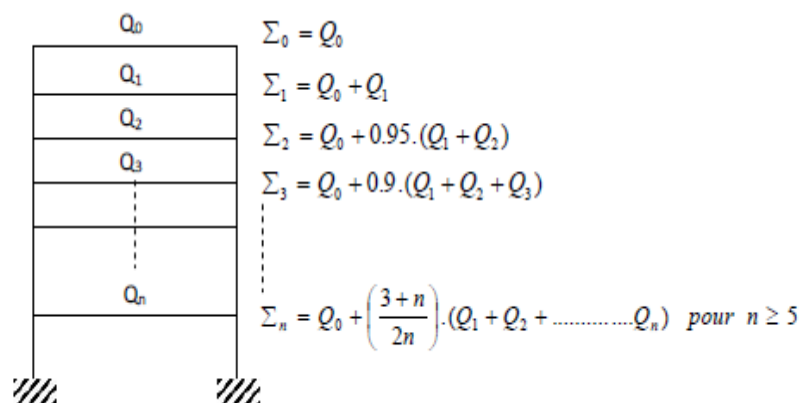


Figure II.11 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Avec : 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.

Coefficients de dégression de surcharges

Tableau II.10: Coefficients de dégression de surcharges.

NIVEAUX	5	4	3	2	1	RDC
COEFFICIENTS	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8

Les surcharges cumulées :

Tableau II.11: Les surcharges cumulées.

Niveaux	Opération
Terrasse	Q_0
4	$Q_0 + Q_1$
3	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
2	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
1	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
RDC	$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Application numérique

Tableau II.12: Résultats des surcharges cumulées.

Niveaux	Opération	Résultats [KN]
5	12.23 KN	12,23
4	$12.23 + 18.35$	30,58
3	$12.23 + 0,95 \times (18.35 \times 2)$	47,10
2	$12.23 + 0,9 \times (18.35 \times 3)$	61,78
1	$12.23 + 0,85 \times (18.35 \times 4)$	74,62
RDC	$12.23 + 0,8 \times (18.35 \times 5)$	85,63

Dimensionnement des poteaux

Tableau II.13 : Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G total (KN)	G cumulé (KN)	Q cumulé (KN)	Ns = Gc + Qc	Smin (cm ²)	Lmin (cm)	S adoptée (cm ²)
Etage 5	47.32	3.45	18.06	68.83	68.83	12.23	81.06	54.04	7.35	30 × 30
Etage 4	41.70	6.89	18.06	66.65	135.48	30.58	166.06	110.71	10.52	30 × 30
Etage 3	41.70	6.89	18.06	66.65	202.13	47.10	249.23	166.15	12.89	35 × 35
Etage 2	41.70	6.89	18.06	66.65	268.78	61.78	330.56	220.37	14.84	35 × 35
Etage 1	41.70	6.89	18.06	66.65	335.43	74.62	410.05	273.37	16.53	40 × 40
RDC	41.70	9.18	18.06	68.94	404.37	85.63	490	326.67	18.07	40 × 40

Remarque : Il est à noter que les sections des poteaux spécifiées dans ce chapitre pourraient être sujettes à des modifications par la suite pour les raisons suivantes :

- Si les sections des armatures requises dans les poteaux sont significativement accrues, il pourrait être nécessaire d'augmenter les sections en béton correspondantes.
- En cas de non-validation de la période de vibration de la structure.

Vérifications de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut procéder à la vérification de l'élancement λ des poteaux :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 ; B.8.3})$$

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$) (BAEL91 modifié 99 ; B.8.3.3.1)

l_0 : hauteur libre du poteau

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

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

I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{0,7 \times l_0 \sqrt{12}}{b} = 2,42 \frac{l_0}{B}$$

Tableau II.14. Vérification des poteaux au flambement

Section des poteaux (cm ²)	$I = \frac{b \times h^3}{12} \times 10^{-2}$ (m ⁴)	$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \times 10^{-2}$ (m)	Lo (m)	Lf (m)	$\lambda = \frac{L_f}{i}$	Vérification
(30x30)	0.0675	8.660	3.06	2.16	24.98	Condition vérifiée
(35x35)	0.1251	10.104	3.06	2.16	21.41	Condition vérifiée
(40x40)	0.2133	11.547	3.06	2.16	18.74	Condition vérifiée
(40x40)	0.2133	11.547	4.08	2.88	24.98	Condition vérifiée

Remarque :

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Conclusion

À ce stade, nous avons réalisé une pré-dimensionnement de tous les éléments structuraux de cet ouvrage. Il est important de noter que les sections obtenues ne sont pas définitives, car elles peuvent être modifiées après la réalisation de l'étude dynamique.

Les principaux résultats obtenus dans ce chapitre, consacré au pré-dimensionnement des éléments, sont les suivants :

- **Plancher à corps creux :** 16+4 cm
- **Dalles pleines :** épaisseur de 15 cm.
- **Poutres :**
 - ✓ Poutres principales : (30x40) cm².
 - ✓ Poutres secondaires : (30x35) cm².
- **Voiles :**
 - ✓ Voile de RDC : 20 cm
 - ✓ Voiles d'étages courants : 20cm
- **Poteaux :**

Niveau	S adoptée (cm ²)
Etage 5	30×30
Etage 4	30×30
Etage 3	35×35
Etage 2	35×35
Etage 1	40×40
RDC	40×40

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des éléments secondaires ou non-structuraux présents dans notre construction. Ces éléments ne contribuent pas au contreventement de la structure, ne remplissent donc pas une fonction porteuse et ne participent pas à la reprise des sollicitations sismiques. Ces éléments seront dimensionnés selon les prescriptions du BAEL91 modifié 99 ainsi que les exigences du RPA version 2024 en termes des ferrillages minimaux ou maximaux et des dispositions constructives. Les éléments pris en compte dans ce calcul comprennent :

1. L'acrotère ;
2. Le plancher à corps creux ;
3. Le balcon en dalle pleine ;
4. L'escalier ;
5. La poutre palière ;

1. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de protection qui se trouve au niveau supérieure de l'ouvrage sur tout le périphérique, il forme une paroi, contre toute chute, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ kN/ml}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1m de largeur.

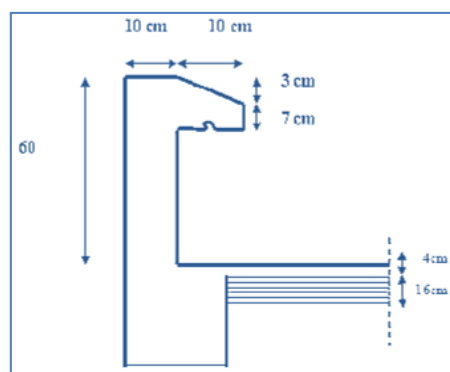


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

1. 1. Détermination des sollicitations

1.1.1. Le chargement

- La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit / $G = p \cdot S$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.60 \times 0.10 + 0.10 \times 0.07 + \frac{0.10 \times 0.03}{2} \right] = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation horizontale

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

1.1.2. Calcul des sollicitations

- Effort tranchant dû à la poussée latérale T : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1,7125 \text{ KN}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = T \cdot H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

1.1.3. Diagramme des efforts

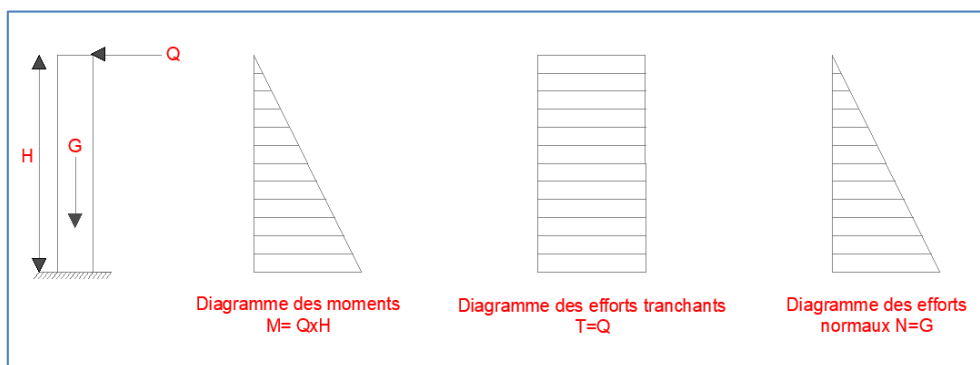


Figure III.2: Diagrammes des efforts internes.

1.2. Combinaisons de charges

1.2.1. A l'ELU

La combinaison de charge est : $1.35 G + 1.5 Q$

- Effort normal : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN}$
- Moment de renversement : $M_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.ml}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

1.2.2. A l'ELS

La combinaison de charge est : $G + Q$

- **Effort normal:** $N_s = 1,7125 \text{ KN}$
- **Moment de renversement:** $M_s = 1 \text{ KN.m}$
- **Effort tranchant :** $T_s = T = 1 \text{ KN}$

1.3. Ferrailage

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u) , puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s) .

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre.

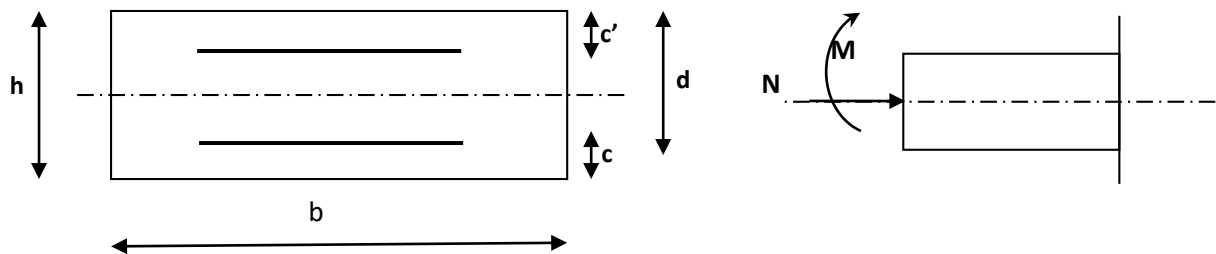


Figure III.3: La section d'armature

Avec h : Epaisseur de la section ($h = 10 \text{ cm}$).

b : Largeur de la section ($b = 100 \text{ cm}$).

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

d : Hauteur utile ($h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$).

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

1.3.1. Calcul des armatures à l'ELU

1.3.1.1. Calcul de l'excentricité à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,50}{2,312} = 0,65 \text{ m} = 65 \text{ cm}$$

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

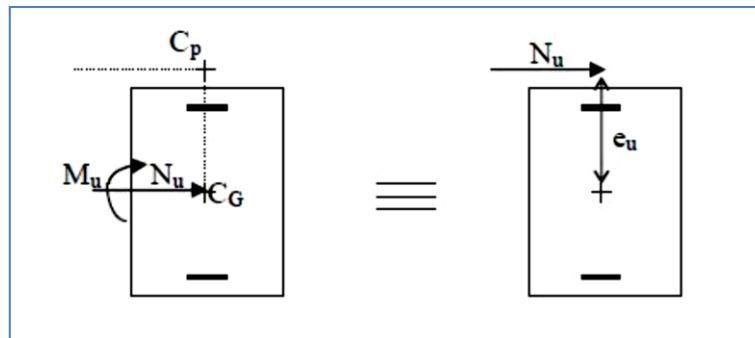


Figure III.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$\frac{h}{2} - c > e_u \Rightarrow$ Le centre de pression (**Cp**) se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée (**SPC**).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

1.3.1.2. Calcul de la section d'armatures en flexion simple

a. Calcul du moment fictif : $M_{fu} = N_u \cdot a$

Avec a : distance entre « Cp » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$a = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$a = 0.65 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0,68 \text{ m}$$

$$M_{fu} = N_u \cdot a = 2,312 \times 0,68 = 1.57 \text{ KN.m}$$

b. Calcul du moment réduit μ : $\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

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

$$\mu = \frac{1.57 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0173$$

$\mu = 0.0173 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée **SSA**

Remarque : La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Asc = 0.

Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.0173 \rightarrow \beta = 0.991$

c. Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{1.57 \times 10^3}{0.991 \times 8 \times 348} = 0.57 \text{ cm}^2$$

d. La section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_U = A_F - \frac{N_U}{\sigma_{st}}$$

$$A_U = 0.57 - \frac{2.312 \times 10}{348} = 0.50 \text{ cm}^2$$

1.3.2. Vérifications à l'ELU

1.3.2.1. Vérification de la condition de non fragilité (A.4.2,1 BAEL91 modifié 99) :

$$A_U \geq A_{MIN}$$

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.695 \cdot d}{e_s - 0.127 \cdot d} \right]$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1}{1.7125} = 0.584 \text{ m} = 58.40 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } A_{MIN} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{58.4 - 0.695 \times 8}{58.4 - 0.127 \times 8} \right] = 0.89 \text{ cm}^2$$

$$A_U = 0.50 \text{ cm}^2 < A_{MIN} = 0.89 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale :

$$A_u < A_{min} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2$

Avec : Un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

1.3.2.2. Armatures de répartition

$$A_R = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4}$$

$$A_R = \frac{2,01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_R = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01\text{cm}^2$

Avec : Un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

1.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement) (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

Avec : V_u : effort tranchant.

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1.3.2.4. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 BAEL /91 modifié 99)

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10,04 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 80 \times 100,4} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

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

$\tau_{se} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1.3.2.5. Espacement des barres

- **Armatures principales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1.3.2.6. Ancrage des barres (A.6.1, 23..BAEL91 / modifiée 99)

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

D'où : $L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$

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

1.3.3. Vérifications à L'ELS

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considéré comme très préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

1.3.3.1. La contrainte dans acier

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

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{266.67; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec : $M_s = 1 \text{ KN.m}$

$$A_u = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \rightarrow \beta_1 = 0,920 \rightarrow K_1 = 47,50$$

$$\sigma_{st} = \frac{1 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 67,60 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 67,60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

1.3.3.2. La contrainte dans le béton

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47,50} \times 67,60 = 1,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : Les conditions étant vérifiées ; donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié et sera maintenu à L'ELS.

1.3.4. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p. \left(1 + \frac{3hz}{H}\right).W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))

A= 0,20 (zone IV ; groupe d'usage 2).

I: Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))

I=1

S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))

S=1,20

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))

C_p=0.8

W_p : Poids de l'élément considéré

$$W_p = 1.7125 \text{ kn/ml}$$

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

$$H = 19.98 \text{ m}$$

hz : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

$$hz = 19.98 \text{ m}$$

D'où :

$$F_{pk} = (0.20 \times 1 \times 1.20) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 19.98}{19.98}\right) \times 1.7125 = 1.3152 \text{ kn/ml}$$

$$F_{pk} < Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

La condition étant vérifiée et l'acrotère étant déjà calculé avec un effort horizontal $Q = 1.5 \text{ KN/ml}$ qui est supérieur à la force sismique, donc le calcul au séisme n'est pas nécessaire.

Conclusion

Ferrailage adopté : Armatures principales : **4HA8/ml = 2,01 cm²** avec : **S_t = 25 cm**

Armatures de répartition : **4HA8/ml = 2,01 cm²** avec : **S_t = 25 cm**

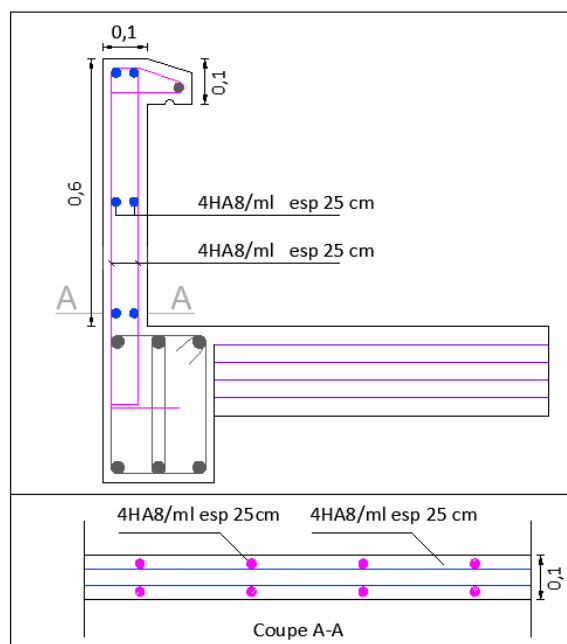


Figure III.5: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

2. Plancher en corps creux

La structure comporte des planchers en corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal (le sens de la petite portée) et sur lesquelles repose le corps creux.

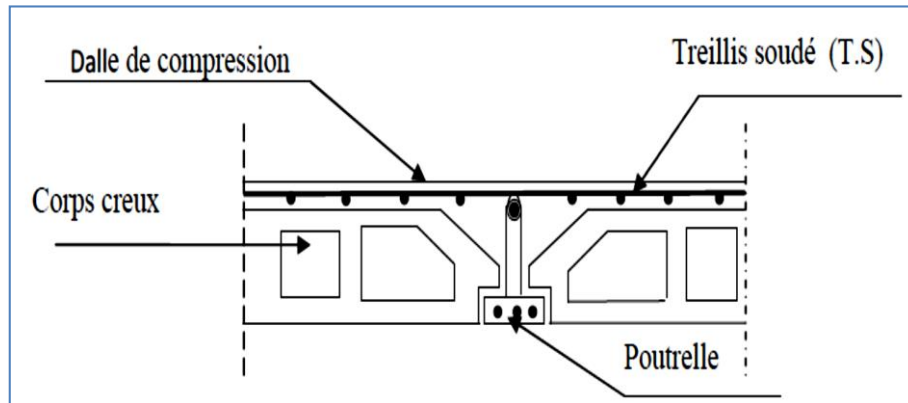


Figure III.6 : Coupe verticale sur un plancher en corps creux.

Les poutrelles sont des sections en T, distantes de **65 cm** 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.

2.1. Etude de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place et sera armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520, $\phi \leq 6$**) d'élasticité **$F_e = 520$ MPa** ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 modifiée 99 (Art : B.6.8, 423).

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

2.1.1. Armatures perpendiculaires aux nervures

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l'}{f_e} ; (50 \leq l' \leq 80 \text{ cm})$$

Avec :

l' : la distance entre axes des poutrelles; ($l' = 65 \text{ cm}$).

F_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa.

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

Soit : $A_{\perp} = 5 \Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec : Un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

2.1.2. Armatures parallèle aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5 \Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion

Finalement, nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de diamètre $\phi 5$ et de mailles (200 x 200) mm².

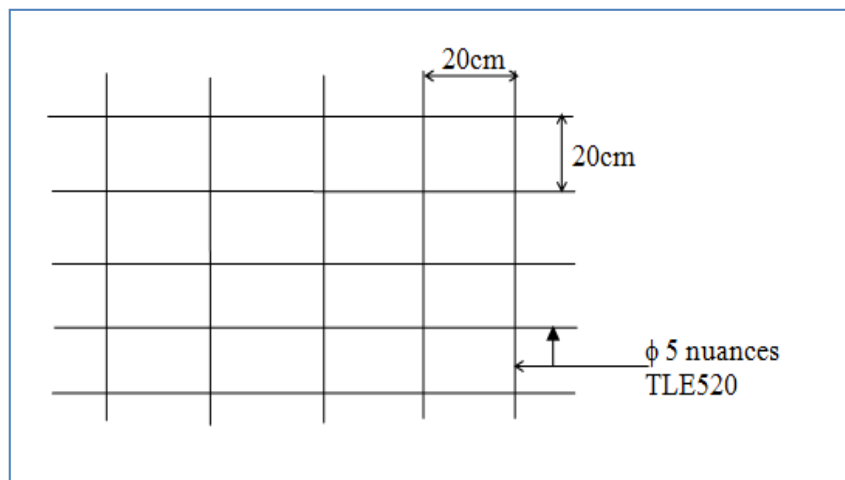


Figure III.7 : Treillis soudé de (20x20) cm².

2.2 Etude de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives (voisine).

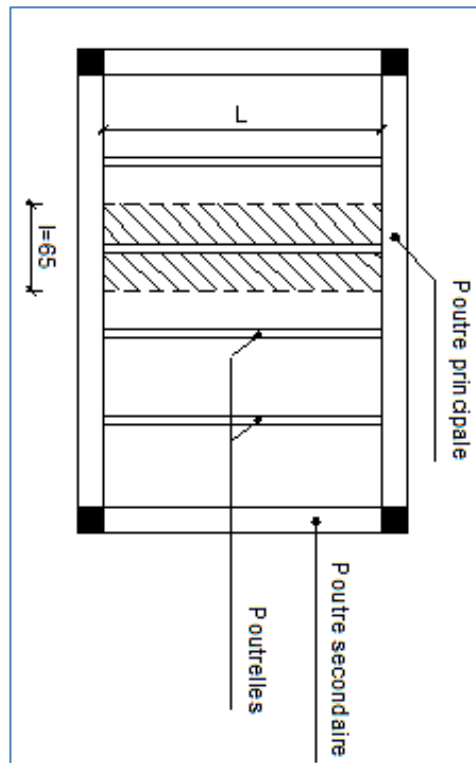


Figure III .8 : Vue en plan de plancher a corps creux.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

2.2.1. Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

2.2.1.1. Les charges et surcharges

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Poids total: $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

2.2.1.2. Ferrailage à l'ELU

❖ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5(1) = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

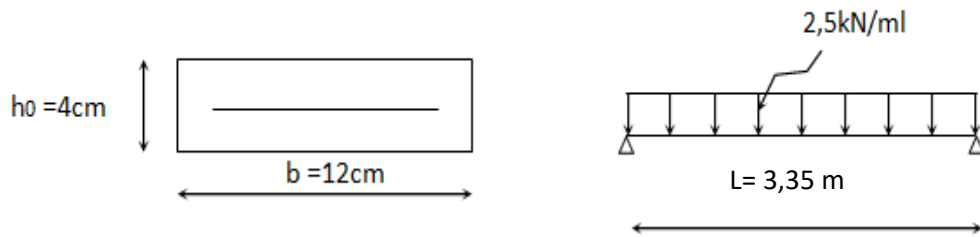


Figure III.9 : schéma statique de la poutrelle.

Avec : L : longueur de la plus grande portée libre dans le sens des poutrelles.

- Le moment max en travée : $M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.35)^2}{8} = 3.50 \text{ KN.m}$

- L'effort tranchant max : $T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.50}{2} = 4.37 \text{ kN}$

- ❖ Calcul d'armatures : $\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

Avec : $b = 12 \text{ cm}$.

$h = 4 \text{ cm}$.

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$. → (d : hauteur utile et c : l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$).

Donc : $\mu = 10.27$

$\mu = 10.27 > \mu_l = 0.392$ → la section est doublement armée (SDA).

Conclusion

Il est impossible de disposer deux nappes d'armatures car la hauteur de la poutrelle est faible, alors il faut prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

2.2.1.3. Calcul de la distance entre étais

D'abord en calcul le moment limite qui correspond à une S.S.A :

$$M_L = \mu_L \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,12 \times (0,02)^2 \times 14,2 \times 10^3 = 0,267 \text{ KN.m}$$

$$M_L = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8xM_L}{q_u}} = \sqrt{\frac{8x0,267}{2,50}} = 0,924m$$

On dispose alors 4 étais de distance égale à 0,90 m entre chaque deux étais successifs dans les deux directions. Ainsi, on prévoit donc 4 étais / m².

2.2.2. Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple. Un cas d'étude est considéré.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

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.

2.2.2.1. Dimensionnement de la poutrelle

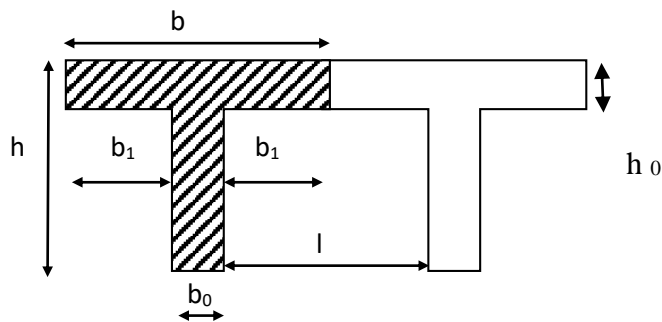


Figure III.10 : Dimensions de la poutrelle.

Avec :

h : hauteur de la poutrelle (**16+4 plancher**).

h₀ : hauteur de la dalle de compression (**h₀ = 4 cm**).

b₀ : largeur de la nervure (**b₀ = 12 cm**).

l₀ : Distance entre axe des poutrelles (**l₀ = 65 – 12 = 53cm**).

l : portée libre entre nus. ($l = 335\text{cm}$).

b_1 : largeur de l'ourdis à prendre en compte de chaque cote de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-après :

$$b_1 \leq \frac{l_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \frac{l}{10} = \frac{335}{10} = 33.5 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{335}{2} = 111.67 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \text{Min}(26.5, 33.5, 111.67) = 26.5 \text{ cm}$$

Donc : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$.

b : largeur de la table de compression.

$$\text{Soit : } b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

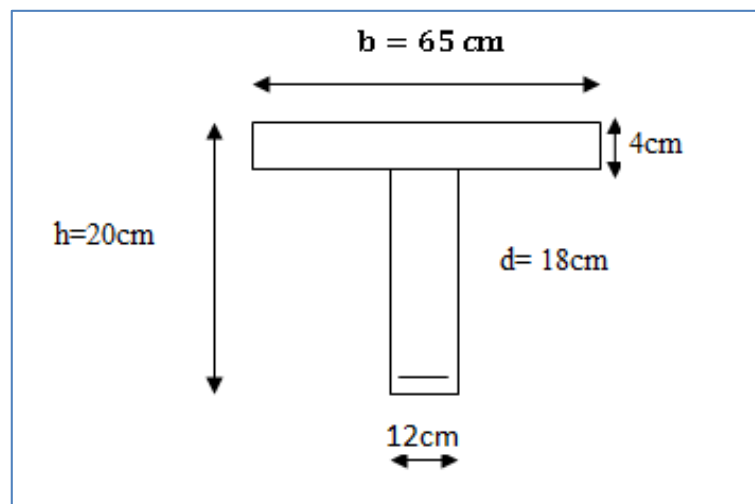


Figure III.11: Coupe transversale de la poutrelle.

2.2.2.2. Evaluation des charges

❖ Charges permanentes

Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$G = 4.08 \times 0.65 = 2.652 \text{ KN/ml.}$$

❖ Charges d'exploitations

Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml.}$$

2.2.2.3. Combinaison d'actions

Plancher étage courant (usage d'habitation) :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 3.58 + 2.44 = 6.02 \text{ KN/ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q = 2.652 + 1.625 = 4.28 \text{ KN/ml.}$

2.2.2.4. Choix de la méthode de calcul

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode des trois moments.
- La méthode de Caquot.

2.2.2.5. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- 1) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

$$\text{Plancher étage courant (usage d'habitation) : } Q \leq \max\{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 4.08 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{8.16 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 8.16 \text{ KN/m}^2 . \quad \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. →

Condition vérifiée.

- 3) Le rapport de deux portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25 :

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

$$\frac{3.50}{3.50} = 1 \quad \rightarrow \quad 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion

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

2.2.2.6. Principe de la méthode

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

a) Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} ; \text{ avec : } 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée l que la travée considérée est soumise au mêmes charges.

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

M_w : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

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

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

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

- $0.6 M_0$: pour une poutre à deux travées.

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

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

Avec

l : Longueur de la travée considérée.

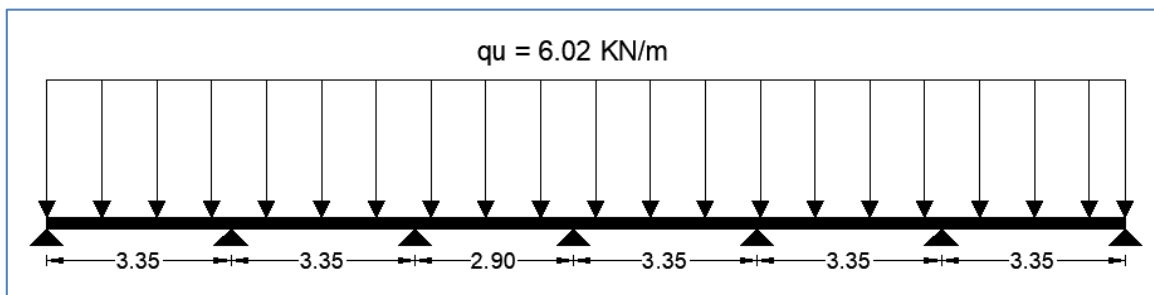
$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques.

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

b) Application de la méthode

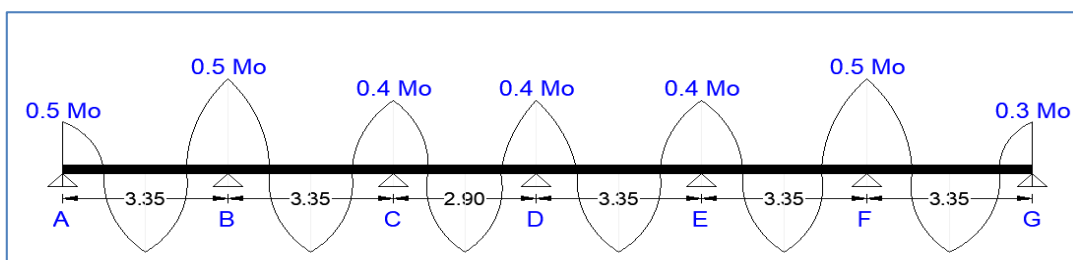
Dans notre cas, le plancher est à usage d'habitation. Il est composé de six travées comme représentée dans le schéma si dessous :



c) Combinaison de charge à l'ELU

$$q_u = (1.35G+1.5Q) \times 0.65 = (1,35 \times 4.08 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = \mathbf{6.02 \text{ KN/ml.}}$$

d) Calcul des sollicitations à E.L.U



Calcul de moment isostatique

$$M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8}; l_1 = 3,35 \text{ m} \rightarrow M_{01} = 7.07 \text{ KN.m}$$

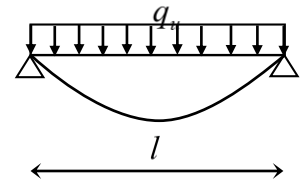
$$M_{02} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3,35 \text{ m} \rightarrow M_{02} = 7.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 2.90 \text{ m} \rightarrow M_{03} = 5.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3.35 \text{ m} \rightarrow M_{04} = 7.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3.35 \text{ m} \rightarrow M_{05} = 7.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3.35 \text{ m} \rightarrow M_{06} = 7.07 \text{ KN.m}$$



Calcul des moments sur appuis

$$\mathbf{MA} = 0,3M_{01} = 0,3 \times 7.07 = \mathbf{2.12 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MB} = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \text{Max}(7.07 ; 7.07) = \mathbf{3.54 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MC} = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \text{Max}(7.07; 5.30) = \mathbf{2.83 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MD} = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{02}) = 0,4 \text{Max}(5.30; 7.07) = \mathbf{2.83 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{ME} = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{01}) = 0,4 \text{Max}(7.07; 7.07) = \mathbf{2.83 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MF} = 0,5 \text{Max} (M_{02}; M_{01}) = 0,5 \text{Max} (7.07; 7.07) = \mathbf{3.54 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MG} = 0,3M_{01} = 0,3 \times 7.07 = \mathbf{2.12 \text{ KN.m}}$$

Calcul des moments en travée

Les rapports des charges :

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

Dans le cas d'une travée intermédiaire : $\frac{1+0,3\alpha}{2}$.

Dans le cas d'une travée de rive : $\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.625}{2.652+1.625} = 0.379 \quad \text{avec :} \quad 0 < \alpha = 0.379 < \frac{2}{3}$$

Tableau III.1: Rapport de charges.

α	$1+0.3\alpha$	$\frac{1+0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$
0.379	1.1137	0.556	0.656

Étude de la travée AB :(travée de rive)

$$M_{tAB} \geq \max \left[\left(\max [(1+0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2} \right); \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \right]$$

$$Mt AB \geq \text{Max} (5.044 ; 4.644) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt AB = 5.044 \text{ KNm}$$

Étude de la travée BC :(travée intermédiaire)

$$M_{tBC} \geq \max \left[\left(\max [(1+0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2} \right); \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_{02} \right]$$

$$Mt BC \geq \text{Max} (4.689 ; 4.644) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt BC = 4.689 \text{ KNm}$$

Etude de la travée CD :(travée intermédiaire)

$$M_{tCD} \geq \max \left[\left(\max [(1+0.3\alpha)M_{03}; 1.05M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2} \right); \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_{03} \right]$$

$$Mt CD \geq \text{Max} (3.073 ; 2.951) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt AB = 3.073 \text{ KNm}$$

Etude de la travée DE :(travée intermédiaire)

$$M_{tDE} \geq \max \left[\left(\max [(1+0.3\alpha)M_{04}; 1.05M_{04}] - \frac{M_D + M_E}{2} \right); \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_{04} \right]$$

$$Mt DE \geq \text{Max} (5.043 ; 3.937) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt AB = 5.043 \text{ KNm}$$

Etude de la travée EF :(travée intermédiaire)

$$M_{tEF} \geq \max \left[\left(\max \left[(1 + 0.3\alpha)M_{05}; 1.05M_{05} \right] - \frac{M_E + M_F}{2} \right); \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{05} \right]$$

$$M_{tEF} \geq \text{Max} (4.689 ; 3.937) \text{ KNm} \quad ; \quad M_{tAB} = 4.689 \text{ KNm}$$

Etude de la travée FG :(travée de rive)

$$M_{tFG} \geq \max \left[\left(\max \left[(1 + 0.3\alpha)M_{06}; 1.05M_{06} \right] - \frac{M_F + M_G}{2} \right); \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{06} \right]$$

$$M_{tFG} \geq \text{Max} (5.043 ; 3.937) \text{ KNm} \quad ; \quad M_{tAB} = 5.043 \text{ KNm}$$

Calcul des efforts tranchants :

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

$$v_i = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \quad v_{i+1} = \frac{-q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Pour la poutre continue reposant sur 07 appuis :**Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_A = \frac{5.04 \times 3.35}{2} + \frac{3.54 - 2.12}{3.35} = 8.866 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_B = -\frac{5.04 \times 3.35}{2} + \frac{3.54 - 2.12}{3.35} = -8.018 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_B = \frac{5,04 \times 3,35}{2} + \frac{(2,83 - 3,54)}{3,35} = 8,230 \text{KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_C = -\frac{5,04 \times 3,35}{2} + \frac{(2,83 - 3,54)}{3,35} = -8,654 \text{KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}}$$

$$T_C = \frac{5,04 \times 2,90}{2} + \frac{2,83 - 2,83}{2,90} = 7,308 \text{KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}}$$

$$T_D = -\frac{5,04 \times 2,90}{2} + \frac{2,83 - 2,83}{2,90} = -7,308 \text{KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}}$$

$$T_D = \frac{5,04 \times 3,35}{2} + \frac{2,83 - 2,83}{3,35} = 8,442 \text{KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}}$$

$$T_E = -\frac{5,04 \times 3,35}{2} + \frac{2,83 - 2,83}{3,35} = -8,442 \text{KN}$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}}$$

$$T_E = \frac{5,04 \times 3,35}{2} + \frac{3,54 - 2,83}{3,35} = 8,654 \text{KN}$$

$$T_F = -\frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}}$$

$$T_F = -\frac{5,04 \times 3,35}{2} + \frac{3,54 - 2,83}{3,35} = -8,230 \text{KN}$$

Travée FG :

$$T_F = \frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}}$$

$$T_F = \frac{5,04 \times 3,35}{2} + \frac{2,12 - 3,54}{3,35} = 8,018 \text{KN}$$

$$T_G = -\frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}}$$

$$T_G = -\frac{5,04 \times 3,35}{2} + \frac{2,12 - 3,54}{3,35} = -8,866 \text{KN}$$

2.2.2.7. Les sollicitations pour à L'E.L.U

Appuis	Efforts tranchants (KN)	Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)
a		8.866	2.12
b	-8.018	8.230	3.54
c	-8.654	7.308	2.83
d	-7.308	8.442	2.83
e	-8.442	8.654	2.83
f	-8.230	8.018	3.54
g	-8.866		2.12

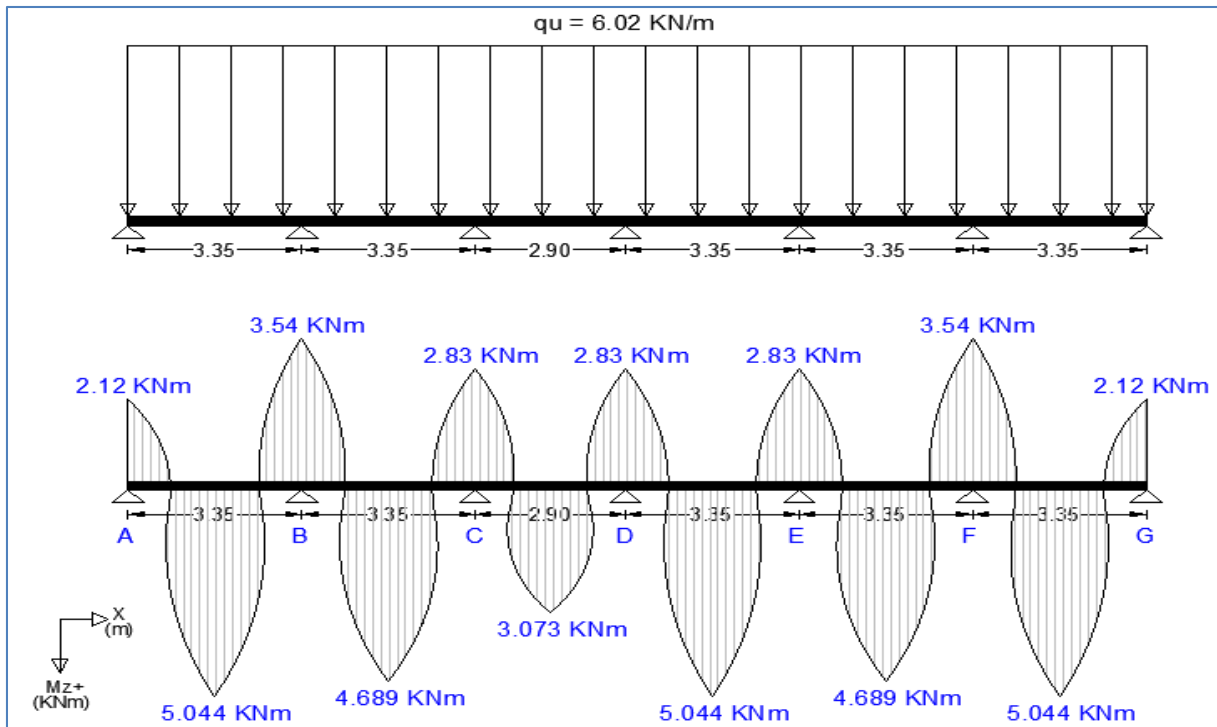


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (plancher)

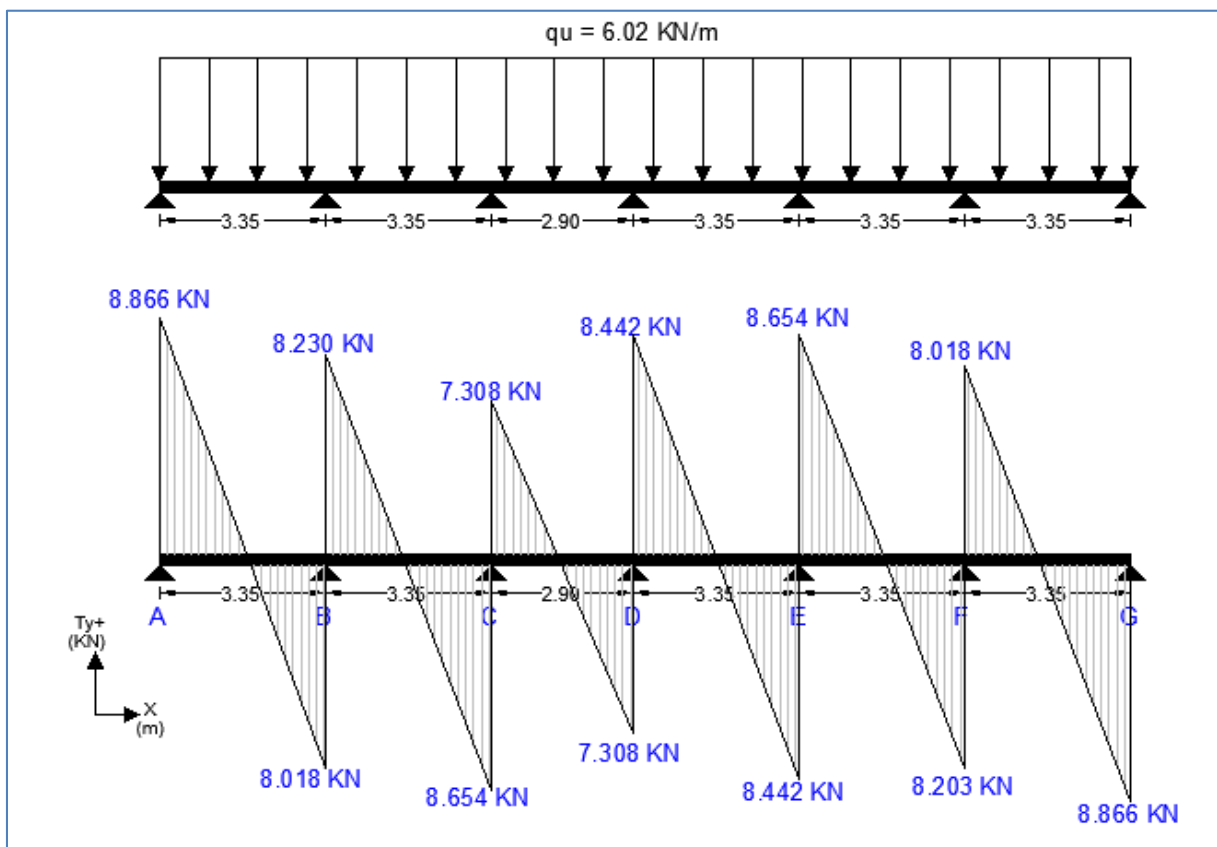


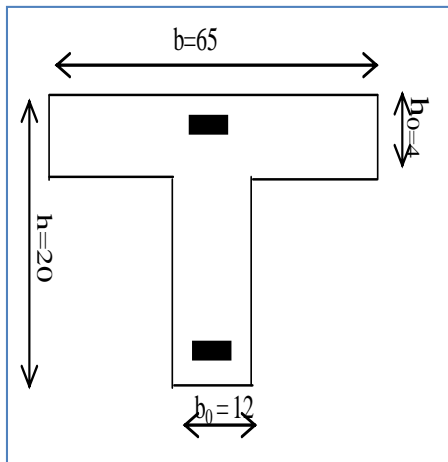
Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (plancher)

2.2.2.8. Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont : $M_t^{\max} = 5.044 \text{ KN.m}$

$$M_a^{\max} = 3.54 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures longitudinales : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$



a) Armatures En Travée :

Le moment qui peut être repris par la table de compression avec : $M_t^{\max} = 5.044 \text{ KN m}$

$$M_0 = bh_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 5.044 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.044 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,044 \cdot 10^3}{0,992 \cdot 18 \cdot 348} = 0.81 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad A_t = 0,81 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2HA10/ml = 1,57cm^2$

b) Armatures Aux Appuis

$M_a^{\max} = 3,54KN\ m$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,54 \cdot 10^3}{12 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0,064 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,064 \rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,54 \cdot 10^3}{0,967 \cdot 18 \cdot 348} = 0,58cm^2 \rightarrow A_a = 0,58cm^2$$

On adopte : $1HA10/ml = 0,79cm^2$

2.2.2.9. Vérifications à l'E L U

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL91)

$$A \geq A_{\min} \rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

❖ En travée :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,57cm^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Sur appuis :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,79cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement): (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{8,866.10^3}{120.180} = 0.410 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right\} \text{ fissurations non préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,410 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(Art A.6.1.3/BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres alors Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 d \sum u}$$

$$\text{avec: } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (2 \times 10) = 62.8 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{8,866 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 0,871 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,871 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Longueur de scellement droit :(Art A.6.1,22)

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets $L_a = 0,4 L_s$ **BAEL 91 [Art. A.6.1]**

$$L_a = 0,4L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

On prend $L_a = 20 \text{ cm}$

e) Influence de l'effort tranchant

❖ Sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91)

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 \times d \times b_0 \rightarrow T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

Appui intermédiaire : $T_{\max} = 8,654 \text{ KN} \leq 129,6 \text{ KN}$. **Condition vérifiée.**

Appui de rive : $T_{\max} = 8,866 \text{ KN} \leq 129,6 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

❖ Sur l'acier

Appuis intermédiaire : (Art A.5. 1, 321/BAEL91)

D'après (l'Art A.5. 1, 321) du BAEL91, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0,9.T_u.d$, alors on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égale a :

$$T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9.d}$$

$$\text{On a : } 0,9.T_u.d = 0,9 \times 8,654 \times 0,18 = 1,402 \text{ KN.m}$$

$M_u = 3,54 \text{ KN.m} > 0,9.T_u.d = 1,402 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant T_u d'ancrer la nappe d'armature inférieur suffisante avec sa longueur de scellement.

$$\text{Il faut vérifier cette condition : } A_{\text{stadopté}} > A_{\text{s tan crer}} = \frac{T_u^{\max}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ tan crer}} = \frac{T_u^{\max}}{f_e} = \frac{8,866.10^3}{348.10^2} = 0,255 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ adopté}} = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ tan crer}} = 0,255 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes.

f) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (Art A.5. 1, 322/BAEL91)

Il faut vérifiée cette condition : $\sigma_{bc} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 0,9d} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 0,9d} = \frac{(8,654) \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 0,445 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :(Art A.5.3,2/BAEL91)

$$S = \frac{V_u}{z} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{S}{h_0} = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0}$$

Alors pour assurer la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme, il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{8,654 \times 10^3 \cdot (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,544 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciables: $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,544 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

h) Calcul des armatures transversales : (Art.A.7.2.2 / BAEL91)

Le rôle des armatures transversales est de reprendre les sollicitations due à l'effort tranchant

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

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,0\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte : $2\phi 6/ml \rightarrow A_t = 0,56\text{cm}^2$

i) Espacement max des armatures transversales :(Art. A .5.1, 22/ BAEL 91)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \rightarrow \quad S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

Calcul de l'écartement initial :(en appliquant la méthode forfaitaire de Caquot) :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28})}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Cadres droits $\Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$.

K=1 dans le cas général.

$2\phi 6=0,56 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}) \cdot b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,8 \times 0,56 \times 400}{(0,544 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 12} = -173,64 \text{ cm}$$

St étant très petit on prendra un espacement raisonnable S_{t0} dans la série de Caquot :

7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 25 ; 35 (cm).

\Rightarrow On prend : $S_t = 16\text{cm}$

Le premier cours des armatures transversales est placé à une distance du nu d'appui au plus égale à la moitié de l'écartement initiale.

\Rightarrow On prend : $S_{t0} = 8\text{cm}$

j) Pourcentage minimum des armatures transversales :(Art 5.1,22/BAEL91)

Il faut vérifiée cette condition : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,4b_0S_t}{f_e}$

$$A_{min} = \frac{0,4 \times 12 \times 16}{400} = 0,192 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 0,56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,192 \text{ cm}^2$$

Conclusion

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers de $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$, avec un espacement constant de $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

2.2.2.10. Vérifications à l'ELS

Pour les calculs à L'E.L.S, on peut utiliser une méthode simplifiée pour la détermination des sollicitations ; cette dernière consiste à tirer un coefficient de minoration du rapport $\beta = \frac{q_s}{q_u}$ et on multiplie les moments et les efforts tranchants par ce coefficient qui nous donne les valeurs des sollicitations.

a) Combinaison de charge a l'ELS :

$$q_s = (G+Q) \times 0,65 = (2.652+1.625) \times 0,65 = 2.780 \text{ KN/ml.}$$

b) Calcul des efforts internes

Après application de la méthode forfaitaire (exposée précédemment), on obtient les valeurs des moments données ci- dessous sous forme de diagrammes.

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.02 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_s = G+Q = q_s = 4.277 \text{ KN/ml}$$

$$\beta = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.277}{6.02} = 0.710$$

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

$$M_{01} = \frac{4.277 \times (3.35)^2}{8} = 5.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{4.277x(3.35)^2}{8} = 5.10KN.m$$

$$M_{03} = \frac{4.277x(2.90)^2}{8} = 4.50KN.m$$

$$M_{04} = \frac{4.277x(3.35)^2}{8} = 5.10KN.m$$

$$M_{05} = \frac{4.277x(3.35)^2}{8} = 5.10KN.m$$

$$M_{06} = \frac{4.277x(3.35)^2}{8} = 5.10KN.m$$

Les sollicitations à L'E.L.S

Tab III-2 : Efforts internes des poutrelles de l'étage de service à l'ELS

Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)
<i>a</i>		6.295	1.505	3.581
<i>b</i>	-5.692	5.843	2.513	
<i>c</i>	-6.144	5.189	2.009	3.329
<i>d</i>	-5.189	5.994	2.009	2.182
<i>e</i>	-5.994	6.144	2.009	3.581
<i>f</i>	-5.843	5.693	2.513	3.329
<i>g</i>	-6.295		1.505	3.581

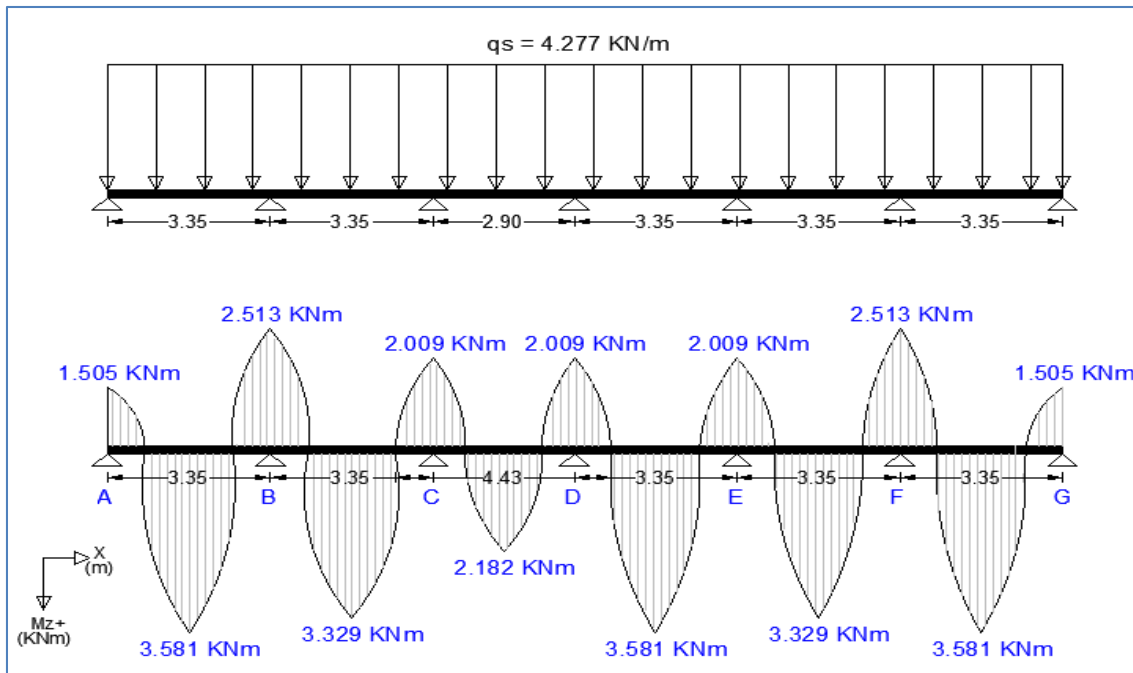


Figure III.14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (plancher)

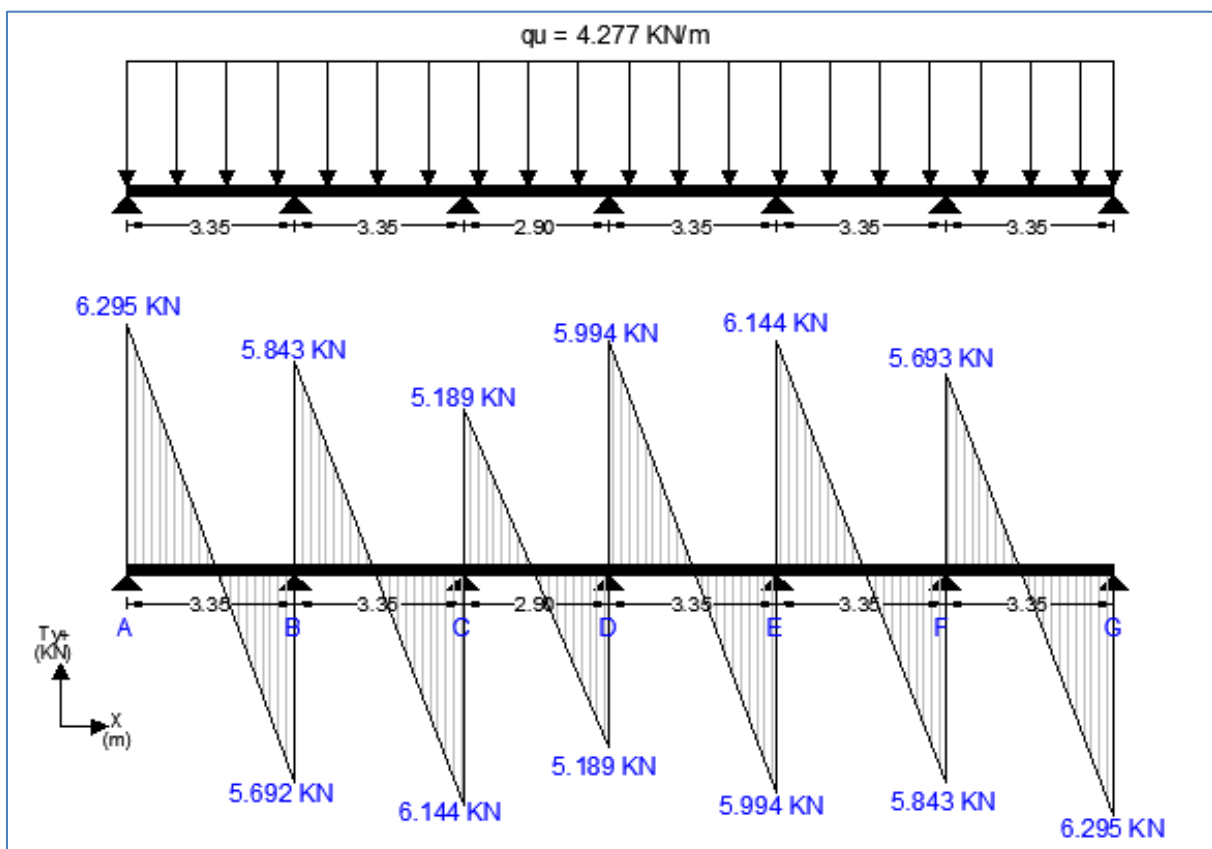


Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants ELS (plancher)

c) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

d) Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/BAEL91)

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec: } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

• **En travée**

Contrainte dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} ; M_s = 3.581 \text{ KN.m} ; A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \quad \rightarrow \quad \rho_1 = 0.727 \rightarrow k_1 = 25.32 \rightarrow \beta_1 = 0.876$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.581 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 144.653 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 144.653 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{144.653}{25.32} = 5.713 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.713 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur appuis :**

Contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 0.79}{12 \times 18} = 0.366$$

$$\rho_1 = 0,366 \Rightarrow k_1 = 38.19 \Rightarrow \beta_1 = 0.906$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_s} = \frac{2.513 \times 10^6}{0.906 \times 18 \times 0.79 \times 10^3} = 195.058 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 195.058 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 x f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{195.058}{38.19} = 5.108 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.108 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) **État limite de déformation :(Art.B.6.8,424/BAEL91)**

D'après les règles du BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si la poutre est associée à un hourdis et si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A_t}{b_0 x d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{335} = 0,060 > \frac{1}{22.5} = 0,044 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 x d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 x d} < \frac{3,6}{f_e}$$

$$\frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{3.581}{15 \times 5.10} = 0.047 \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{355} = 0,060 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont toutes vérifiées.

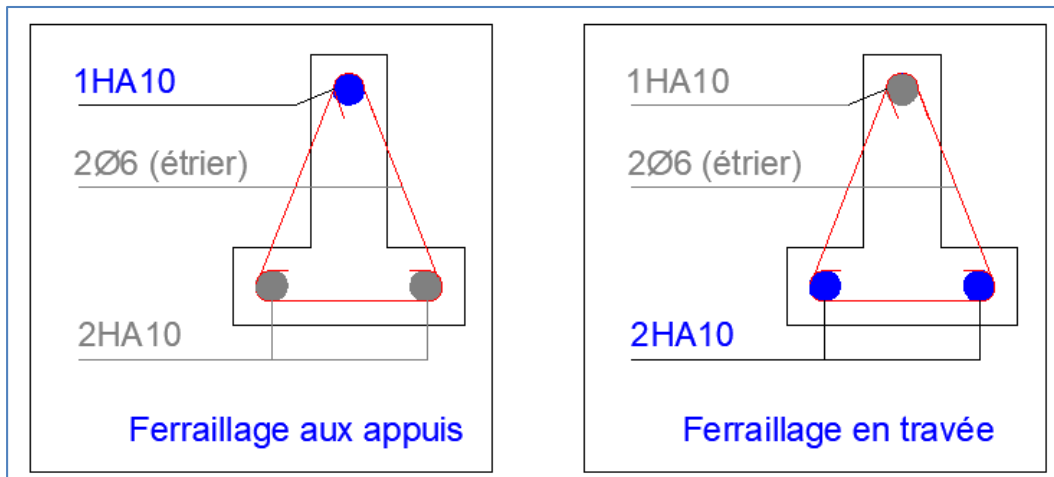


Figure III.16 : Ferrailage de la poutrelle

3. Le balcon

Les dalles sont des pièces minces et planes, elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

3.1. Dimensionnement du balcon

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

$$\rho = \frac{l}{L} = \frac{1,50}{3,35} = 0,45 \text{ (BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1)}$$

Avec : l_x : Le petit côté du panneau de dalle considérée.

l_y : Le grand coté du panneau de dalle considérée

$0,4 \leq \rho = 0,45 \leq 1 \rightarrow$ **La dalle travaille dans les deux sens.**

3.1.1. Epaisseur de la dalle

L'épaisseur minimale de la dalle pleine est calculée conformément aux conditions suivantes :

Condition de résistance :

$$\text{Dalle reposant sur un trois appuis : } \frac{l_x}{40} \leq e_p \leq \frac{l_x}{35}$$

$$\frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \quad 3 \leq e \leq 3.75$$

Coupe-feu :

$e_p = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de résistance au feu.

Condition de flèche : selon le [BAEL91]

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20.M_X^0} \quad \text{Art :B.6.5.2}$$

Avec

M_t : moment unitaire en travée dans le sens l_x compte tenu des effets d'encastrement et de continuité. (La référence)

M_X^0 : Moment maximum en travée par unité de largeur dans le sens l_x

$$M_t = 0.75 \times M_X^0$$

$$h = e = \frac{0.75 \times l_x}{20}$$

$$e = \frac{0.75 \times 150}{20} = 5.625 \text{ cm.}$$

On adopte une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

3.2. Détermination des charges et surcharges du balcon

Charge permanente : $G = 6,53 \text{ KN} / \text{m}^2$

Surcharge d'exploitation : D'après le DTR B.C.2.2. : $Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

3.3. Combinaisons de charges

A l'ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 6.53 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m} = 14.07 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (6.53 + 3.5) \times 1\text{m} = 10.03 \text{ KN/ml}$

3.4. Calcul des efforts internes**A l'ELU**

- Moments fléchissant :**

En travée

Selon le BAEL, pour les dalles sur (03) appuis $M^0(x, y)$ se calcul par:

$$\text{Si } l_y \geq \frac{l_x}{2}$$

$$M_X^0 = \frac{P_u \cdot l^2 x}{8} \cdot \left(l_y - \frac{l_x}{2} \right) + \frac{P_u \cdot l^3 x}{48}$$

$$M_y^0 = \frac{P_u \cdot l^3 x}{24}$$

$$\text{Si } l_y < \frac{l_x}{2}$$

$$M_y^0 = \frac{P_u \cdot l^2 y}{2} \cdot l_x - \frac{2 \cdot P_u \cdot l^3 y}{3}$$

$$M_x^0 = \frac{P_u \cdot l^3 y}{6}$$

Dans notre cas $l_y = 3.35 \geq l_x/2 = 0.75$

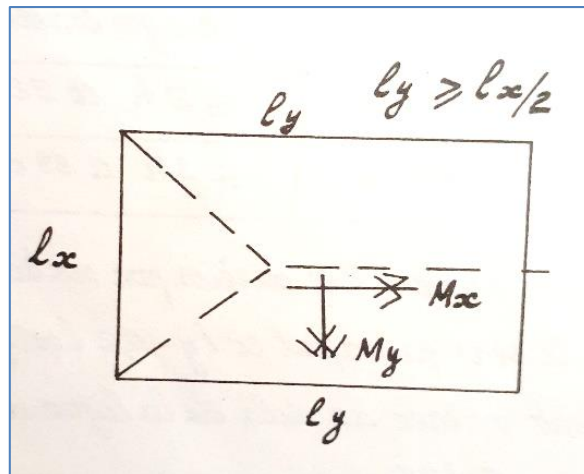


Figure III.17 : Transmission des charges

$$M_x^0 = \frac{14.07 \cdot 1.50^2}{8} \cdot (3.35 - \frac{1.50}{2}) + \frac{14.07 \cdot 1.50^3}{48} \rightarrow M_x^0 = 11.28 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_x^0 = 9.59 \text{ kn.m}$$

$$M_y^0 = \frac{14.07 \times 1.50^3}{24} = 1.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y^0 = 1.68 \text{ kn.m}$$

En appuis

$$M^a = 0,3 \times M_0$$

$$\text{Avec: } M_x^a = M_y^a \text{ d'ou } M_x^a = M_y^a = 3.384 \text{ KN.m}$$

• L'effort tranchant :

$$V_y = p_u \times \frac{l_x}{2} \times 1 / (1 - \frac{\rho}{3}) = 14.07 \times \frac{1.50}{2} \times 1 / 1 - \frac{0.448}{3} = 10.40 \text{ kn}$$

$$V_x = p_u \times \frac{l_x}{3} = 14.07 \times \frac{1.50}{3} = 7.04 \text{ Kn}$$

A l'ELS

- **Moments fléchissant :**

En travée

$$M_x^0 = \frac{10.03 \cdot 1.50^2}{8} \cdot \left(3.35 - \frac{1.50}{2}\right) + \frac{10.03 \cdot 1.50^3}{48} \rightarrow M_x^0 = 8.04 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_x^0 = 6.83 \text{ kn.m}$$

$$M_y^0 = \frac{10.03 \times 1.50^3}{24} = 1.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y^0 = 1.20 \text{ kn.m}$$

En appuis

$$M^a = 0,3 \times M_0$$

$$\text{Avec: } M_x^a = M_y^a \text{ d'ou } M_x^a = M_y^a = 2.412 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$V_y = ps \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 - \frac{\rho}{3}} = 10.03 \times \frac{1.50}{2} \times \frac{1}{1 - \frac{0.448}{3}} = 8.84 \text{ kn}$$

$$V_x = ps \times \frac{l_x}{3} = 10.03 \times \frac{1.50}{3} = 5.02 \text{ Kn}$$

3.5. Calcul à l'ELU**3.5.1. Ferrailage**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

Avec :

h : Epaisseur de la section (h = 15 cm).

b : Largeur de la section (b = 100 cm).

c : Enrobage (c = c' = 2 cm).

d : Hauteur utile (h - c = 15 - 2 = 13 cm).

3.5.1.1. Ferrailage dans le sens x-x :**Calcul aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} \quad \rightarrow \quad \mu = \frac{3.384 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < \mu_l 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.014$; $\beta = 0.993$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \rightarrow \quad A_s = \frac{3.384 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = \mathbf{0.75 \text{ cm}^2}$$

On choisit : $A_s = \mathbf{5HA8/ml} = \mathbf{2.51 \text{ cm}}$ avec un espacement : $\mathbf{St = 25cm}$

Calcul en travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} \quad \rightarrow \quad \mu = \frac{9.59 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.040$$

$$\mu = 0.040 < \mu_l 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.040$; $\beta = 0.980$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \rightarrow \quad A_s = \frac{9.59 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = \mathbf{2.16 \text{ cm}^2}$$

On choisit : $A_s = \mathbf{5HA8/ml} = \mathbf{2.51 \text{ cm}}$ avec un espacement : $\mathbf{St = 25cm}$

3.5.1.1. Ferrailage dans le sens y-y :**Calcul aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} \quad \rightarrow \quad \mu = \frac{3.384 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < \mu_l 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.014$; $\beta = 0.993$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \rightarrow \quad A_s = \frac{3.384 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = \mathbf{0.75 \text{ cm}^2}$$

On choisit : $A_s = \mathbf{5HA8/ml} = \mathbf{2.51 \text{ cm}}$ avec un espacement : $\mathbf{St = 25cm}$

Calcul en travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad \rightarrow \quad \mu = \frac{1.68 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.007$$

$$\mu = 0.007 < \mu_l 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.007$; $\beta = 0.996$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \rightarrow \quad A_s = \frac{1.68 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = \mathbf{0.37 \text{ cm}^2}$$

On choisit : $A_s = 5\text{HA}8/\text{ml} = \mathbf{2.51 \text{ cm}}$ avec un espacement : $\text{St} = \mathbf{25 \text{ cm}}$

3.5.2. Vérification à l'ELU**3.5.2.1. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifié 99)**

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}}$$

$$\text{Sens x-x : } A_{x\text{min}} \geq W_0 \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left(3 \frac{l_x}{l_y}\right) \cdot b \cdot h$$

Avec A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 pour $F_e E400$.

W_x : Pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x.

$$A_{x\text{min}} \geq 0.0008 \left(\frac{1}{2}\right) [3 - 0.45] \cdot 100 \times 15$$

$$A_{x\text{min}} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{x\text{min}} = 1.53 \text{ cm}^2 < A_{ax} = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{x\text{min}} = 1.53 \text{ cm}^2 < A_{tx} = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } W_y \geq W_0 \quad \rightarrow \quad A_{y \text{ min}} = W_0 \times b \times h$$

$$A_{y \text{ min}} = 0.0008 \times 100 \times 15$$

$$A_{y \text{ min}} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{x\min} = 1.20 \text{ cm}^2 < A_{ax} = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{x\min} = 1.20 \text{ cm}^2 < A_{tx} = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3.5.2.2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement) :

A.5.1,2/BAEL91modifié 99

Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{7.04 \times 10^3}{1000 \times 130} \quad \rightarrow \quad \tau_u = 0.054 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.054 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{10.40 \times 10^3}{1000 \times 130} \quad \rightarrow \quad \tau_u = 0.080 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.080 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.5.2.3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Avec ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times \pi \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

Sens x-x :

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

$$\tau_{se} = \frac{7.04 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

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

$$\tau_{se} = \frac{10.40 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

3.5.2.4. Vérification de l'espacement (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :

- Pour les armatures dans le sens x-x :

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15 ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les armatures dans le sens y-y :

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(4 \times 15 ; 45\text{cm}) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.5.2.5. Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

On effectue la vérification avec le diamètre choisi le plus élevé afin d'assurer une longueur de scellement droit dans les deux sens.

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 28\text{cm}$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la dalle dans laquelle les barres seront ancrées, le règlement BAEL 91 modifié 99 admet un ancrage minimum ((A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) et les barres doivent se terminer par un crochet normal, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est donnée comme suit :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 28 = 11.2 \text{ cm.}$$

Toutes les barres longitudinales doivent se terminer par un crochet **$L_c = 11.2 \text{ cm}$**

3.6. Vérification à l'E.L.S

3.6.1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées 99)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

3.6.2. Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91)

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Sens x-x, vérification aux appuis : $M_s = 2.412 \text{ KN.m}$; $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.928 \quad \rightarrow K_1 = 54.44$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.412 \times 10^3}{0.928 \times 13 \times 2.51} = 79.65 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{1}{54.44} \times 79.65 = 1.46 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

Sens x-x, vérification en travée : $M_s = 6.83 \text{ KN.m}$; $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.928 \rightarrow K_1 = 54.44$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.83 \times 10^3}{0.928 \times 13 \times 2.51} = 225.55 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{1}{54.44} \times 225.55 = 4.14 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 4.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y, vérification aux appuis : $M_s = 2.412 \text{ KN.m}$; $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.928 \rightarrow K_1 = 54.44$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.412 \times 10^3}{0.928 \times 13 \times 2.51} = 79.65 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{1}{54.44} \times 79.65 = 1.46 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y, vérification en travée: $M_s = 1.20 \text{ KN.m}$; $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.928 \rightarrow K_1 = 54.44$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.20 \times 10^3}{0.928 \times 13 \times 2.51} = 39.63 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{1}{54.44} \times 39.63 = 0.73 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 0.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.6.3. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$$\frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{6.83}{10 \times 8.04} = 0.08 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le balcon est ferrailé comme suit :

- ❖ Sens x-x : 5HA8/ml avec $S_t=25$ cm.
- ❖ Sens y-y : 5HA8/ml avec $S_t=25$ cm.

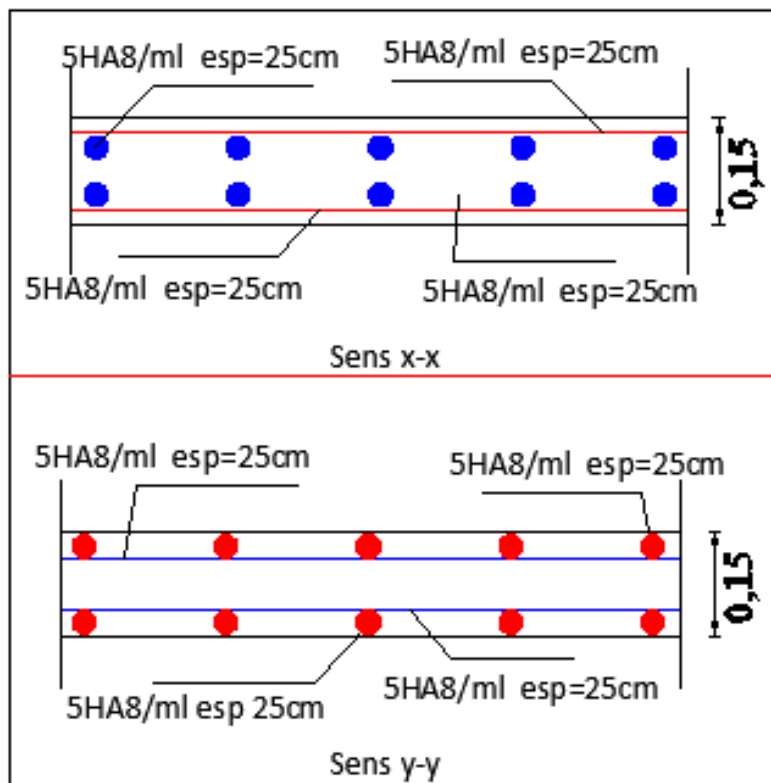


Figure III.18 : Ferrailage du balcon

4. Les escaliers

4.1. Définitions

Ce sont des éléments en béton armé, ils servent à lier les différents niveaux, Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

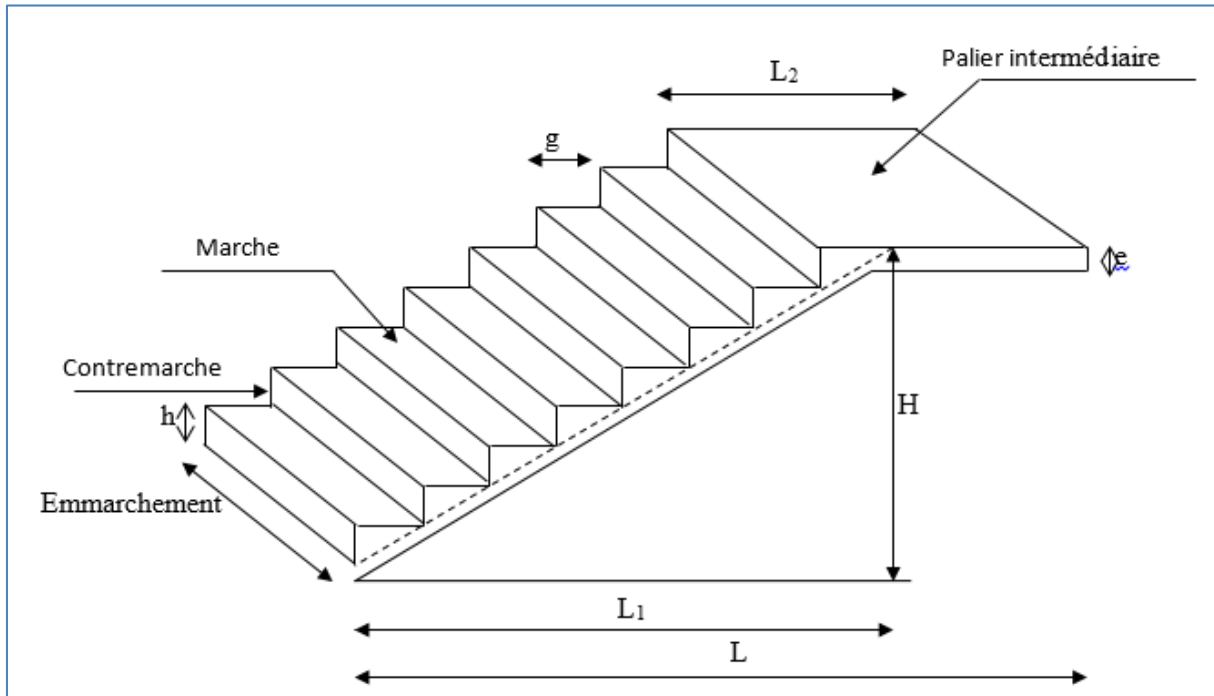


Figure III.19: schéma de l'escalier.

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

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

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

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

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

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

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

4.2. Calcul des escaliers :

L'étage courant comporte deux volets identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

4.2.1. Pré- dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

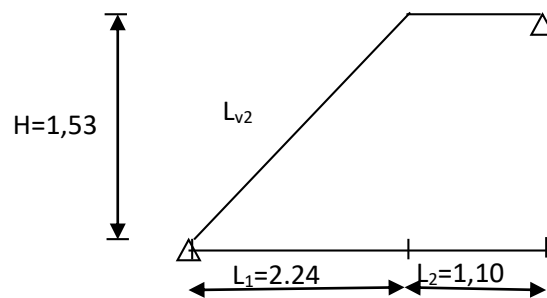


Figure III.20 : Schéma statique d'escalier étage courant

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

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

Le nombre de contremarches (n) est égal à: $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$.

Calcul du nombre de contremarches :

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

Ht= 306 cm

Soit : h = 17cm

$n = \frac{306}{17} = 18 \rightarrow$ on prend 9 contremarches par volée.

Calcul du nombre de marches :

$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

Relation de BLANDEL :

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } g = 28 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \quad 59 \leq 28 + (2 \times 17) = 62 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm} \quad \text{On a : } h = 17 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

Epaisseur de la paillasse et du palier :

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

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

Avec :

L: longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L = L_v + L_2$

L_v: longueur de la paillasse projetée.

L₂ : longueur du palier.

❖ **Application :**

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_v} \rightarrow L_v = \frac{H}{\sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1.53}{2.24} = 0.683 \rightarrow \alpha = 34.33^\circ$$

$$\text{Donc : } L_v = \frac{1.53}{\sin 34.33} = 271.30 \text{ cm}$$

D'où $L = 271.30 + 110 = 381.3$ cm

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{381.3}{30} \leq ep \leq \frac{381.3}{20} \rightarrow 12.71 \leq ep \leq 19.065$

On choisit une épaisseur du palier : $ep = 17$ cm

4.2.2. 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 considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Les charges permanentes :

La paillasse (La volée) :

Tableau III.3 : Charge totale de la volée.

N°	Elément	pois [KN/m ²]
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times 0.17 / \cos\alpha = 5.15$
2	Poids propre des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2,125$
3	Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit)	$0.44 + 0.40 + 0.54 + 0.1 = 1.48$
4	Poids propre du garde-corps	0.2
		G total = 8.955

Le palier :

Tableau III.4 : Charge totale du palier.

N°	Elément	pois [KN/m ²]
1	Poids propre de palier	$25 \times 0,17 = 4.25$
2	Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1.48
		G total = 5.73

Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : $Q = 2.5 \text{ KN/ m}^2$

4.2.3. Combinaisons de charge et surcharge

ELU : 1,35G+1,5Q

La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 8.955 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 15.84 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 5,73 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 11.49 \text{ KN/ml}$

ELS : G+Q

La paillasse : $q_{1s} = (8.955 + 2.5) \times 1 = 11.46 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{2s} = (5,73 + 2.5) \times 1 = 8.23 \text{ KN/ml}$

4.3. Calculs à l'ELU

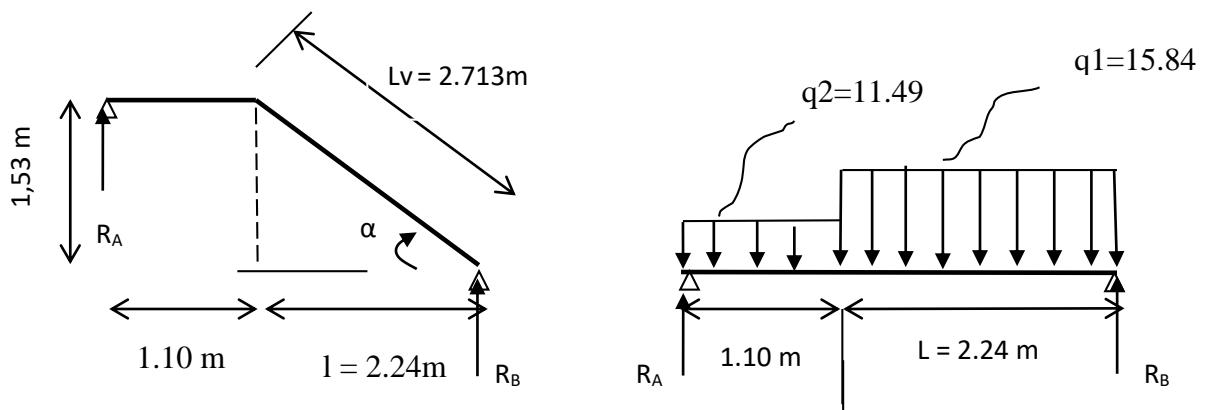


Figure III.21 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

4.3.1. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 15.839 \times 2.24 + 11.486 \times 1.10 = 48.11 \text{ KN}$$

$$\sum R_A + R_B = 48.11 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -R_B \times 3.34 + [(15.839 \times 2.24) \times (1.10 + 2.24/2)] + [(11.486 \times 1.10) \times 0.550] = 0$$

$$R_B = 85.71 / 3.34 \rightarrow R_B = 25.66 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 48.11 \text{ KN} \rightarrow R_A = 48.11 - R_B = 22.45 \text{ KN}$$

RA = 22.45KN; RB = 25.66 KN

4.3.1. Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU :

Tronçon : $0 \leq x \leq 1,10\text{m}$

Efforts tranchant :

$$\sum F/y = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{u2} \times (x)$$

$$T(x) = -11.49 \cdot x + 22.45$$

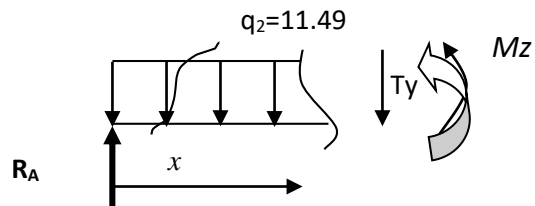
$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u2}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{22.45}{11.49} = 1.95 \text{ m}$$

$$x=1.95 \text{ m} \quad , \quad 1.95 \notin [0; 1.10].$$

Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A \cdot x - (q_{u2} \times x) \times \frac{(x)}{2}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 22.45x - (11.49/2)x^2 = 22.45x - 5.745x^2$$



Tronçon : $0 \leq X \leq 2.24 \text{ m}$

Efforts tranchant :

$$\sum F/y = 0$$

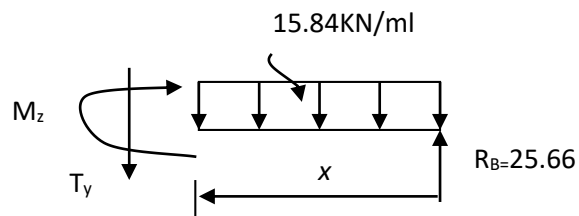
$$T(x) = R_B - q_{u1} \times (x)$$

$$T(x) = 25.66 - 15.84x$$

Moments fléchissant :

$$M(x) = +R_B \cdot x - (q_{u1} \times x) \times \frac{(x)}{2}$$

$$M(x) = +R_B x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = +25.66x - (15.84/2)x^2 = 25.66x - 7.92x^2$$



Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15.84 x + 25.66 = 0 \Rightarrow x = 1.620 \text{ m}$$

$$T(x = 0) \Rightarrow R_B - q_1 x = 0 \Rightarrow R_B = q_{u1} x \Rightarrow x = \frac{R_B}{q_{u2}} = \frac{25.66}{15.84} = 1.62 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : **1,62 m**

D'où :

$$M_z^{\max}(1,62) = -15.84 \times \frac{1,62^2}{2} + 25.66 \times 1.62 \Rightarrow M_z^{\max}(1,62 \text{ m}) = 20.78 \text{ KN.m}$$

Tableau III.5 : Les efforts internes à l'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,10	-11.49 x + 22.45	-5.745x ² + 22,45x	0	22.45	0
			1,10	9.811	17.74
0 ≤ x ≤ 2,24	-15.84x + 25.66	-7.92x ² + 25.66x	0	25.66	0
			2,24	-9.82	17.74

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment Mu max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis :** $M_a = (-0,3) M_z^{\max} = (-0,3) \times (20.78) = -6.23 \text{ KN.m}$

• **Moment en travée :** $M_t = (0,85) M_z^{\max} = (0,85) \times (20.78) = 17.66 \text{ KN.m}$

Diagramme des sollicitations à L'ELU

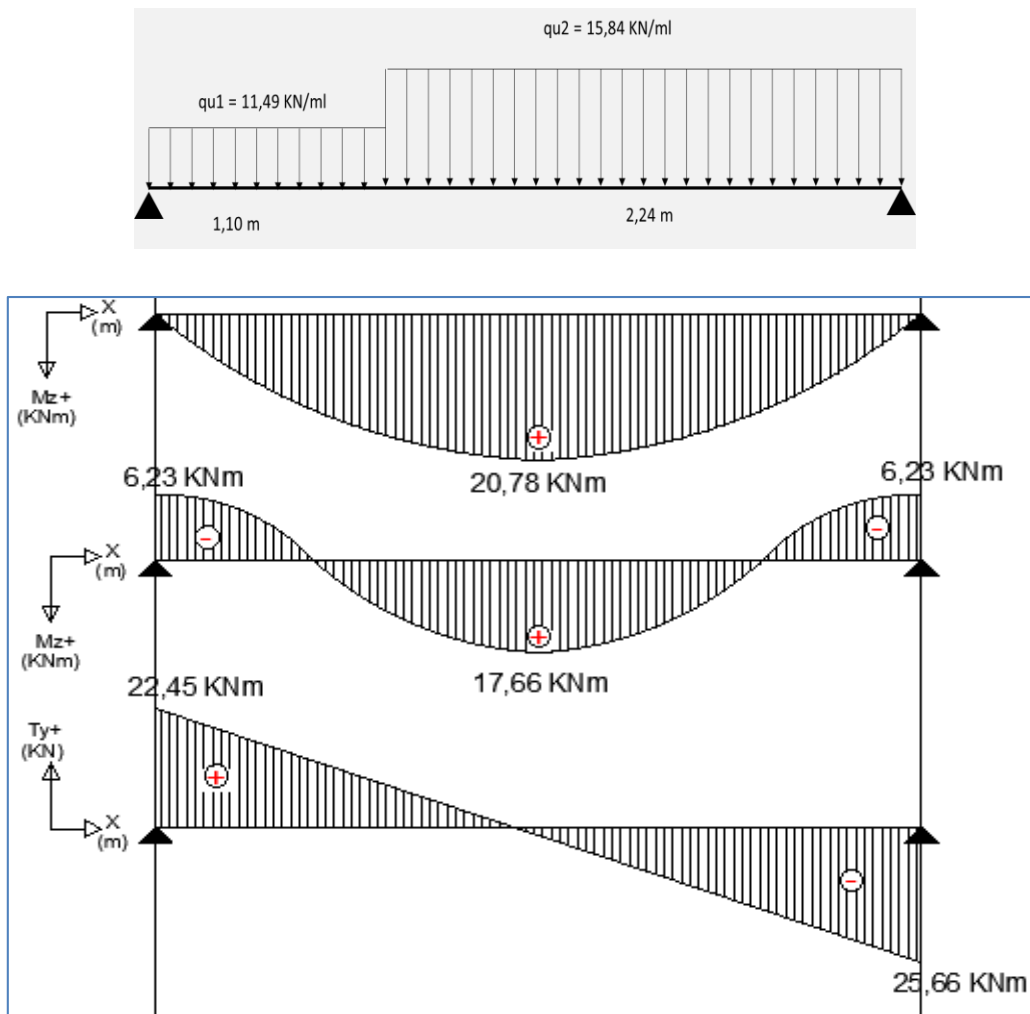
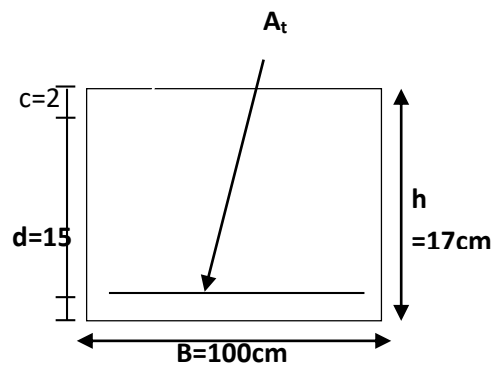


Figure III.22 : Diagramme des efforts à l'ELU.

4.3.3. Ferrailage à l'ELU

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 17 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 15 \text{ cm}$.



Armatures principales

En travée : : $M_t = 17.66 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17660}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.055 < \mu_r = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_t = 0.055 \Rightarrow \beta_u = 0.971$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17660}{0.971 \times 15 \times 348} = 3.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10/ml** ($A_t = 3.93 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Aux appuis : $M_a = 6.23 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6230}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.019 < \mu_r = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.019 \Rightarrow \beta_u = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6230}{0.990 \times 15 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **Aa = 5HA10/ml** ($A_a = 3,93 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{lu}}{4}$$

En travée : $A_{rt} = \frac{A_{lu}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.983 \text{ cm}^2$

On opte pour : **4HA8/ml** ($A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 25 \text{ cm}$**

Aux appuis :

$$A_{ra} = \frac{A_{lu}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0,983\text{cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml** ($A_{ra} = 2,01\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$

4.4. Vérification à l'ELU

4.4.1. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad-ap}} = 5\text{HA}10 (A_a = 3,93\text{cm}^2) > 1.81 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{ad-tr}} = 5\text{HA}10/\text{ml} (A_t = 3,93\text{cm}^2) > 1,81 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.4.2. Espacement des armatures

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$$S_{t_t} = 20\text{cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_{t_a} = 20\text{cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition : $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$$S_{t_t} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_{t_a} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.4.3. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1)

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La fissuration est peu préjudiciable. : $\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$

Calcul de τ_u^{\max}

$$\tau_U^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d}$$

Avec V_u^{\max} : effort tranchant.

$$V_u^{\max} = 25,66 \text{ KN}$$

$$\tau_U^{\max} = \frac{25660}{1000 \times 150} = 0,171 \text{ MPa} \leq 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{D'où : } \tau_U^{\max} < \bar{\tau}_U$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4.4.4. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3)

a) Influence sur le béton

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

Avec : T_{\max} : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 25,66 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. (**a = 0.9 × d**)

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 0,9 \times 0,15 \times 1 = 900 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 25,66 \text{ KN} \leq 900 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que : $(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}) \frac{y_s}{f_e} < A_a$

Avec : $M_a = -6,23 \text{ KN.m}$; $T_{\max} = 25,66 \text{ KN}$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \right]$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{400} \times \left(25.66 + \frac{-6.23}{0.9 \times 0,15} \right) \times 10 \right] = -0.59 \text{ cm}^2 < 0$$

$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > -0,59 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

4.4.5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

Travée : $\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm}$; n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{25.66 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 157} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

Appui : $\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm}$; n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{25.66 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 157} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4.4.6. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1)

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$

D'où : $l_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \phi \text{ cm.}$

Soit : $l_s = 35,21 \phi \text{ cm.}$

Remarque :

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

$L_a = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 35,21 \times 1 = 14,08 \text{ cm}$

On prend : $L_a = 15 \text{ cm.}$

4.5. Vérifications à l'ELS

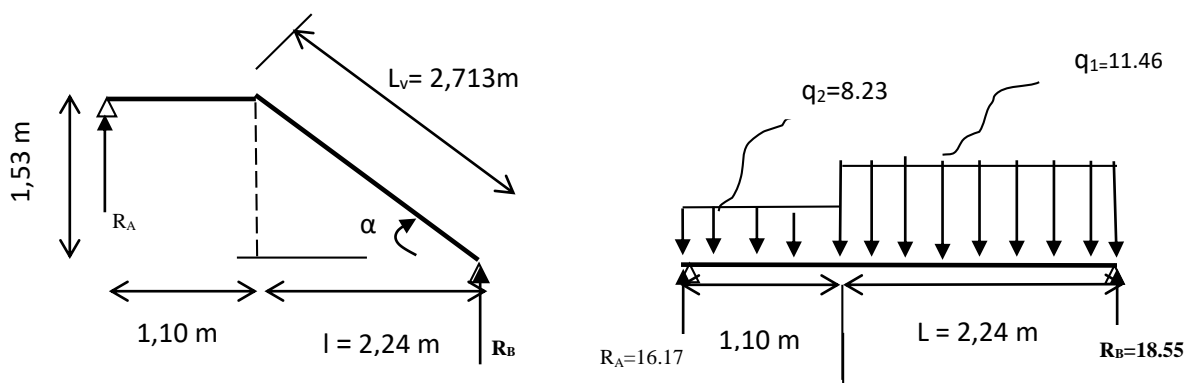


Figure III.23 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

4.5.1. Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B = 8,23 \times 1,10 + 11,46 \times 2,24 = 34,72 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \quad \rightarrow \quad -R_B \times 3,34 + \{(11,46 \times 2,24) \times 2,22\} + \{(8,23 \times 1,10) \times 0,55\} = 0$$

$$R_B = 61.967/3.34 \rightarrow R_B = 18,55 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 34.72 \text{ KN} \rightarrow R_A = 34.72 - R_B = 16.17 \text{ KN}$$

$$R_A = 16.17 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 18.55 \text{ KN}$$

4.5.2. Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELS

Les résultants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Les efforts internes à l'ELS.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,10	-8.23.x+16.17	- 4.115 x ² +16.17 x	0	16.17	0
			1,10	7.117	12.808
0 ≤ x ≤ 2,24	-11,46 x+18.55	-5,73 x ² +18.55x	0	18.55	0
			2,24	-7.120	12.801

Moment M_z est maximal pour T_y= 0

Tronçon : 0 ≤ x ≤ 2,24 m

$$\text{Point de moment Maximal : } \frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.46x + 18.55 = 0 \Rightarrow x = 1.619 \text{ m}$$

$$T(x = 0) \Rightarrow R_B - q_1 x = 0 \Rightarrow R_B = q_{u1} x \Rightarrow x = \frac{R_B}{q_{u2}} = \frac{18.55}{11.46} = 1,619 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : 1.619m

$$D'où : M_z^{\max}(1,619) = -5.73 \times \frac{1,619^2}{2} + 18.55 \times 1.619 \Rightarrow M_z^{\max} = 22.52 \text{ KN.m.}$$

Remarque : Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

$$\text{Moment corrigés en appuis : } M_{ap} = (-0,3) M_z^{\max} = (-0,3) \times (22.52) = - 6.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment corrigés en travée : } M_{tr} = (0,85) M_z^{\max} = (0,85) \times (22.52) = 19.14 \text{ KN.m}$$

Diagramme des sollicitations à L'ELS:

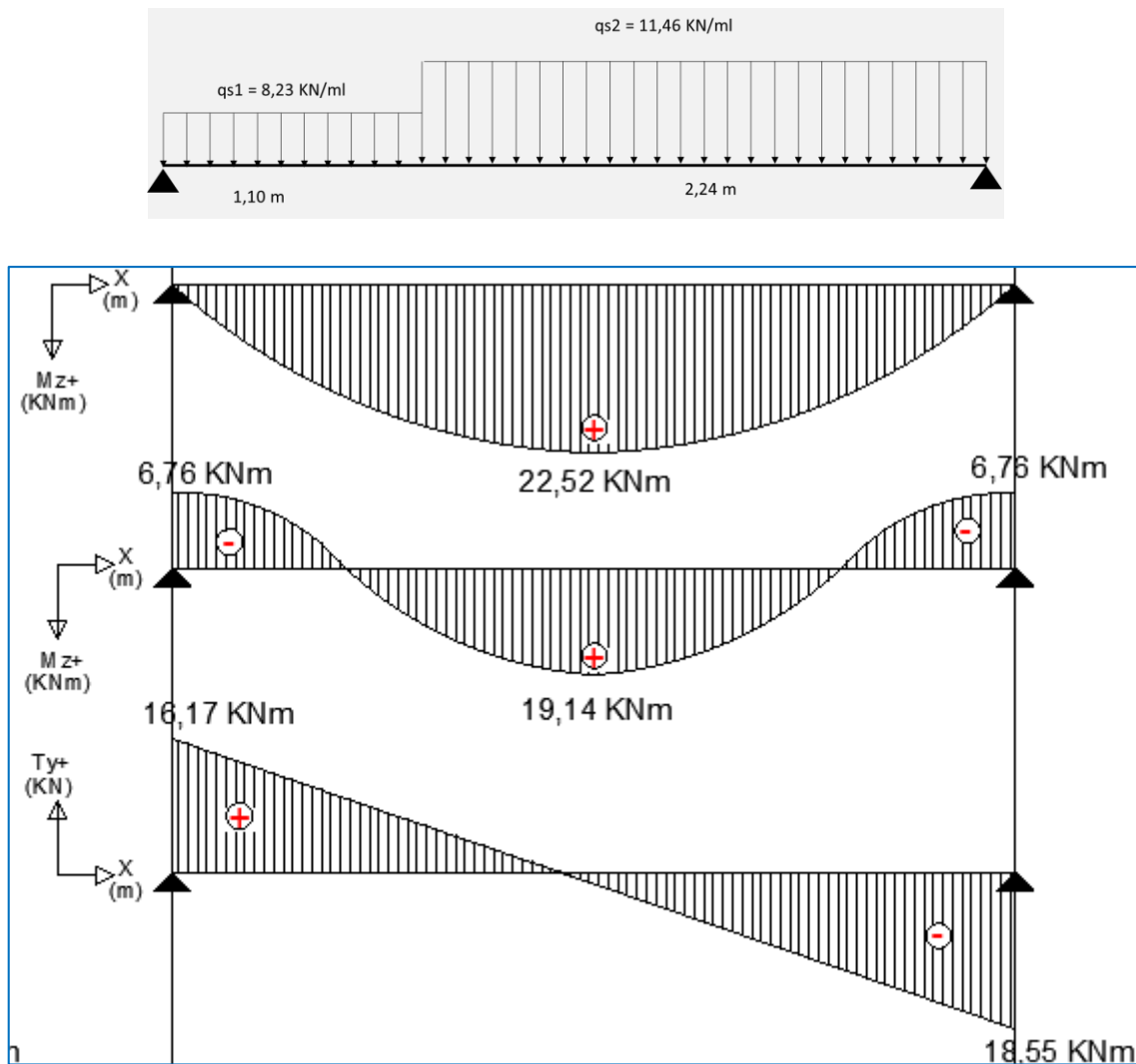


Figure III.24 Diagramme des efforts à l'ELS

4.5.3. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

4.5.4. Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

En travée: $M_{st} = 19,14 \text{ KN}$; $A_t = 3,93 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 15} = 0,262$$

$$k_l = 45,98 \quad \beta_l = 0,918$$

$$\sigma_{st} = \frac{19,14 \times 10^3}{0,918 \times 15 \times 3,93} = 353,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = 7,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,69 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $M_{sa} = 6,76 \text{ KN.m}$; $A_a = 3,93 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 15} = 0,262$$

$$k_l = 45,98 ; \beta_l = 0,918$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,76 \times 10^3}{0,918 \times 15 \times 3,93} = 124,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{124,92}{45,98} \rightarrow \sigma_{bc} = 2,7 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.5.5. Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2)

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad b) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad c) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$q_s = \max (q_{ps} ; q_{vs}) = \max (11,46; 8,23) = 11,46 \text{ KN/mL}$$

L : Longueur libre de la Sectoin.

h : Hauteur de la paillasse.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{334} = 0.0509 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

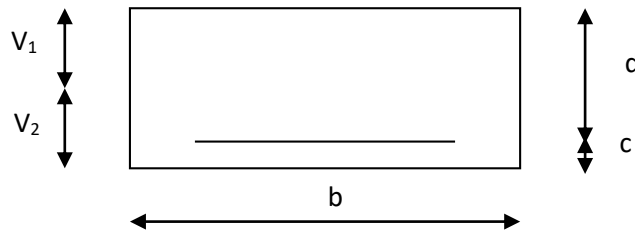


Figure III.25 : la section de la pailleasse.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + 15A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 3.93$$

$$B_0 = 1758.95 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 15 = 15334.25 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{15334.25}{1758.95} = 8.72 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.72 = 8.28 \text{ cm} ; \quad \text{Donc : } V_2 = 8.28 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (8.72^3 + 8.28^3) \frac{100}{3} + 15 \times 3.93 (8.28 - 2)^2$$

$$I_0 = 43348.84 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{3.93}{100 \times 15} = 0.0026$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0026 \times ((2 + 3))} = 8.08$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \rightarrow \lambda_v = 3.232$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0026 \times 353,68 + 2,1} = 0.36 \rightarrow \mu = 0,36$$

Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 43348,84}{1 + 3.232 \times 0,36} = 22039.88 \text{ cm}^4 \rightarrow I_{fv} = 22039.88 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,46 \times (3,34 \times 10^3)^4}{1081886 \times 43348,84 \times 10^4} = 3.96 \text{ mm} \rightarrow f = 3.96 \text{ mm} < \bar{f} = 6.68 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

Conclusion

Après toutes vérifications, l'escalier étage courant sera ferrillé comme suit :

➤ Aux appuis :

Armatures principales : 5HA10/ml avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4HA8/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

➤ En travée :

Armatures principales : 5HA10/ml avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4 HA8/ml avec un espacement $st= 25$ cm

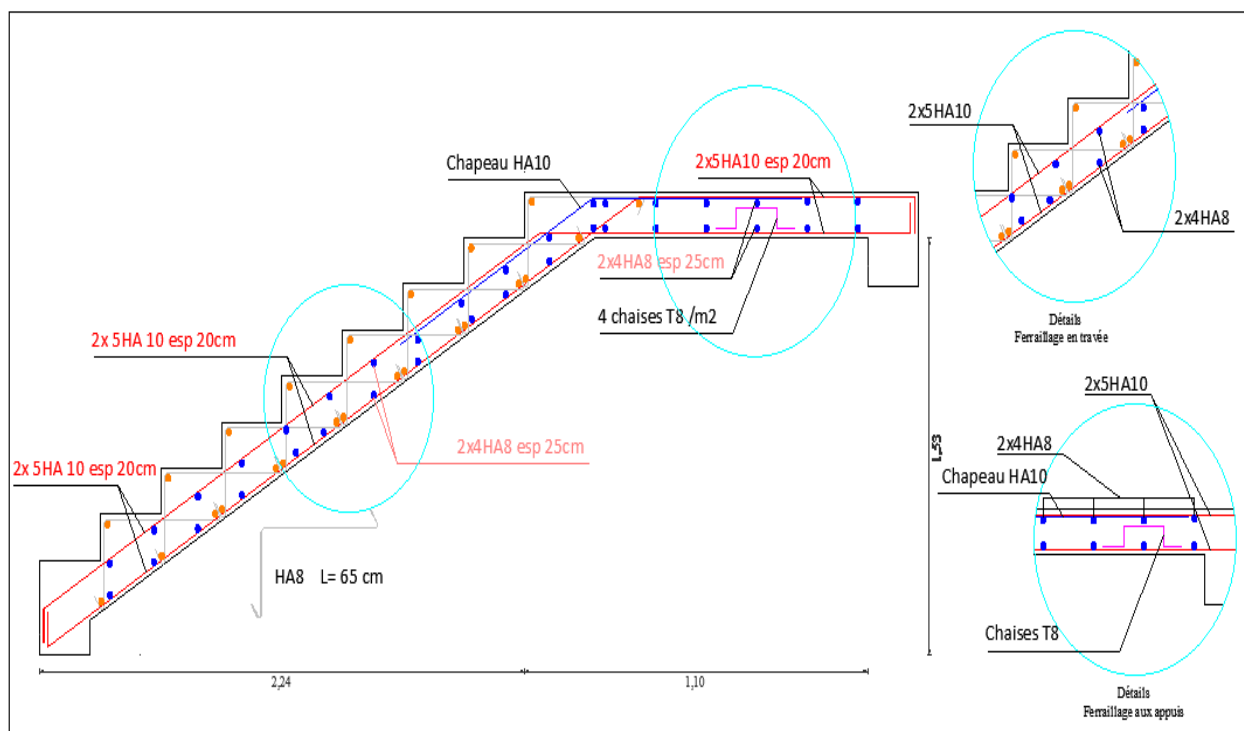


Figure III.26 : Ferrailage de l'escalier

5. Calcul de la poutre palière

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 3.10m.

5.1. Pré dimensionnement :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec h_t : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus d'appuis.

Hauteur :

$$L=335-25=310\text{cm}$$

$$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.67\text{cm} \leq h_t \leq 31\text{cm} \quad \text{On opte pour } h_t = 30\text{ cm}$$

Largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \quad \text{On opte pour : } b = 25\text{cm}$$

La largeur b doit être prise au moins égale à 25 cm en zone IV (voir la vérification suivante) :

Vérification relative aux exigences du RPA(Art 7.5.1 du RPA99/version 2024) :

$$b \geq 25\text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 25\text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$h_t \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30\text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 30/25=1.2 < 4 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30)\text{ cm}^2$.

5.2. Détermination des Charges et surcharges :

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier

Poids propre de la poutre :

$$G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ML.}$$

Chargement dû aux réactions du palier :

$$\text{Réaction du palier à l'ELU : } R_A = 22.45 \text{ KN}$$

$$\text{Réaction du palier à l'ELS : } R_A = 16.17 \text{ KN}$$

5.3. Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 1.875) + 22.45 = 24.98 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + T_s = 1.875 + 16.17 = 18.04 \text{ kN/ml}$$

5.4. Calcul des efforts internes :

A L'ELU :

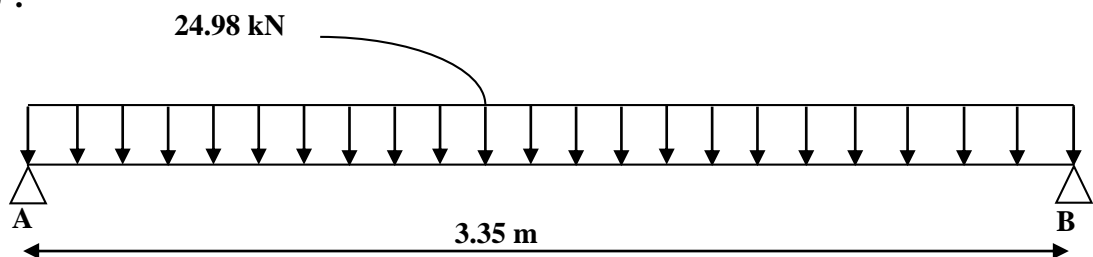


Figure III.27 Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q_u L}{2} = \frac{24.98 \times 3.35}{2} = 41.84 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

$$T_{\max} = 41.84 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{24.98 \times 3.35^2}{8} = 35.04 \text{ KN.m}$$

Moment corrigé :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 35.04 = 29.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 35.04 = -10.51 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts interne :

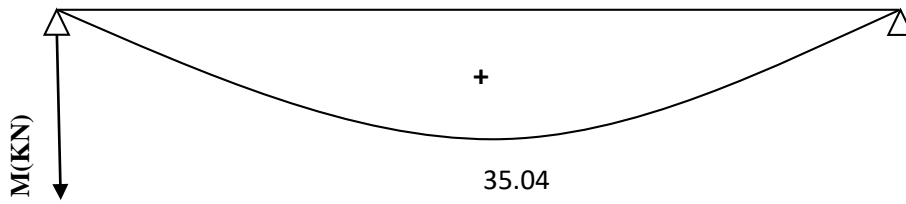


Figure III.28 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

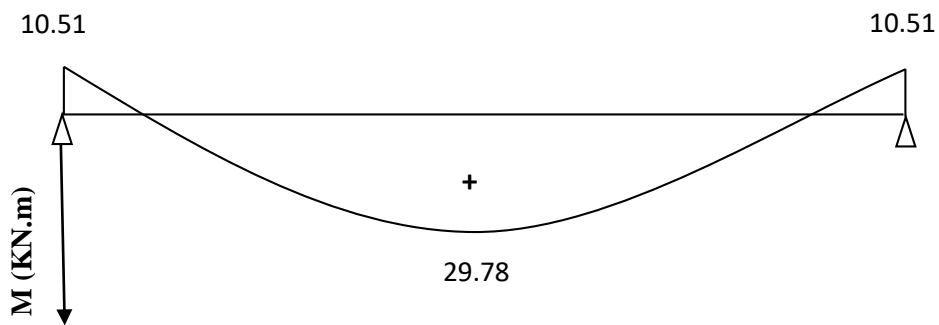


Figure III.29 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

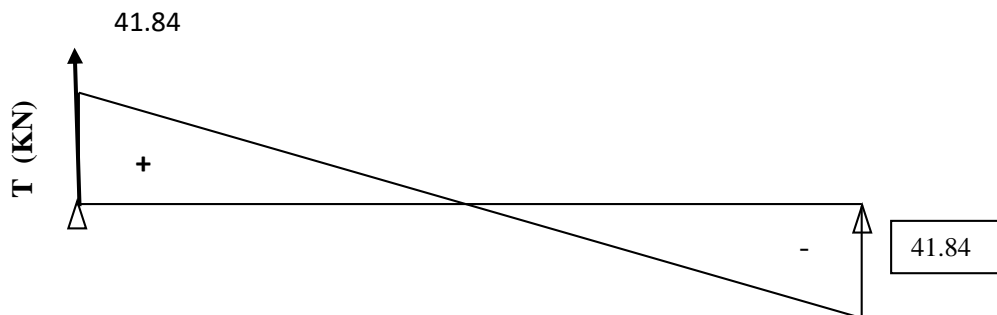


Figure III.30: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

A L'ELS :

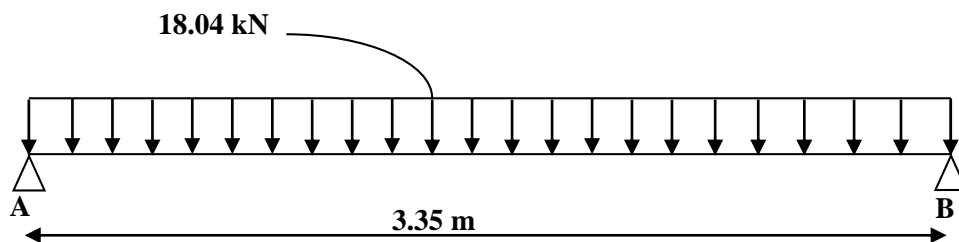


Figure III.31 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

Réaction d'appuis : $R_a=R_b=\frac{Q_s L}{2}=\frac{18.04 \times 3.35}{2}=30.22\text{KN}$

Effort tranchant: $T_{\max}=30.22\text{KN}$

Moment isostatique : $M_0=\frac{Q_s L^2}{8}=\frac{18.04 \times 3.35^2}{8}=25.31\text{KN}$

Moment corrigé :

En travée : $M_t=0.85 M_0=0.85 \times 25.31=21.51\text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a=-0.3 M_0=-0.3 \times 25.31=-7.59\text{ kN.m}$

Diagramme des efforts interne :

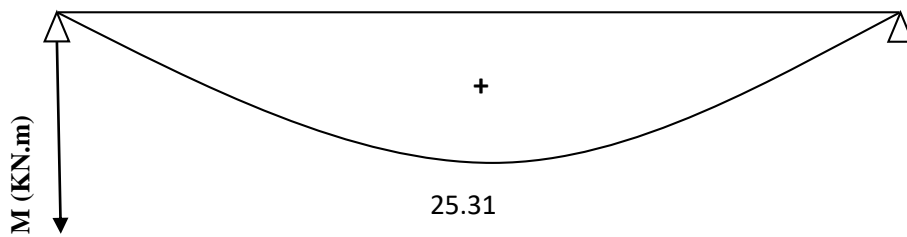


Figure III.32: Diagramme de moment isostatique à l'ELS.

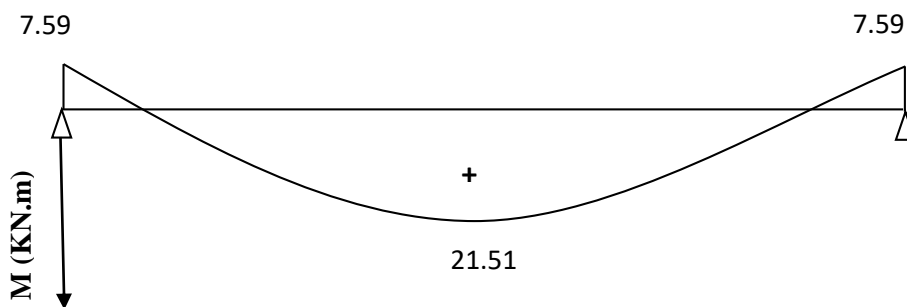


Figure III.33 : Diagramme des moments corrigés à l'ELS.

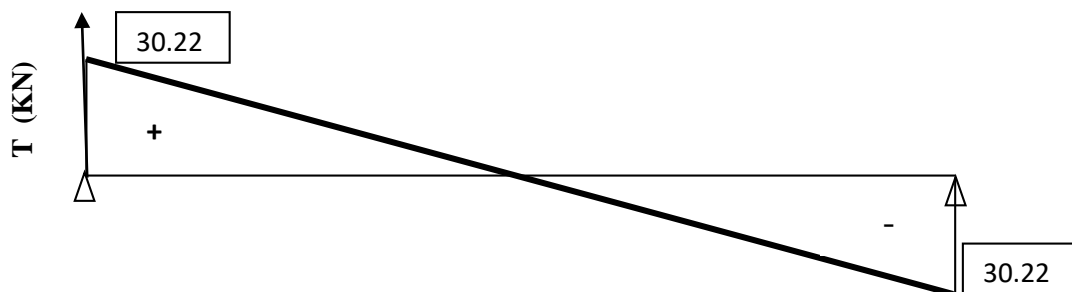


Figure III.34 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

5.5. Calcul à l'ELU :**Ferraillage :****En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$M_t = 29.78 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{29.78 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = \mathbf{0.107}$$

$\mu = 0,107 < \mu_1 0,392$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,107 \qquad \beta = 0.943$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{29.78 \times 10^3}{0.943 \times 28 \times 348} = 3.24 \text{ cm}^2 \qquad \text{Soit : } A_t = \mathbf{3HA14} = \mathbf{4.62 \text{ cm}^2}.$$

aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$M_a = 10.51 \text{ KN.m}$$

$$b = 25\text{cm.}$$

$$d = h - c = 30 - 2 = 28\text{cm}$$

$$\mu = \frac{10.51 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.038$$

$\mu = 0,038 < \mu_1 0,392$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,038 \quad \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{10,51 \cdot 10^3}{0.981 \times 28 \times 348} = 1.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2.$$

vérification :

Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

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

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.85 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.85 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant (la contrainte de cisaillement) (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d}$$

Avec :

T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 41.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{41.84 \times 10}{25 \times 28} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (ArtA.5.1.3/BAEL91 /modifiée 99) :

Influence sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 41.84 \text{ KN}$$

a: longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 28 \times 25 \times 10^{-1} = 420 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 41.84 \text{ KN} \leq 420 \text{ KN} \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

Influence sur les armatures :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec :

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$M_a = 10.51 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 41.84 \text{ KN}$$

$$(41.84 + \frac{10.51}{0.9 \times 0.28}) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 2.40 \text{ cm}^2 < A_a = 4.62 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 1,4 = 17.58 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{41.84}{0.9 \times 28 \times 17.58} \times 10 = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.94 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

ϕ_t : diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : diamètre des armatures transversales.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, 1.4, \frac{25}{10} \right\} = \min \{0,86 ; 1,4 ; 2,5\} = 0.86 \text{ cm}$$

Soit : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$ On prend un cadre + étrier de HA8/ml

Espacement des armatures transversales selon le RPA version 2024 (Art 7.5.2) :

Zone critique :

$s = \min(h/4; 24\varnothing_t; 17.5 \text{ cm}; 6\varnothing_l)$ avec:

h: hauteur de la poutre

\varnothing_t : diamètre des armatures de confinement

\varnothing_l : diamètre minimal des barres longitudinales

$s = \min(30/4; 24 \times 0.8; 17.5 \text{ cm}; 6 \times 1.4) = \min(7.5; 19.2; 17.5 \text{ cm}; 8.4) = 7.5 \text{ cm}$.

$s = 7.5 \text{ cm}$

En dehors de la zone critique :

$s' \leq h/2$

$s' \leq 30/2 = 15 \text{ cm}$ soit : $s' = 15 \text{ cm}$

5.6. Vérification à ELS:

Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3/BAEL91modifiées 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 / BAEL91 modifiées 99) :

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

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

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 25.31 = 21.51 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 25.31 = -7.59 \text{ KN.m}$

En travée :

$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$

Avec : $M_s = 21.51 \text{ KN.m}$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.660$$

$$\rho_1 = 0.660 \rightarrow \beta_1 = 0.881 \rightarrow K_1 = 27.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{21.51 \times 10^3}{0.881 \times 28 \times 4.62} = 188.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{27.02} \times 188.74 = 7.91 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \qquad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec : $M_s = 7.59 \text{ KN.m}$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.660$$

$$\rho_1 = 0.660 \rightarrow \beta_1 = 0.881 \rightarrow K_1 = 27.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.59 \times 10^3}{0.881 \times 28 \times 4.62} = 66.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{27.02} \times 66.60 = 2.46 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : **h** : hauteur totale. (h = 30 cm)

l : porté entre nue d'appuis. (l = 275 cm)

M_t : moment max en travée. (M_t = 17,84)

M₀ : moment max de la travée isostatique. (M₀ = 20,99 KN)

A_t : section des armatures. ($A_t = 3,07 \text{ cm}^2$)

b : largeur de la nervure. $B = 20 \text{ cm}$

d : hauteur utile de la section droite. ($d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$)

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{335} = 0,090 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{335} = 0,090 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{21,51}{10 \times 25,31} = 0,085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

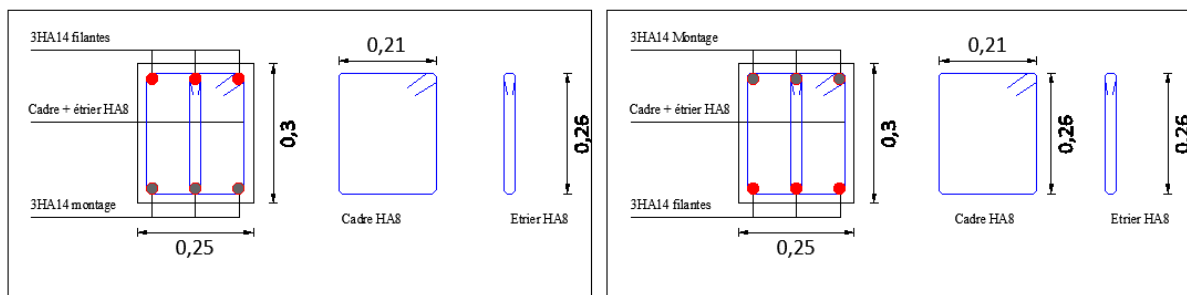
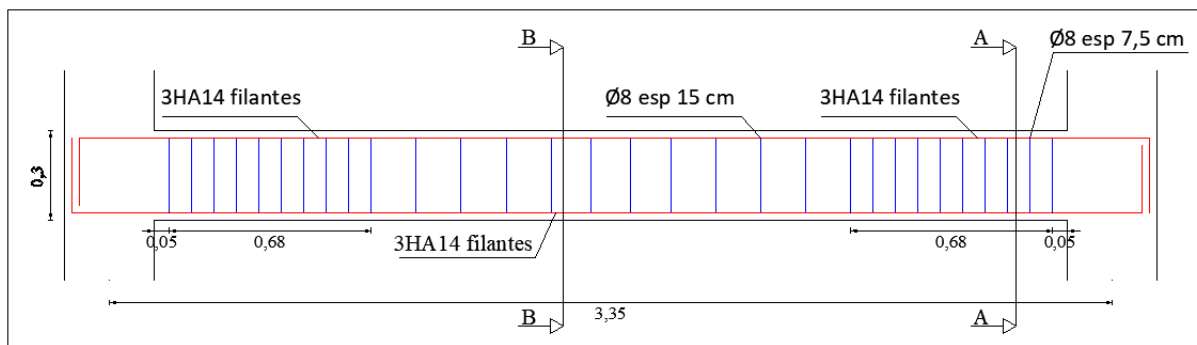
Remarque : Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Conclusion : Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales : **3 HA14 filantes pour le lit inférieur.**

3 HA 14 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales : **Cadre + étrier HA8**



Ferrailage aux appuis
Coupe A-A

Ferrailage en travée
Coupe B-B

Figure III.35 : Ferrailage de la poutre palière

Chapitre IV

Modélisation

IV1. Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent l'un des problèmes majeurs en génie civil, notamment pour les structures en béton armé. Connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV2. Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 22.4.0**

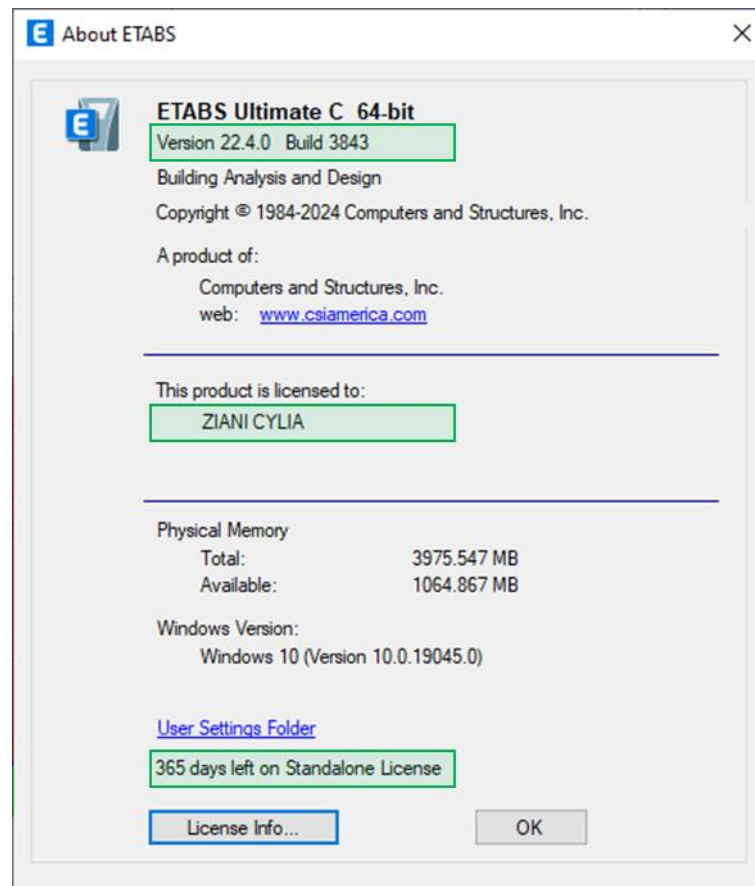


Figure IV.1 Version utilisée du logiciel ETABS

IV2.1. Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « computers and structures Inc. Berkeley, California », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire date de l'année 2022, désignée par ETABS Non linéaire 22.4.0 Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

IV2.2. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à

la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

IV2.3. Rappel (terminologie)

Frame section :	Coffrage	Grid line :	Ligne de grille
Colonne :	Poteau	Joints :	Nœuds
Beam :	Poutre	Frame :	Portique (cadre)
File :	Fichier	Shell :	Voile
Copy :	Copier	Elément :	Élément
Move :	Déplacer	Restraintes :	Points d'application de la charge
Save :	Enregistrer	Loads :	Charges
Save as :	Enregistrer sous	Uniformed loads :	Charges uniformes
Add :	Ajouter	Define :	Définir
Delete :	Supprimer	Material :	Matériaux
Story :	Étage	Concrete :	Béton
Height :	Hauteur	Steel :	Acier

IV3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- A) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- B) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- C) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- D) Définition des charges statiques (G, Q).

- E) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA2024.
- F) Définition de la charge sismique E.
- G) Chargement des éléments.
- H) Introduction des combinaisons d'actions.
- I) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour accéder à l'interface du logiciel, notre machine fonctionne sur un système d'exploitation « Windows 10 ». On clique sur l'icône exécutable représentée sur la figure suivante :

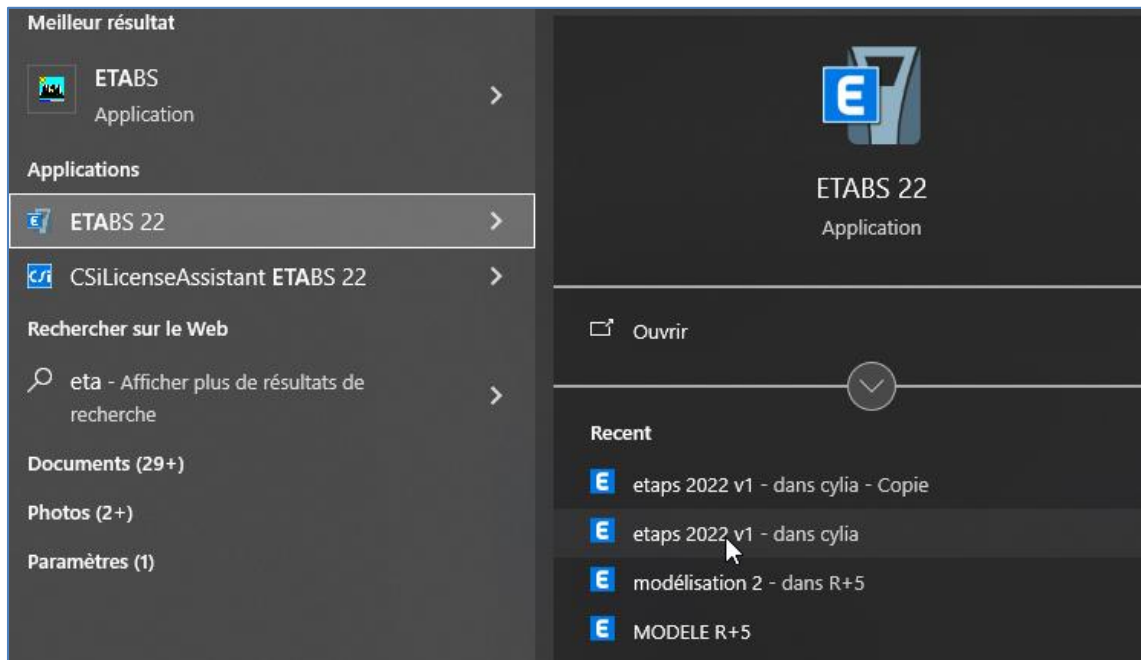


Figure IV.2 Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 10

Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

➤ Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

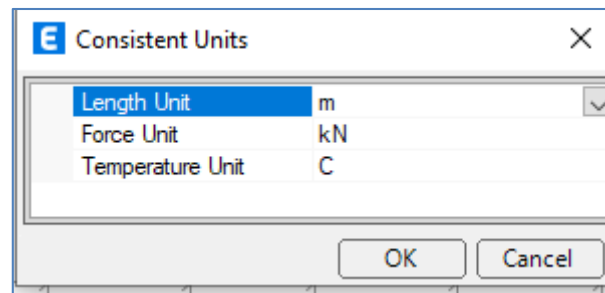


Figure IV.3 Choix des unités

➤ Géométries de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

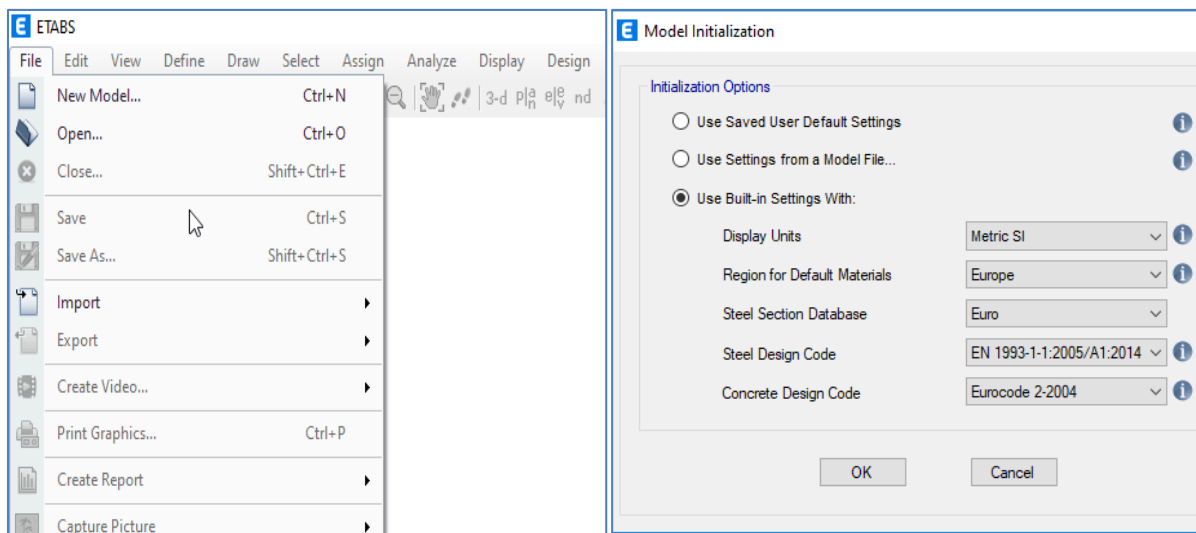


Figure IV.4 Démarrer un nouveau model

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

NB : Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure

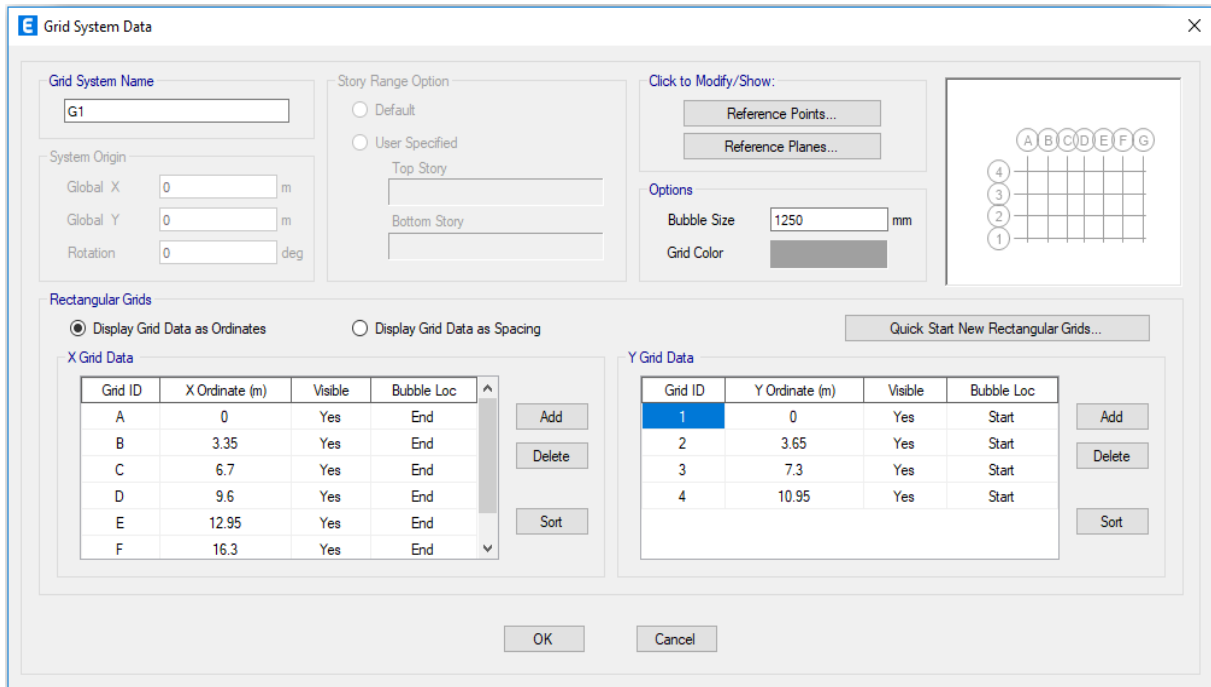


Figure IV.5 Introduction de la géométrie de base

Story Data

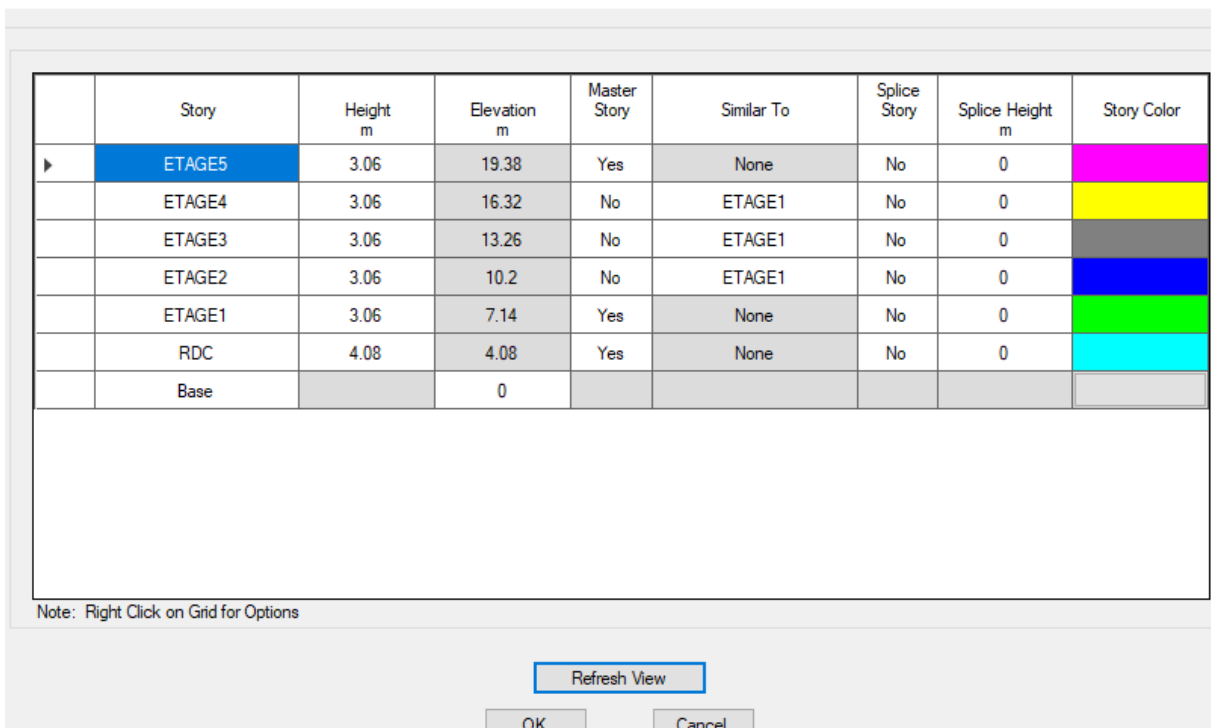


Figure IV.6 Introduction des étages

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

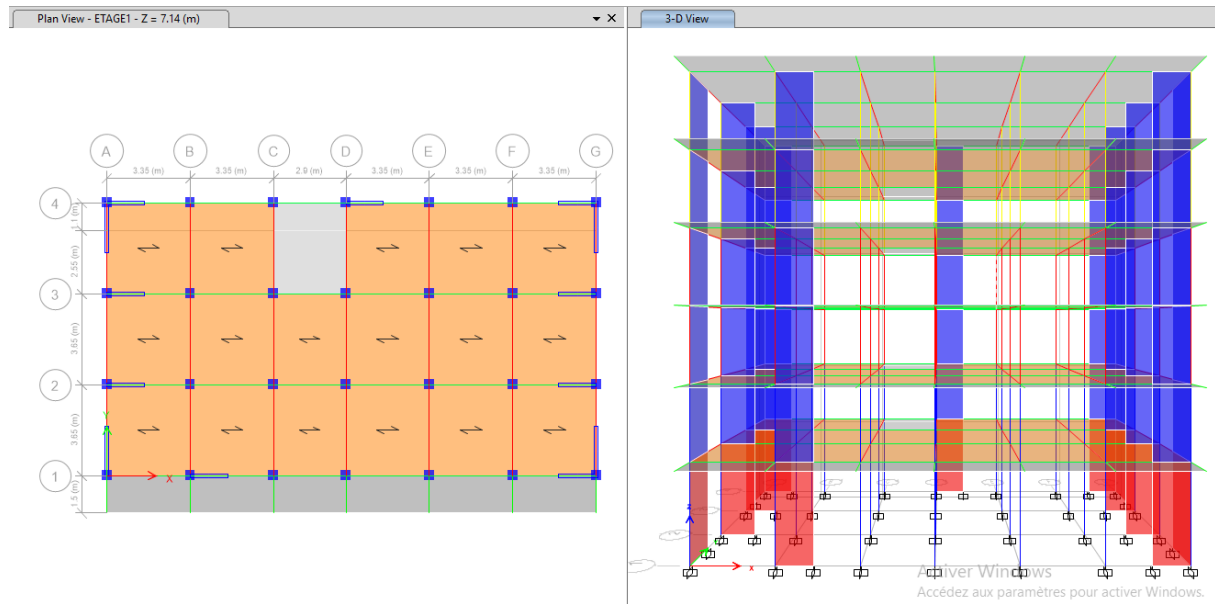


Figure IV.7 Affichage en plan et en 3D

Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define → Material Properties → Conc → Modify/Show Material

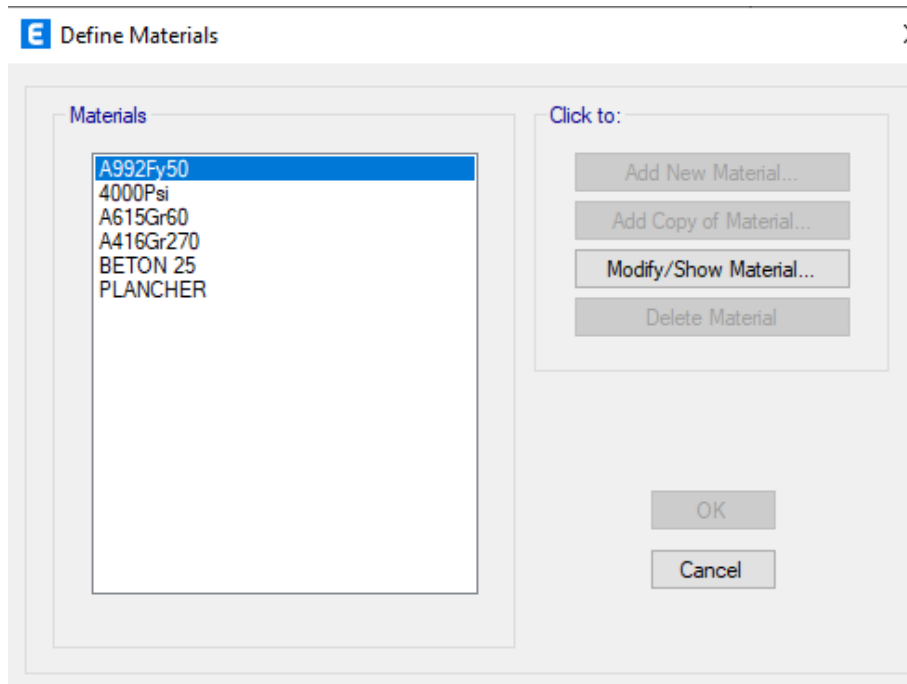


Figure IV.8 Définition des matériaux

Dans la boîte dialogue qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kN/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: MPa

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: MPa

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified

Figure IV.9 Caractéristiques du béton

Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define → **Frame Sections**  → **ADD Rectangular.**

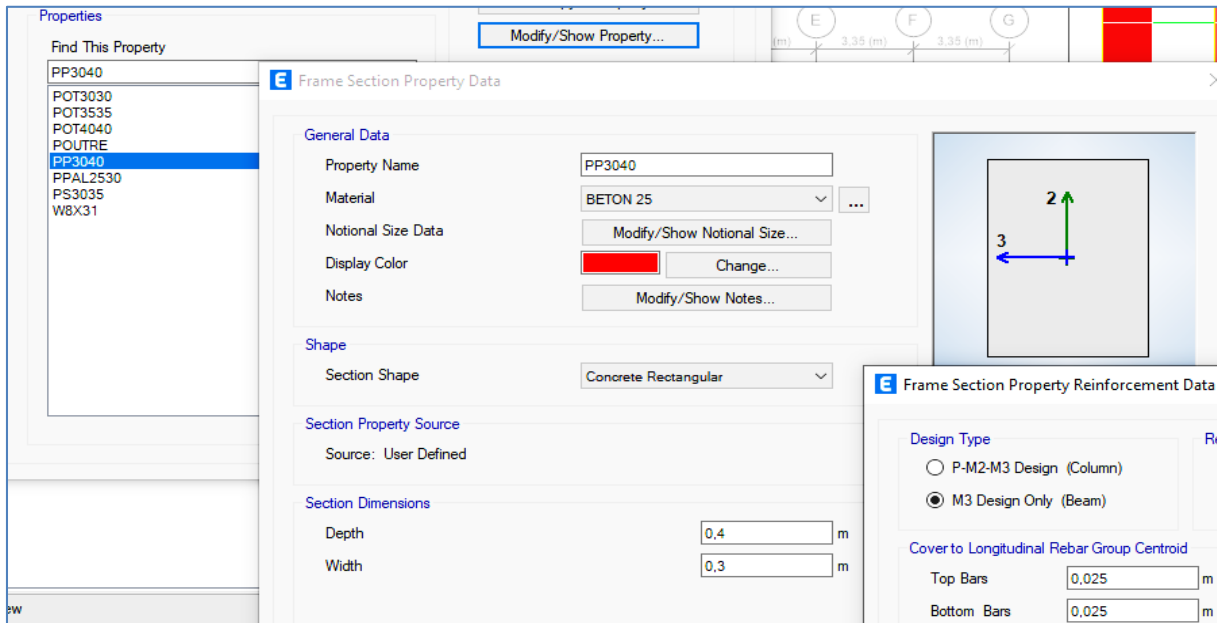


Figure IV.10 Définition des poutres

On procède de la même manière pour les poteaux.

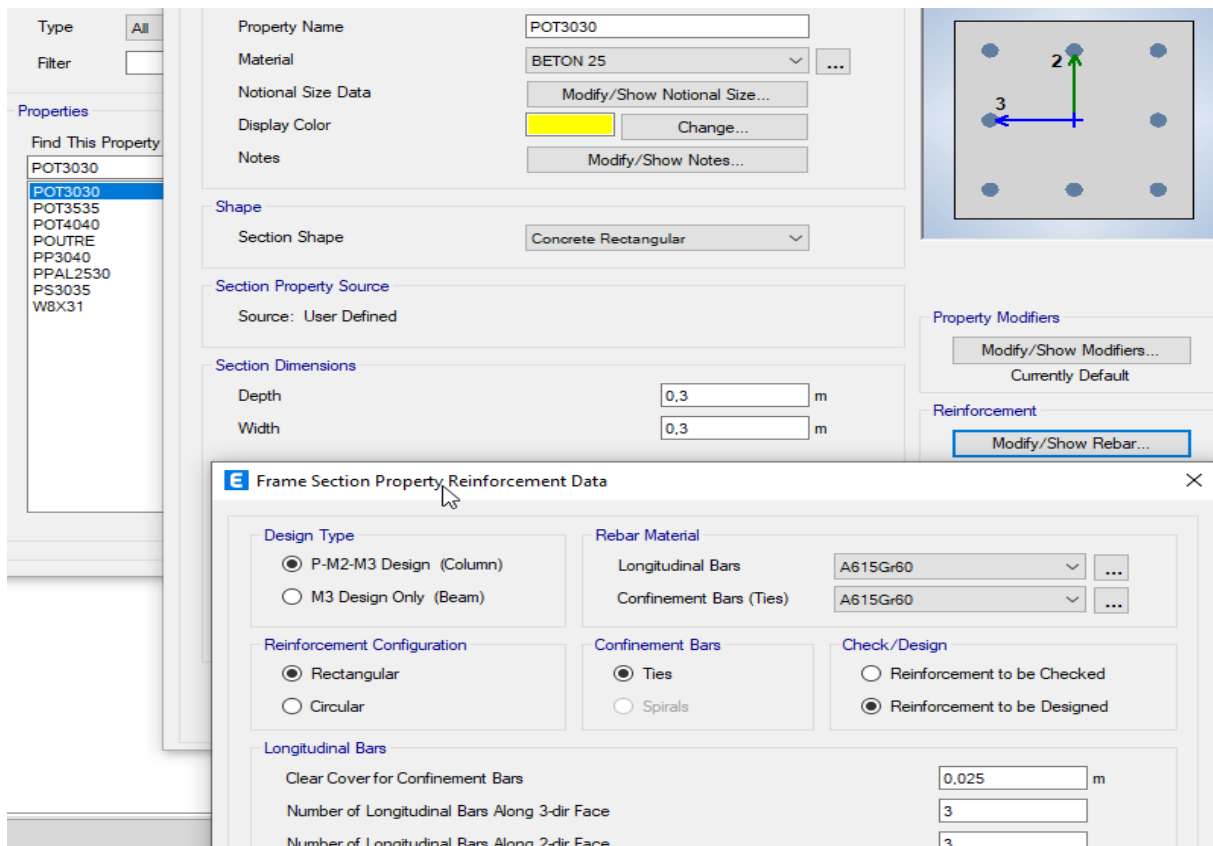



Figure IV.11 Définition des poteaux

Une fois la définition des poteaux et des poutres sont terminés, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs

caractéristiques géométriques, on clique : **Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés.

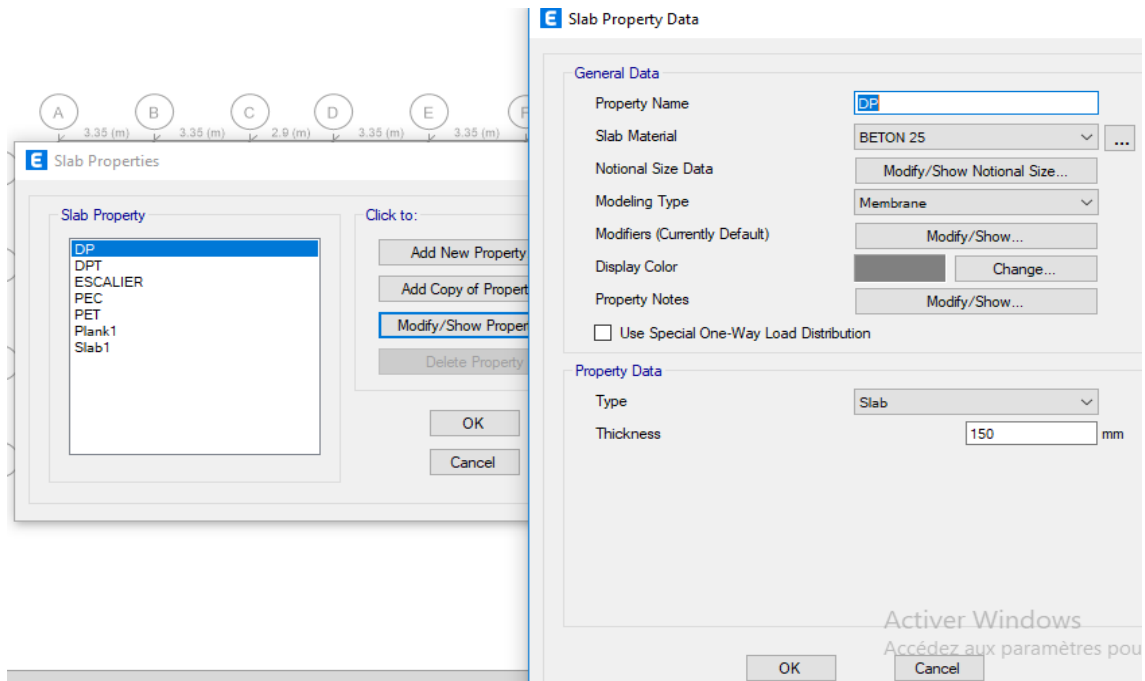



Figure IV.12 Définition des dalles

➤ Dessin des éléments de la structure



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

Pour les poteaux



On clique sur le bouton 

Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) · **None** on choisit le nom de la section pot (35×35) par exemple et on valide.

Pour la poutre et les voiles

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles.

Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton  ou 

Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

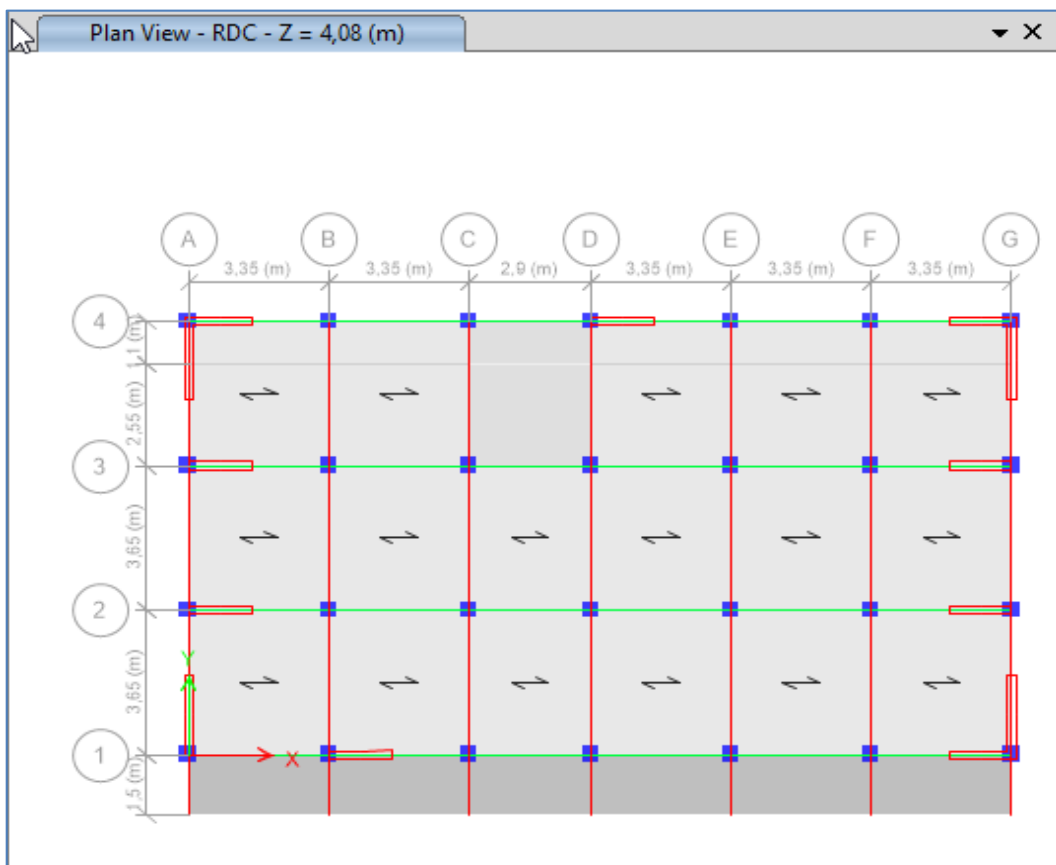


Figure IV.13 Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On

sélectionne tous les nœuds à la base et on clique sur le bouton



la fenêtre ci-après

s'affichera :

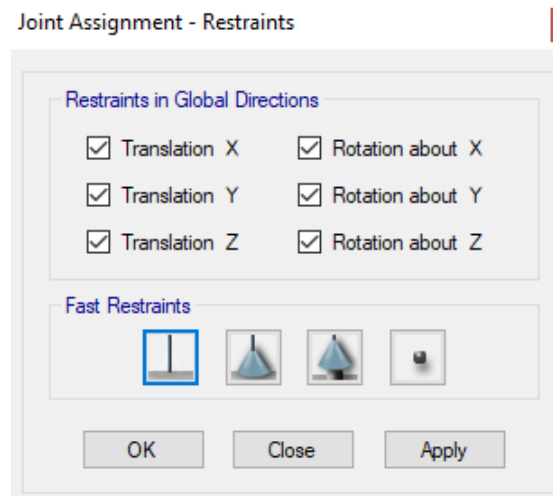


Figure IV.14 Définition des appuis

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

➤ Masse source

$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure (équation 4.3 RPA 2024).

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau 4.2 du RPA 2024. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

Define → Masse Source  → From Loads.

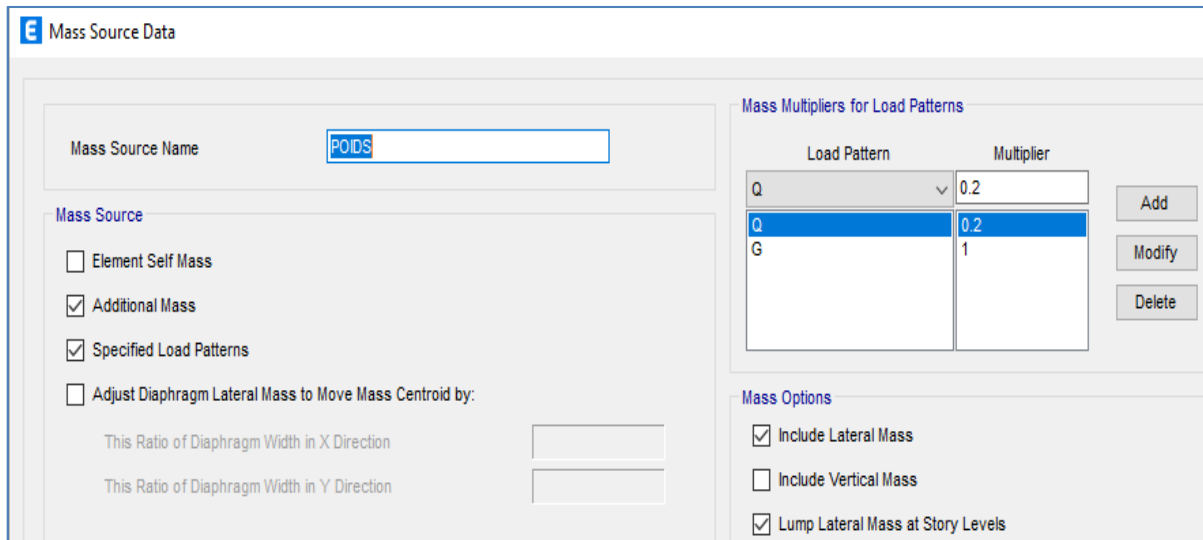


Figure IV.15 Définition du poids propre

➤ **Diaphragme**

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage → Assign → Joint/Point → Diaphragmas  →

D1 → OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

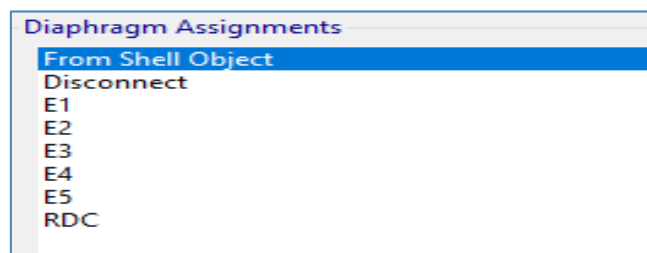


Figure IV.16 Introduction des diaphragmes

Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations

(Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**.

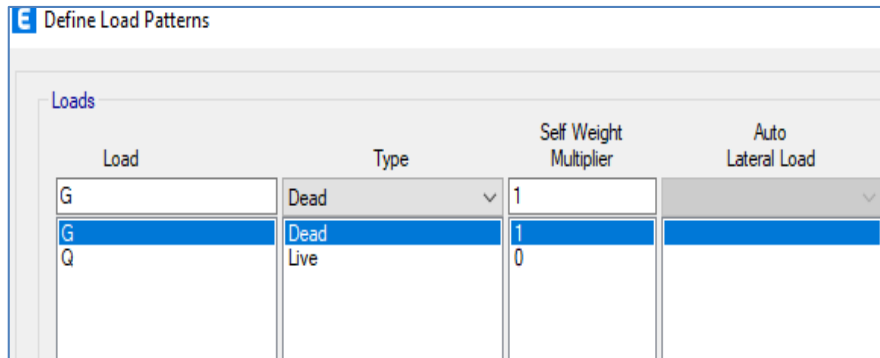


Figure IV.17 Définition des charges statiques

Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA2024 :

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On tire le spectre de réponse du RPA2024 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**.

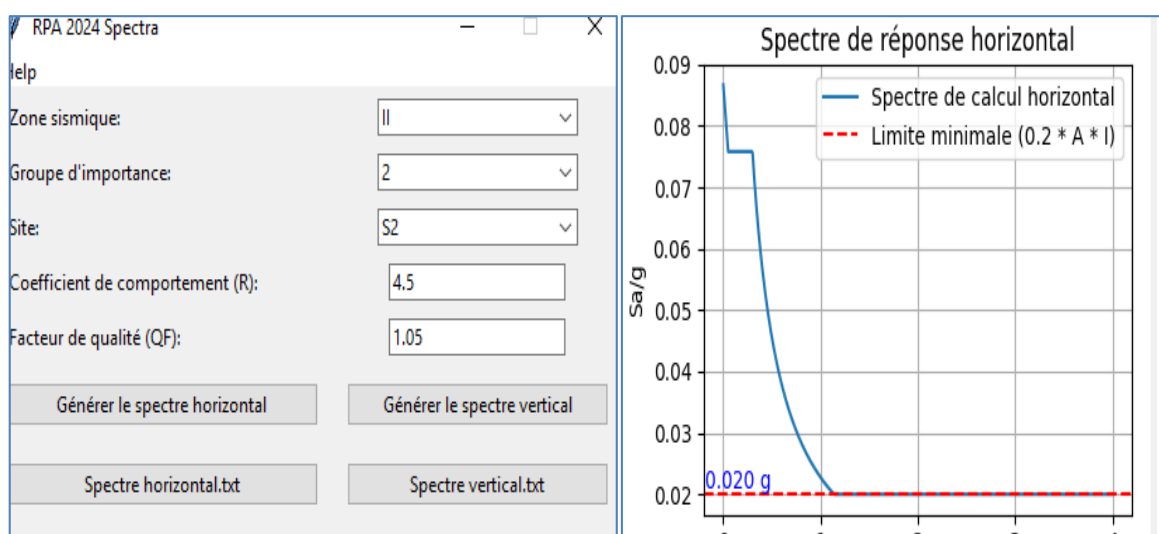


Figure IV.18 Définition du spectre de calcul du RPA 2024

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function Spectre from file.**

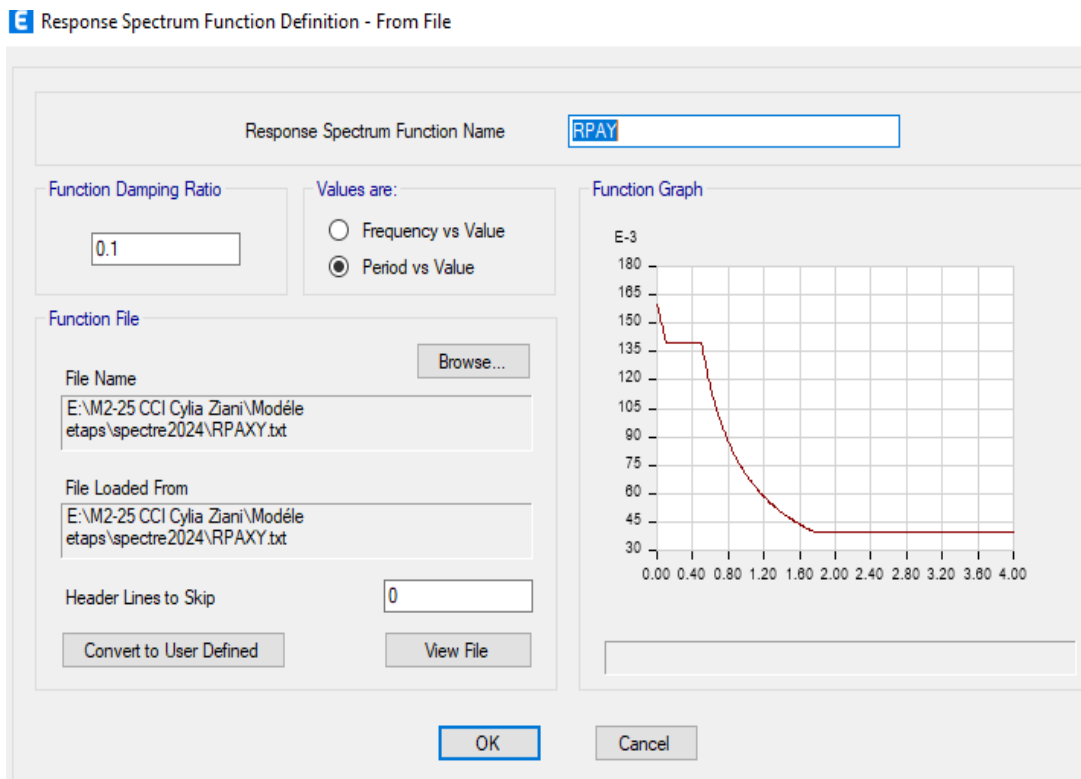


Figure IV.19 Introduction du spectre de calcul du RPA 2024

Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Reponse Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**

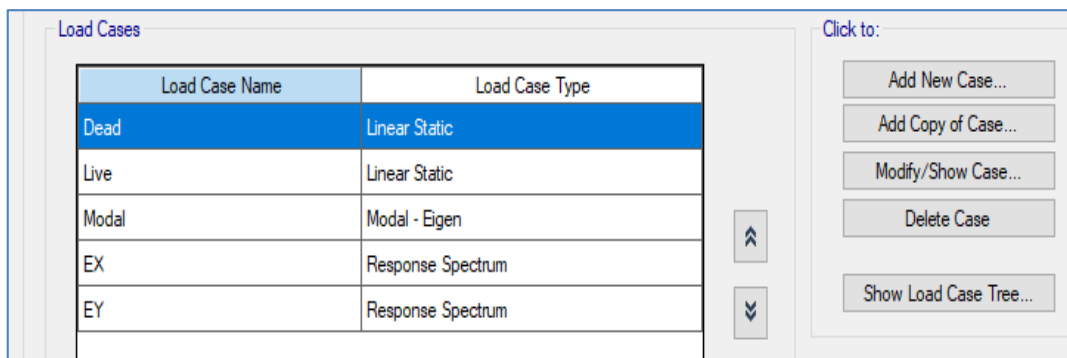


Figure IV.20 Définition des charges sismiques

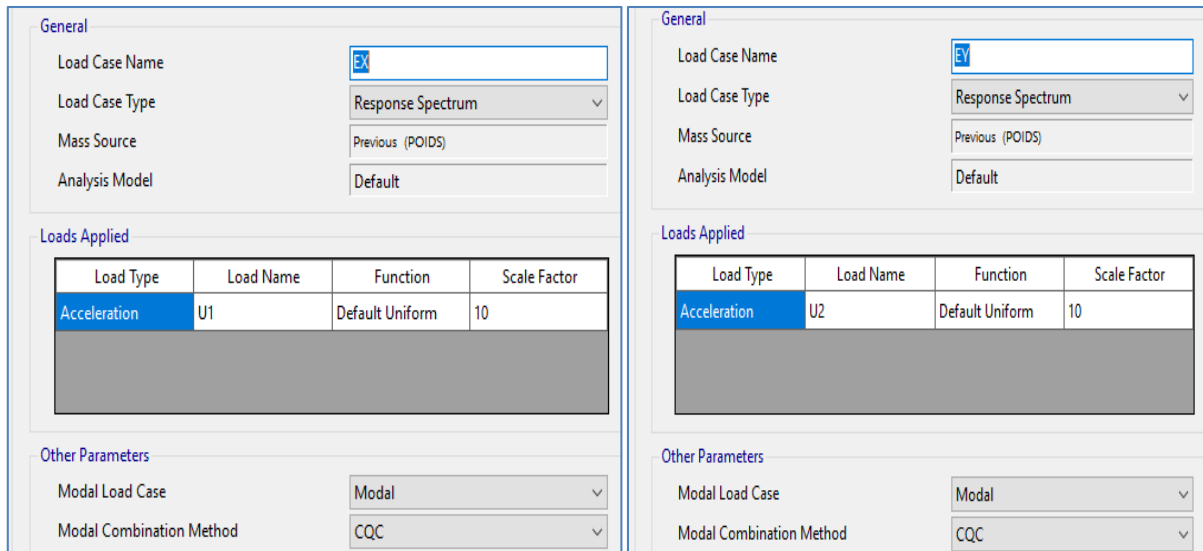



Figure IV.21 Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales

Étape « G » : Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dues aux : mur extérieur, l’acrotère, l’escalier) qui leur revient en cliquant sur :

Assign → frame/ line load → distributed.

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui

revient en cliquant sur : **assign → shell/areas load → uniform.** 

Étape « H » : Introduction des combinaisons d’actions

➤ **Combinaisons aux états limites**

ELU : 1,35 G+1,5 Q

ELS : G+Q

➤ **Combinaisons accidentelle du RPA2024**

- G +0.2Q +E_x +0.3E_y
- G +0.2Q - E_x - 0.3E_y
- G +0.2Q +0.3 E_x +E_y
- G +0.2Q -0.3E_x -E_y

- $G + 0.2Q + E_x - 0.3E_y$
- $G + 0.2Q + 0.3E_x - E_y$
- $G + 0.2Q - E_x + 0.3E_y$
- $G + 0.2Q - 0.3E_x + E_y$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → Loads Combinaisons  → Add New Combo.

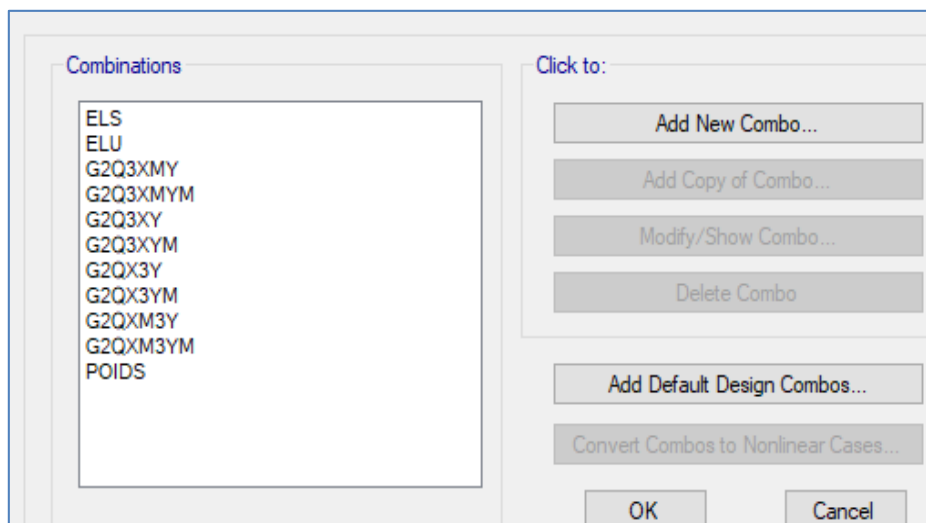



Figure IV.22 : Introduction des combinaisons d'actions

Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

➤ Lancement de l'analyse

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**  pour bloquer le model, et on se positionne sur : **Analyze** → **RunAnalysis (F05)** pour lancer l'analyse.

➤ Visualisation des résultats



Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagramme** 

Déplacement : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau Considéré, puis on clique sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisit la combinaison.

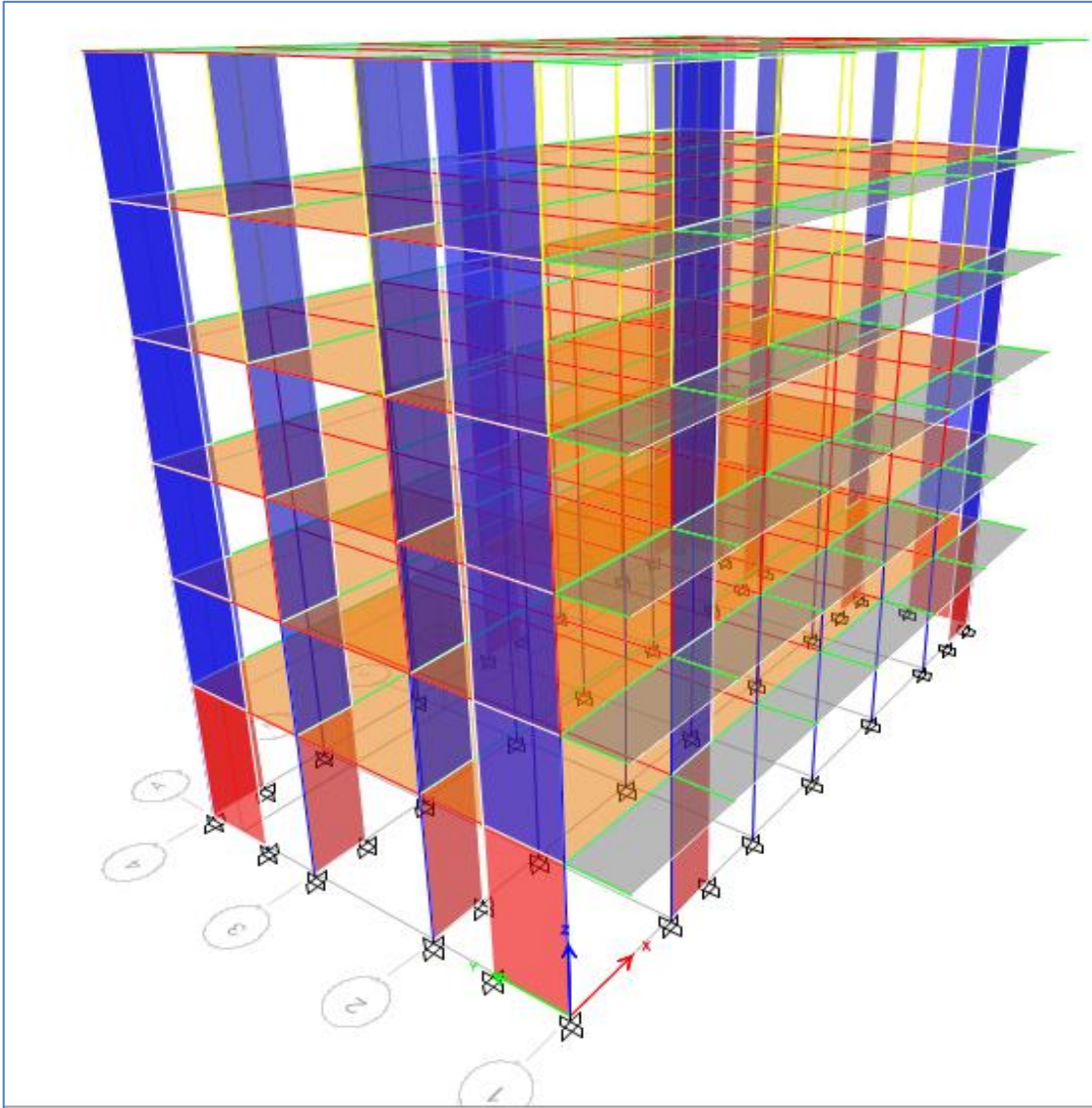


Figure IV.23 Vue en 3D de la structure

Chapitre V

Vérification des exigences du RPA

Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA2024 qui sont :

- 1) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
- 2) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 3) L’effort tranchant à la base.
- 4) Vérification de l’effort normal réduit dans les poteaux
- 5) Justification vis-à-vis des déplacements
- 6) Justification vis-à-vis de l’effet P-Delta.

V.1. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l’exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0,546s

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information
→ Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante.

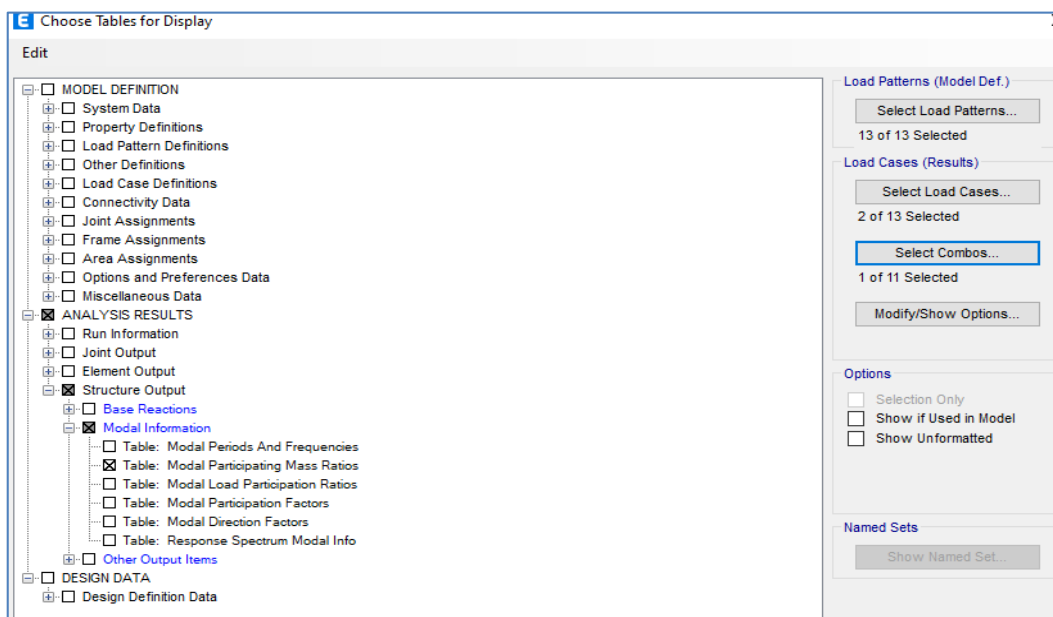


Figure V.1 Affichage des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Tableau V.1 : Mode propres et participation massique

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,546	0,692	0,0305	0	0,692	0,0305	0	0,0124	0,304	0,0183
2	0,47	0,0319	0,72	0	0,7239	0,7505	0	0,2931	0,0145	0,0012
3	0,34	0,0137	0,0037	0	0,7376	0,7541	0	0,0016	0,0061	0,7225
4	0,142	0,1413	0,0167	0	0,879	0,7709	0	0,0495	0,3528	0,0042
5	0,126	0,0193	0,142	0	0,8983	0,9129	0	0,4001	0,0478	0,0001
6	0,087	0,0041	0,0012	0	0,9024	0,9141	0	0,003	0,0095	0,1653
7	0,06	0,0363	0,0183	0	0,9387	0,9323	0	0,0463	0,0902	0,0018
8	0,055	0,0199	0,0358	0	0,9586	0,9681	0	0,0921	0,0497	0,0001
9	0,037	0,0017	0,0005	0	0,9602	0,9686	0	0,0013	0,0042	0,0551
10	0,033	0,0041	0,0179	0	0,9643	0,9865	0	0,0573	0,0122	0,0007
11	0,031	0,0205	0,0035	0	0,9848	0,99	0	0,0114	0,0618	0,0003
12	0,023	0,0003	0,0079	0	0,9851	0,998	0	0,0251	0,0009	1,094E-05

◆ Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X,**

Il mobilise 69.20 % de la masse.> 50%

◆ Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y,**

Il mobilise 72.00% de la masse.> 50%

Le troisième mode de vibration est : **rotation suivant Z-Z. Il n'y a pas de torsion.**

Il mobilise 72.25 % de la masse.> 50%

Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA2024)

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 modes à retenir est : **06 modes.**

6ème mode → Sens X-X : 90.24% > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 91.41 % > 90% → **Condition vérifiée.**

V.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W \quad (\text{article 4.2.3 RPA 2024}).$$

avec:

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = 0.85; \text{ si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux}$$

$$\lambda = 1, \text{ autrement}$$

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

A) Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau 3.2 du RPA 2024 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\text{Zone IV, groupe d'usage 2} \rightarrow \mathbf{A = 0.20}$$

B) 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).

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_1}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (\text{Formule 3.15 RPA 2024}).$$

D'après le tableau 3.3 du RPA 2024 :

$$\left. \begin{matrix} T_1 = 0.10 \\ \\ T_2 = 0.50 \end{matrix} \right\} \text{Site ferme S2}$$

C) Facteur de correction d'amortissement η

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ (Formule 3.9 RPA2024)

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.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : $\xi = 10\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7$

$$\eta = 0.76 > 0,7$$

D) Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec h_N la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n. $h_n = 19.38m$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
Il est donné par le tableau 4.3 du RPA 2024

$C_T = 0,05.$

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%

$T = 0,05 \times (19.38)^{3/4} \rightarrow T = 0.461 \text{ sec}$

Selon l'article 4.2.4 du RPA 2024

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur " $\frac{S_{ad}}{g}$ (T)" est déterminée à partir du tableau suivant :

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

D'où : $T = 1,3 \times 0.461 = 0.599 \text{ sec} > T_{analytique} = 0.546 \text{ sec} \rightarrow$ 2^{ème} cas

Donc $T = 1.3 T_{empirique} \rightarrow T = 0.599 \text{ s}$

Finalemnt : $\frac{S_{ad}}{g} (T) = A.I.S (2.5 \times \frac{Q_f}{R}) \times (\frac{T_2}{T})$ si $T_2 \leq T < T_3$

$\frac{S_{ad}}{g} (T) = 0.2 \times 1 \times 1.20 (2.5 \times \frac{1.05}{4.5}) \times (\frac{0.50}{0.599}) = 0.1169$

E) Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction des critères suivants : Les conditions minimales sur les files de contreventement ; la redondance en plan ; la régularité en plan ; la régularité en élévation ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Avec P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité.

Sens x-x

Catégorie	Critère, q	Observé (oui ou non)	Pq
(a)	1. Régularité en plan	Non	0.05
	2. Régularité en élévation	Oui	0
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	Oui	0
	4. Conditions minimales sur les travées	Oui	0
(b)	1. Régularité en plan	Oui	0
	2. Régularité en élévation	Oui	0
	3. Redondance en plan	Oui	0

Sens y-y

Catégorie	Critère, q	Observé (oui ou non)	Pq
(a)	1. Régularité en plan	Non	0.05
	2. Régularité en élévation	Oui	0
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	Oui	0
	4. Conditions minimales sur les travées	Oui	0
(b)	1. Régularité en plan	Oui	0
	2. Régularité en élévation	Oui	0
	3. Redondance en plan	Oui	0

Selon les exigences de l'article 3.7.1. du RPA 2024 concernant la régularité en plan, notamment la condition (a.1.) :

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la **distribution des rigidités** que pour celle **des masses**.

Dans notre cas, la **distribution des rigidités** dans chaque niveau (en plan) est influencée par la présence de voiles de contreventement, dans les deux sens x et y, non symétriques, pour des raisons techniques (vérifications des exigences du RPA concernant les modes propres, la période, l'effort tranchant à la base et l'effort normal réduit) et architecturales (exploitation des surfaces et présence des ouvertures)

De même la **distribution des masses** dans chaque niveau (en plan) est influencée par la présence des décrochements, des parties rentrantes ou saillantes, ainsi que les différences de chargement dues aux surcharges d'exploitation (escalier, balcon).

Pondérations de la catégorie (a) :

1. Régularité en plan La structure est classée régulière en plan selon les critères (cf. §3.7.1a) du RPA 2024. → **Non vérifiée**

Ainsi, on considère la **non vérification de l'un des critères de la condition de régularité en plan**, notamment la condition **(a.1)**

On considère alors une pénalité vis-à-vis la régularité en plan : **$P_q = 0.05$**

On aura finalement : **$Q_x = 1,05$ et $Q_y = 1,05$.**

F) Détermination du poids de la structure W

$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure **(équation 4.3 RPA 2024)**.

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau 4.2 du RPA 2024. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → show tables → sélectionner Building Output Table
→ Story Shears → POIDS Combo

On aura la fenêtre suivante :

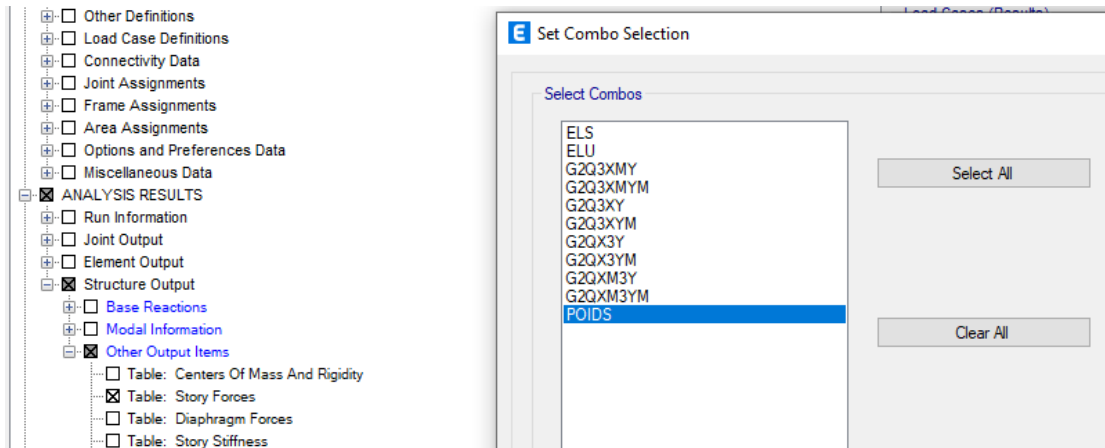


Figure V.2 Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représentés par le tableau suivant.

Tableau V.1 Valeur du poids total de la structure

E Story Forces						
File Edit Format-Filter-Sort Select Options						
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Forces						
Filter: None						
	Story	Output Case	Case Type	Location	P kN	VX kN
▶	ETAGE5	POIDS	Combination	Bottom	2380,136	0,0759
	ETAGE4	POIDS	Combination	Bottom	4639,3459	0,1464
	ETAGE3	POIDS	Combination	Bottom	6961,3458	0,2064
	ETAGE2	POIDS	Combination	Bottom	9283,3457	0,255
	ETAGE1	POIDS	Combination	Bottom	11678,8456	0,2908
	RDC	POIDS	Combination	Bottom	14298,2355	0,3137

On choisit la valeur indiquée pour RDC _ Bottom

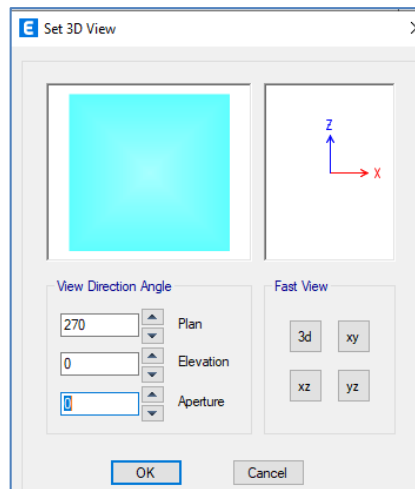
Donc : **W = 14298.236 KN**

G) Étude de contreventement

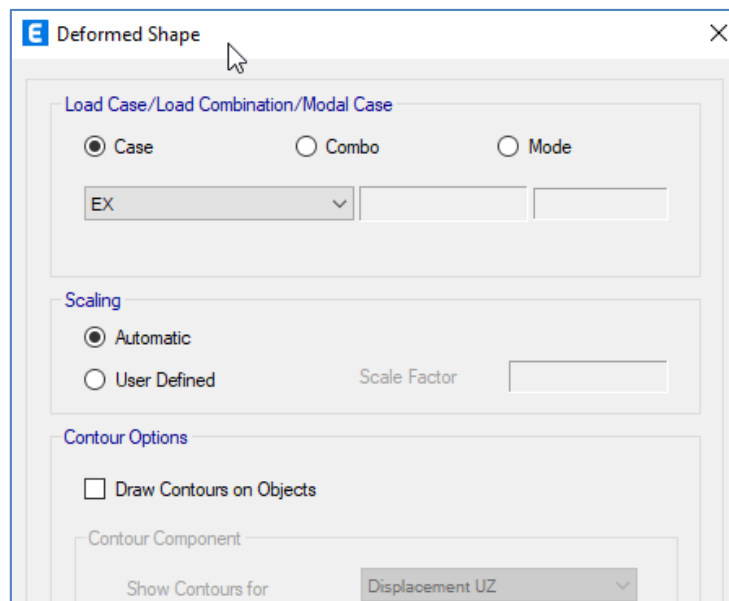
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → **set 3D view** → une fenêtre apparait on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.

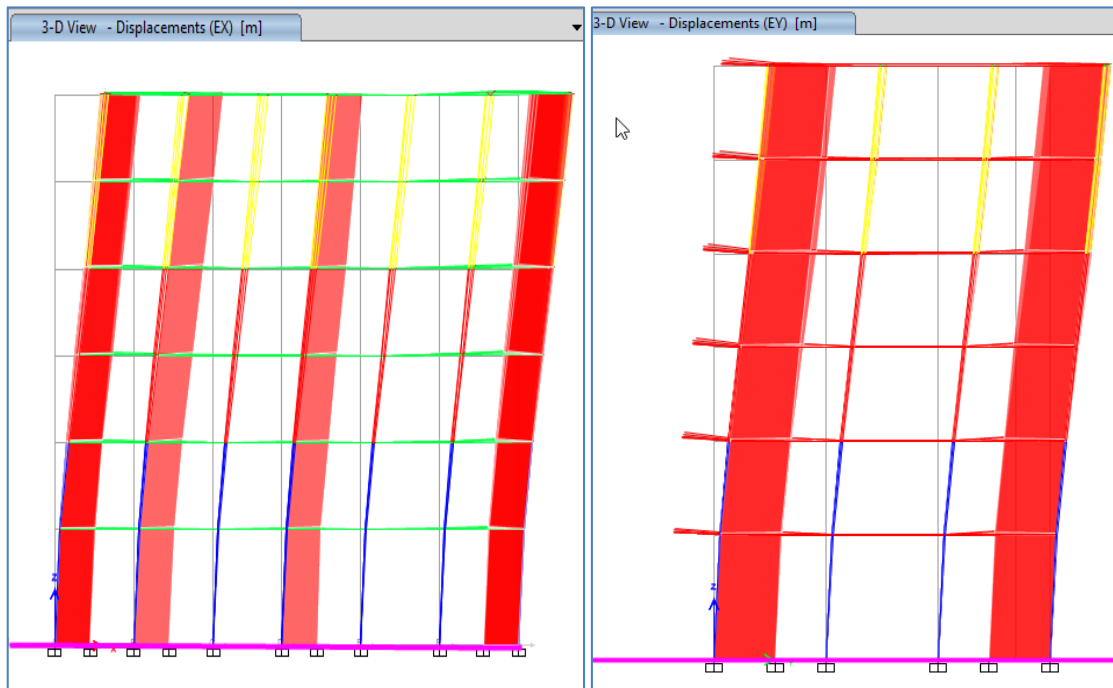


Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison **Ex**.



Ensuite **draw** → **draw section cut**

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.



Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Les charges horizontales

Sens X-X

Section Cutting Line Start Point End Point Global X 25 -5 m Global Y 0 0 m			Load Case EX			Resultant Force Location and Angle Global X 10 m Global Y 0 m Global Z 0 m Angle 180 deg		
Objects to Include <input checked="" type="checkbox"/> Columns <input checked="" type="checkbox"/> Beams <input checked="" type="checkbox"/> Braces <input checked="" type="checkbox"/> Floors <input checked="" type="checkbox"/> Walls <input checked="" type="checkbox"/> Links								
Integrated Forces								
	Left Side			Right Side				
	1	2	Z	1	2	Z		
Force	0	0	0	1106,676	113,3994	0 kN		
Moment	0	0	0	1579,6287	15393,8627	5557,5487 kN-m		
	Save Left Side Cut			Save Right Side Cut				
OK			Cancel			Refresh		

	Left Side			Right Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	987,7765	100,5715	619,0225 kN
Moment	0	0	0	4250,1908	1728,5063	5004,9625 kN-m

On a : 1106.676 KN → 100%

987.777 KN → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{987.777 \times 100}{1106.676} = 89.26 \%$$

Donc : Effort repris par les voiles = **89.26%**

Effort repris par les portiques = **10.74 %**

Sens Y-Y

De l'Etabs on obtient les tableaux suivant :

	Left Side			Right Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	113,4491	1225,4479	0 kN
Moment	0	0	0	17017,7734	1600,6129	8889,6028 kN-m

On a : 1225.448 KN → 100%

1085.414 KN → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1085.414 \times 100}{1225.448} = \mathbf{88.57 \%}$$

Donc : Effort repris par les voiles = **88.57 %**

Effort repris par les portiques = **11.43 %**

Selon les résultats trouvés et le tableau 3.17 du RPA 2024 :

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

Selon les résultats trouvés, les voiles reprennent **plus de 65 % de la charge horizontale** dans les deux directions sismiques.

D'après l'article **3.5 du RPA 2024**, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles (système 5) ; dont le coefficient de comportement **R = 4.5**

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes : $V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T0) \cdot W$ (Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 2024).

MSE (RPA 2024)	Sens X		Sens Y	
Paramètres	λ	0.85	λ	0,85
	$\frac{S_{ad}}{g} (T0)$	0.1169	$\frac{S_{ad}}{g} (T0)$	0.1169
	W	14298.236	W	14298.236
Forces sismiques V (KN)	1420.744		1420.744	

H) Effort tranchant à la base de calcul (ETABS)

En procédant par les étapes suivantes :

Display → **Show tables** → on selection **Building Modal Information**
 → **Table: response spectrum base reactions** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

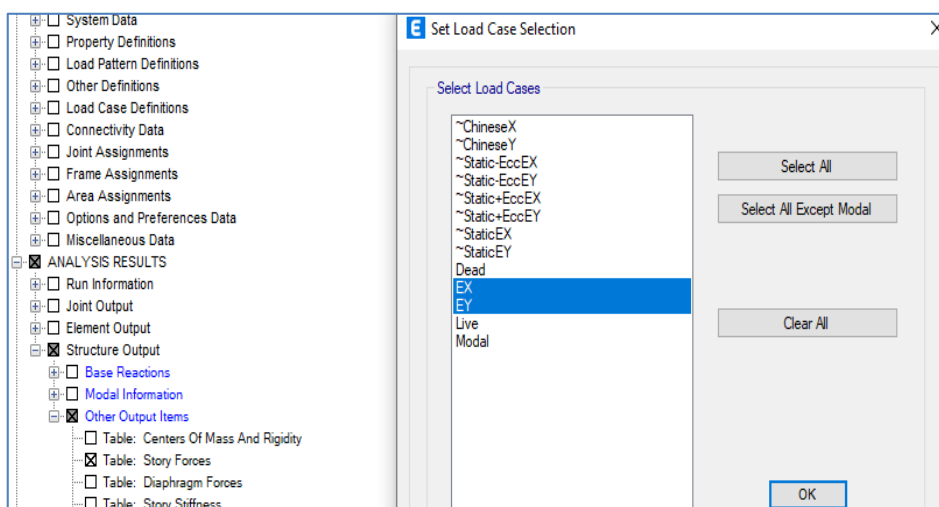


Figure V.3 Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Tableau V.2 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m
ETAGE5	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	37,7291	350,974	3638,3293	1073,9803
ETAGE4	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	584,9332	62,3496	2876,396	299,9959
ETAGE4	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	63,5721	636,6895	6617,2002	3009,2446
ETAGE3	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	784,265	81,5078	3887,0579	540,9187
ETAGE3	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	82,9315	862,1443	8971,604	5609,5755
ETAGE2	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	937,9765	96,4374	4672,1275	823,4184
ETAGE2	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	97,5634	1035,41	10784,688	8710,9685
ETAGE1	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1045,5495	107,2373	5234,5077	1135,9658
ETAGE1	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	107,8631	1156,1104	12052,9319	12154,6865
RDC	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1106,676	113,3994	5562,9382	1579,6287
RDC	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	113,4491	1225,4479	12790,8406	17017,7734

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : $V_x = 1106.676 \text{ KN}$

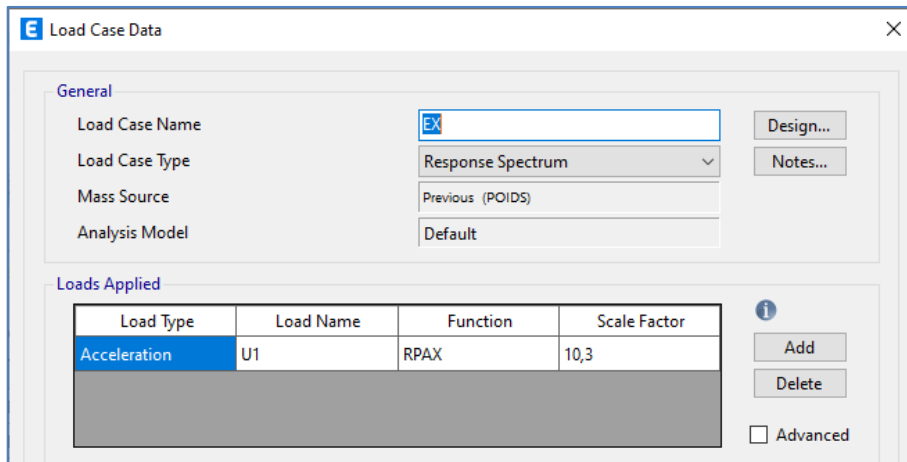
$V_y = 1225.448 \text{ KN}$

I) Comparaison des résultats des forces sismiques

	$V_{MSE} \text{ (KN)}$	$0.8V_{MSE} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	1420.744	1136.595	1106.676	Condition non vérifiée
Sens (y-y)	1420.744	1136.595	1225.448	Condition vérifiée

Remarque :

Vu que la condition n'est pas vérifiée pour le sens x nous allons procéder une majoration des efforts obtenus sur ETABS par coefficients égal à : $0.8V_{MSE} / V_{etaps} = 1.03$.



	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m
	ETAGE5	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	37,7291	350,974	3638,3293	1073,9803
	ETAGE4	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	602,4812	64,2201	2962,6886	308,9957
	ETAGE4	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	63,572	636,6895	6617,2002	3009,2446
	ETAGE3	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	807,793	83,9531	4003,6706	557,1462
	ETAGE3	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	82,9315	862,1443	8971,604	5809,5755
	ETAGE2	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	966,1158	99,3305	4812,2924	848,1209
	ETAGE2	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	97,5634	1035,41	10784,688	8710,9685
	ETAGE1	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1076,916	110,4544	5391,5441	1170,0447
	ETAGE1	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	107,863	1156,1104	12052,932	12154,6865
	RDC	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1139,8763	116,8014	5729,8274	1627,0174
	RDC	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	113,4491	1225,4479	12790,8406	17017,7735

Après l'affectation du coefficient de correction, la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée dans les deux sens.

	V_{MSE} (KN)	$0.8V_{MSE}$ (KN)	V_{ETABS} (KN)	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	1420.744	1136.595	1139.876	Condition vérifiée
Sens (y-y)	1420.744	1136.595	1136.595	Condition vérifiée

V.3. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

On doit satisfaire la condition suivante :
$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,35.$$

Avec N_d : Effort normal sismique ;

B : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

Pour les poteaux 40×40 : $N_d = 1028,521 \text{ KN}$

$$v = \frac{1028,521 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,26 \leq 0,35 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Pour les poteaux 35×35 : $N_d = 674,1022 \text{ KN}$

$$v = \frac{674,1022 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,22 < 0,35 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Pour les poteaux 30×30 : $N_d = 332,4809 \text{ KN}$

$$v = \frac{332,4809 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0,15 < 0,35 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.4. Justification vis-à-vis des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.5.2 du RPA 2024. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek} \quad : (\text{RPA 2024 , formule 4-15})$$

Où :

δ_{ek} :déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R :coefficient de comportement.

Q_F : Coefficient de qualité

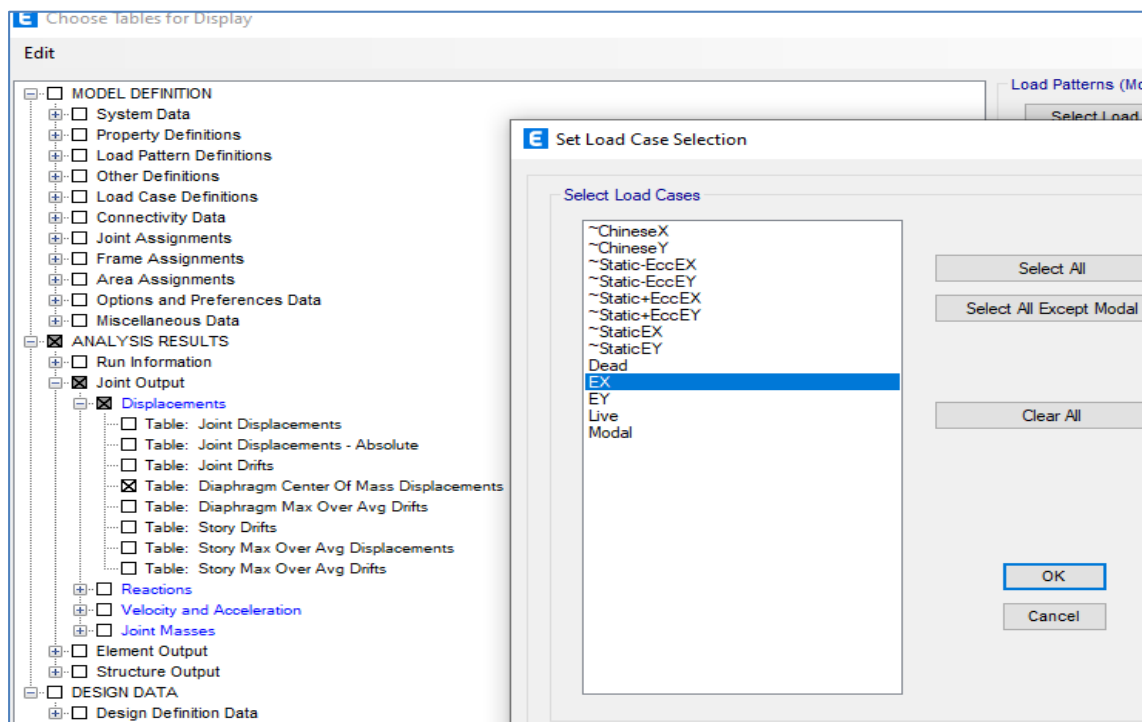
Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-16 de RPA 2024}).$$

➤ **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → *Show Tables* → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → *Displacement Data* → *table : Diaphragm CM displacement*

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur **OK**

➤ Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : *Select cases/combos* → 2 fois sur **OK**

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m	RZ rad
ETAGE5	E5	EX	LinRespSpec	Max	0,010816	0,001034	0,000231
ETAGE5	E5	EY	LinRespSpec	Max	0,001144	0,008683	0,000155
ETAGE4	E4	EX	LinRespSpec	Max	0,008905	0,000867	0,000193
ETAGE4	E4	EY	LinRespSpec	Max	0,000932	0,007278	0,00013
ETAGE3	E3	EX	LinRespSpec	Max	0,006879	0,000683	0,000151
ETAGE3	E3	EY	LinRespSpec	Max	0,000723	0,005715	0,000102
ETAGE2	E2	EX	LinRespSpec	Max	0,00478	0,000484	0,000107
ETAGE2	E2	EY	LinRespSpec	Max	0,000504	0,004052	7,1E-05
ETAGE1	E1	EX	LinRespSpec	Max	0,002756	0,000286	6,3E-05
ETAGE1	E1	EY	LinRespSpec	Max	0,000292	0,002399	4,2E-05
RDC	RDC	EX	LinRespSpec	Max	0,001054	0,000113	2,5E-05
RDC	RDC	EY	LinRespSpec	Max	0,000111	0,000967	1,6E-05

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m	RZ rad
ETAGE5	E5	EX	LinRespSpec	Max	0,010816	0,001034	0,000231
ETAGE4	E4	EX	LinRespSpec	Max	0,008905	0,000867	0,000193
ETAGE3	E3	EX	LinRespSpec	Max	0,006879	0,000683	0,000151
ETAGE2	E2	EX	LinRespSpec	Max	0,00478	0,000484	0,000107
ETAGE1	E1	EX	LinRespSpec	Max	0,002756	0,000286	0,000063
RDC	RDC	EX	LinRespSpec	Max	0,001054	0,000113	0,000025

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX m	UY m	RZ rad
ETAGE5	E5	EY	LinRespSpec	Max	0,001144	0,008683	0,000155
ETAGE4	E4	EY	LinRespSpec	Max	0,000932	0,007278	0,00013
ETAGE3	E3	EY	LinRespSpec	Max	0,000723	0,005715	0,000102
ETAGE2	E2	EY	LinRespSpec	Max	0,000504	0,004052	0,000071
ETAGE1	E1	EY	LinRespSpec	Max	0,000292	0,002399	0,000042
RDC	RDC	EY	LinRespSpec	Max	0,000111	0,000967	0,000016

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_x :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	Qf	$\delta_k=(R/Qf)\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%H _e	conclusion
ETAGE 5	D5	EX	0,0108	4,5	1,05	0,046	0,0019	0,0306	CV
ETAGE 4	D4	EX	0,0089	4,5	1,05	0,038	0,0020	0,0306	CV
ETAGE 3	D3	EX	0,0069	4,5	1,05	0,029	0,0021	0,0306	CV
ETAGE 2	D2	EX	0,0048	4,5	1,05	0,020	0,0020	0,0306	CV
ETAGE 1	D1	EX	0,0028	4,5	1,05	0,012	0,0017	0,0306	CV
RDC	RDC	EX	0,0011	4,5	1,05	0,005	0,0011	0,0408	CV

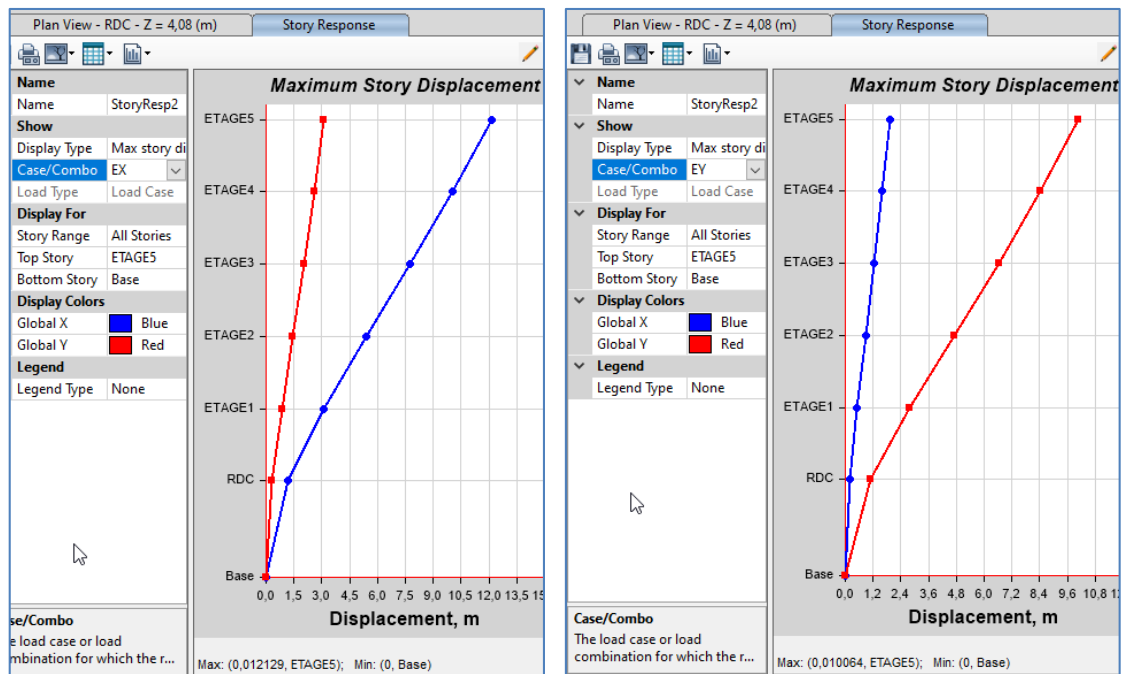
Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_y :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	Qf	$\delta_k=(R/Qf)\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%H _e	conclusion
ETAGE 5	D5	EY	0,0087	4,5	1,05	0,037	0,0014	0,0306	CV
ETAGE 4	D4	EY	0,0073	4,5	1,05	0,031	0,0016	0,0306	CV
ETAGE 3	D3	EY	0,0057	4,5	1,05	0,024	0,0017	0,0306	CV
ETAGE 2	D2	EY	0,0041	4,5	1,05	0,017	0,0017	0,0306	CV
ETAGE 1	D1	EY	0,0024	4,5	1,05	0,010	0,0014	0,0306	CV
RDC	RDC	EY	0,0010	4,5	1,05	0,004	0,0010	0,0408	CV

V.5. Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

Display → *Show story response plots*



$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad (\text{ Art B.6.5,3/BAEL91}) \quad \text{avec} \quad f : \text{ la flèche admissible.}$$

h_t : la hauteur totale du bâtiment

Suivant Ex

$$\delta_{\text{Max}} = 0.012 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{19.38}{500} = 0.0388 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Ey

$$\delta_{\text{Max}} = 0.010 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{19.38}{500} = 0.0388 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.6. Vérifications de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1 \quad (\text{formule 5.10 ; article 5.9 ; RPA2024})$$

Avec P_k poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Pour l'effort tranchant d'étage (Vx)

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → Building Output

→ Table: Story Shears → on définit la combinaison Ex on cliquant sur : 2 fois

OK

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m
▶	ETAGE5	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	338,7234	38,1501	1628,9314	116,7393
	ETAGE4	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	602,4812	64,2201	2962,6886	308,9957
	ETAGE3	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	807,793	83,9531	4003,6706	557,1462
	ETAGE2	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	966,1158	99,3305	4812,2924	848,1209
	ETAGE1	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1076,916	110,4544	5391,5441	1170,0447
	RDC	EX	LinRespSpec	Max	Bottom	0	1139,8763	116,8014	5729,8274	1627,0174

Pour l'effort tranchant d'étage (Vy)

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m
▶	ETAGE5	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	37,7291	350,974	3638,3293	1073,9803
	ETAGE4	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	63,572	636,6895	6617,2002	3009,2446
	ETAGE3	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	82,9315	862,1443	8971,604	5609,5755
	ETAGE2	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	97,5634	1035,41	10784,688	8710,9685
	ETAGE1	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	107,863	1156,1104	12052,932	12154,6865
	RDC	EY	LinRespSpec	Max	Bottom	0	113,4491	1225,4479	12790,8406	17017,7735

Pour le poids (P)

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

	Story	Output Case	Case Type	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m	MX kN-m	MY kN-m
▶	ETAGE5	POIDS	Combination	Bottom	2380,136	0,0758	0,1238	0,9245	11347,847	-23320,8551
	ETAGE4	POIDS	Combination	Bottom	4639,3459	0,1464	0,2436	1,826	22230,4058	-45445,3587
	ETAGE3	POIDS	Combination	Bottom	6961,3458	0,2064	0,3504	2,6389	33459,3729	-68184,589
	ETAGE2	POIDS	Combination	Bottom	9283,3457	0,255	0,4406	3,3344	44688,0638	-90923,6708
	ETAGE1	POIDS	Combination	Bottom	11678,8456	0,2908	0,5104	3,8762	56321,9267	-114382,4348
	RDC	POIDS	Combination	Bottom	14298,2355	0,3137	0,5553	4,224	69222,7937	-140066,4995

Story	poids	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		Δ_{xx} [m]	V_x [kN]	$V_x \times h$	Θ_x	Δ_{yy} [m]	V_y [kN]	$V_y \times h$	Θ_y
ETAGE 5	5813,43	0,0019	338,7234	1036,49	0,0107	0,0014	350,974	1073,98	0,0076
ETAGE 4	11574,48	0,0020	602,4812	1843,59	0,0127	0,0016	636,6895	1948,27	0,0093
ETAGE 3	17393,96	0,0021	807,793	2471,85	0,0148	0,0017	862,1443	2638,16	0,0110
ETAGE 2	23058,77	0,0020	966,1158	2956,31	0,0158	0,0017	1035,41	3168,35	0,0120
ETAGE 1	28844,06	0,0017	1076,916	3295,36	0,0149	0,0014	1156,1104	3537,70	0,0117
RDC	34629,35	0,0011	1139,8763	5471,41	0,0067	0,0010	1225,4479	5882,15	0,0057

Conclusion

- $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.

L’effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux (effet $\Theta_k \leq 0,1$ dans les deux sens x et y pour tous les niveaux)

Chapitre VI
Ferraillages des éléments
principaux

VI.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers les fondations. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V22.4.0), ils sont donc calculés en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

A l'ELU :

$$1.35G+1.5Q$$

Selon le RPA2024

- $G + 0.2Q + E_x + 0.3E_y$
- $G + 0.2Q - E_x - 0.3E_y$
- $G + 0.2Q + 0.3 E_x + E_y$
- $G + 0.2Q - 0.3E_x - E_y$
- $G + 0.2Q + E_x - 0.3E_y$
- $G + 0.2Q + 0.3E_x - E_y$
- $G + 0.2Q - E_x + 0.3E_y$
- $G + 0.2Q - 0.3E_x + E_y$

VI.1.1. Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales : (R.P.A2024 Art.7.4.2.2)

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**
- La longueur minimale de recouvrement est de **$60\Phi_L$** (zone IV).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **15cm en zone IV**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **1%** de la section du béton (**1% bh**) :

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 8 % en zone de recouvrement :

Tableau VI.1 : Section minimale et maximale des armatures.

	1% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	8% b h (cm ²)
Poteaux (40X40)	16	64	128
Poteaux (35X35)	12.25	49	98
Poteaux (30x30)	9	36	72

VI.1.2. Calcul des armatures à l'ELU

▪ Exposé de la méthode de calcul

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a- Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

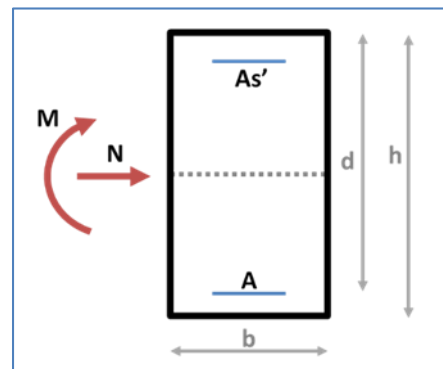
$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ → la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ → la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

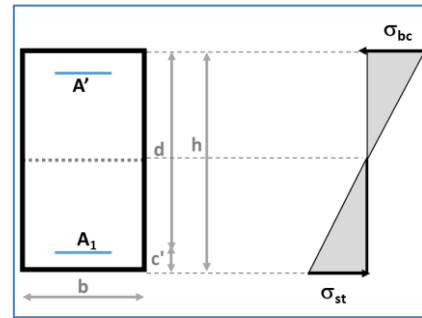
On calcule : $M_r = \mu_1 \cdot bd^2f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s}$$



La section réelle d'armature :

$$A_s' = A'$$

$$A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s}$$

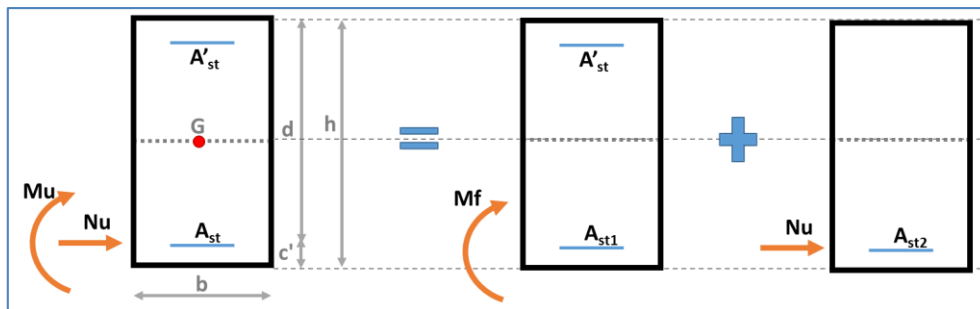


Figure VI.1 : Section partiellement comprimée (SPC).

b- Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

➤ **1er cas :**

Si $N_u(d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f(d-0.5h)bh.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh.f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

➤ **2^{eme} cas :**

Si $N_u(d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h})bh^2f_{bc}$ → la section est Simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi bh.f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)}$$

$$A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right)$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **B** : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

- **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Par la suite, le ferrillage des poteaux sera fait à l'aide de l'application de calcul des sections d'armatures SOCOTEC. Suivant les cas des chargements les plus défavorables

(N_{max} , M_{corr})

(N_{min} , M_{corr})

(M_{max} , N_{corr})

Tableau VI.2 : Les sollicitations de calcul des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Sollicitation	Poteau	Combinaison	Effort normal N_u (KN)	Moment M_u (KN.m)
RDC-E1	(40 × 40)	$N^{max} - M^{corr}$	C17	ELU	-1028.521	3.5768
		$N^{min} - M^{corr}$	C1	G2Q3XY	385.969	4.2047
		$N^{corr} - M^{max}$	C21	G2QX3Y	-142.863	60.9995
E2-E3	(35 × 35)	$N^{max} - M^{corr}$	C17	ELU	-674.102	10.706
		$N^{min} - M^{corr}$	C28	G2Q3XY	68.341	0.795
		$N^{corr} - M^{max}$	C21	G2QX3Y	-105.627	54.919
E4-E5	(30 × 30)	$N^{max} - M^{corr}$	C17	ELU	-332.481	9.822
		$N^{min} - M^{corr}$	C26	G2QX3Y	19.397	8.331
		$N^{corr} - M^{max}$	C21	G2QX3Y	-52.048	38.072

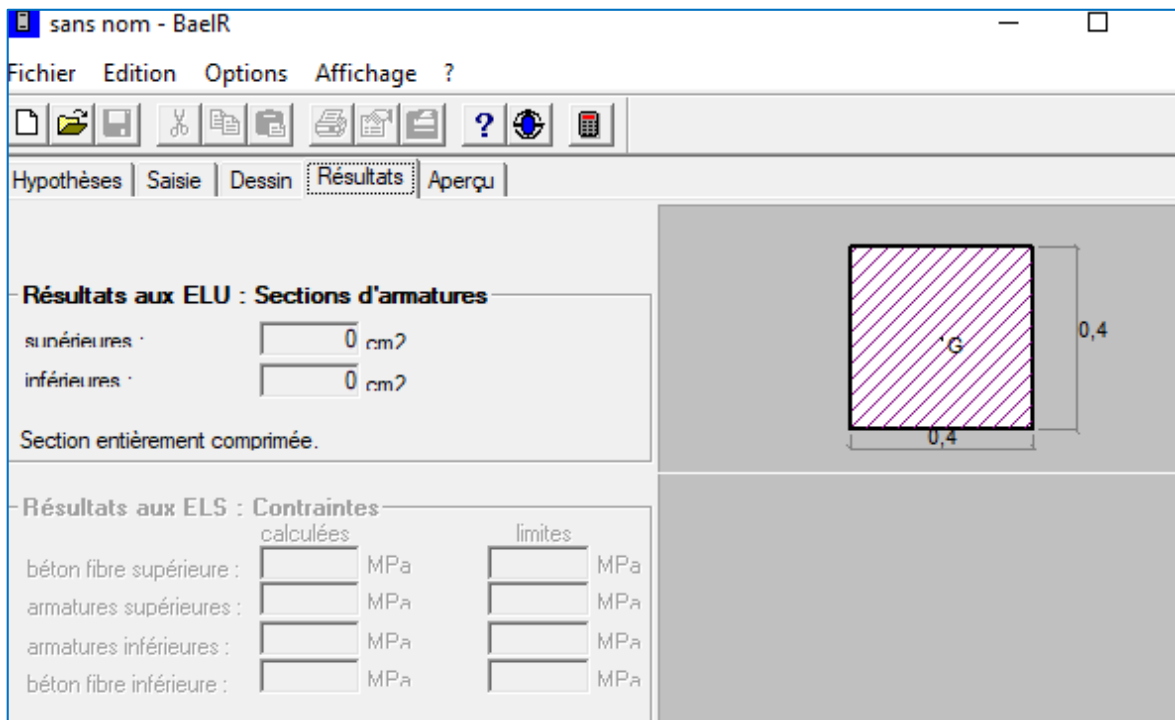
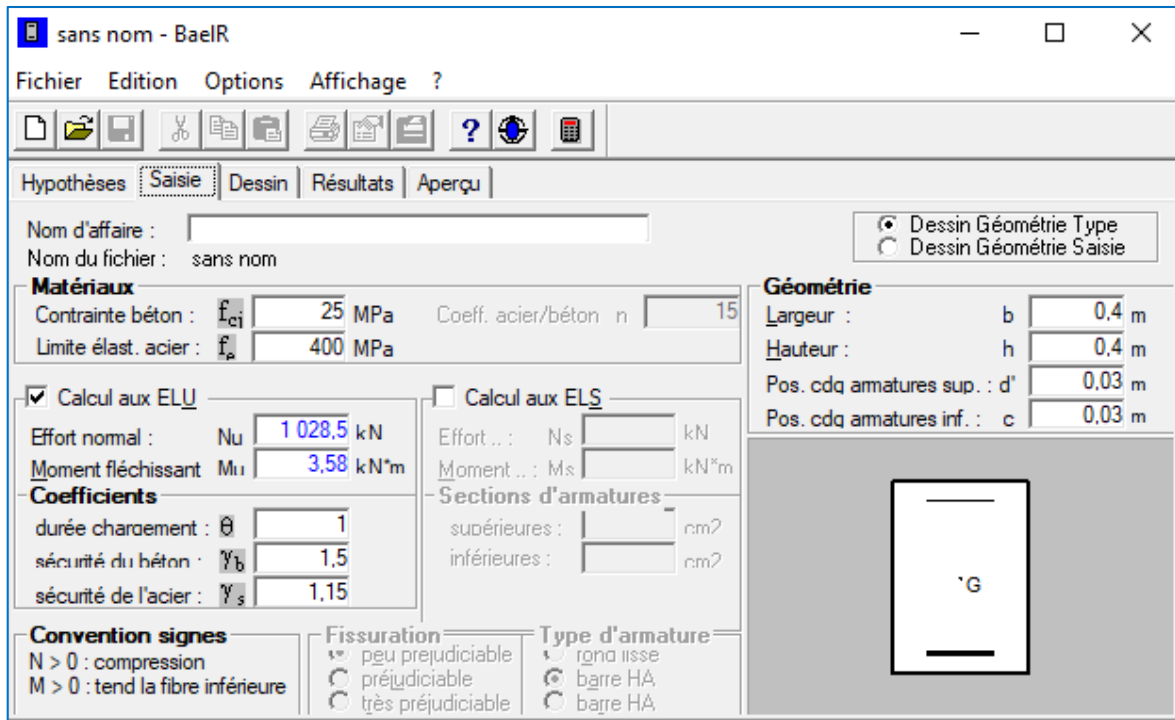


Figure VI.2 : Exemple du ferrillage à l'aide de l'application SOCOTEC

Calcul du ferrillage des poteaux

Tableau VI.3 : Ferrillage des poteaux

Poteau	N°	N (KN)	M (KNm)	OBS	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrillage	A adoptée (cm ²)
40x40	C17	-1028.521	3.5768	SEC	0	0	16	8HA16	16.08
	C1	385.969	4.2047	SEC	0	0			
	C21	-142.863	60.9995	SPC	0	2.43			
35x35	C17	-674.102	10.706	SEC	0	0	12.25	8HA14	12.32
	C28	68.341	0.795	SEC	0	0			
	C21	-105.627	54.919	SPC	0	3.14			
30x30	C17	-332.481	9.822	SET	0	0	9	8HA14	12.32
	C26	19.397	8.331	SPC	0	0.51			
	C21	-52.048	38.072	SPC	0	3.03			

VI.1.3. Vérifications à l'ELU

- Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

- Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \quad ; \quad \varnothing_t = \mathbf{8\text{ mm}}$$

\varnothing_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\varnothing 8$

Soit ($A_t = 2.01\text{cm}^2$).

▪ **Espacement des armatures transversales :**

❖ **Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{ cm}$$

❖ **Selon le RPA 2024 (Art 7.4.2)**

➤ **En zone courante :**

$$t' \leq \text{Min}\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l\right) = \text{Min}\left(\frac{30}{2}, \frac{30}{2}, 10 \times 1.4\right)$$

$$t' \leq \text{Min}(15, 15, 14) = 14\text{cm}$$

$$t' \leq 14\text{ cm} \quad \text{soit : } t' = 10\text{cm}$$

➤ **En zone nodale :**

$$t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 60\phi_l\right) = \min\left(\frac{30}{3}, 10\text{cm}, 60 \times 1.4\right)$$

$$t \leq \min(10, 10\text{cm}, 84) = 10\text{cm}$$

$$\text{soit: } t = 10\text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b_1$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b₁ : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}\right)$$

Avec : **l_f** : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

❖ **Poteaux (40x 40)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.68}{0.4} = 6.504 \text{ Donc } \lambda_g > 5$$

Donc

- ❖ Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$
- ❖ Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

❖ **Poteaux (40x 40)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.4} = 4.702 \quad \text{On a : } 3 < \lambda_g \leq 5$$

Donc

- ❖ Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$

$$A_t^{\min} = 0.8 \% S_t . b_1 = 0.008 \times 10 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$(1.2 + 3.2) / 2 = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$2.2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CNV}$$

Donc on augmente le diamètre max des armatures longitudinales. $\phi_t = 10 \text{ mm}$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.8 \% S_t . b_1 = 0.008 . 10 . 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$(1.2 + 3.2) / 2 = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$2.2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$

$A_t^{\min} = 0.8 \% S_t . b_1 = 0.008 . 10 . 40 = 3.2 \text{ cm}^2$

$(1.2 + 3.2) / 2 = 2.2 \text{ cm}^2$

$2.2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

❖ **Poteaux (35x35) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.35} = 5.373 > 5$$

Donc

❖ Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

❖ Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

❖ **Poteaux (30x30) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.30} = 6.27 > 5$$

❖ Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

❖ Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

❖ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$l_{cr} = \max(1.5hc, l_{cL} / 6, 60 \text{ cm}) \quad (\text{Art.7.4.2})$$

- hc (unités: cm): la plus grande dimension de la section transversale du poteau

- l_{cL} (unités: cm): la longueur libre du poteau

• Si l_c/h_c < 3: la hauteur totale du poteau doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

Tableau VI.4 : détermination de la zone nodale

	H	h'
Poteaux (40x40)	4.08	$l_{cr} = \max(1.5 \times 40, 373/6, 60 \text{ cm}) = 62 \text{ cm}$
Poteaux (40x40)	3.06	$l_{cr} = \max(1.5 \times 40, 271/6, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$
Poteaux (35x35)	3.06	$l_{cr} = \max(1.5 \times 35, 271/6, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$
Poteaux (30x30)	3.06	$l_{cr} = \max(1.5 \times 30, 271/6, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

La longueur minimale des recouvrements est :

60 φ en zones IV, V et VI

Ø16 $L_r = 60 \times 1.6 = 96 \text{ cm}$

Ø14 $L_r = 60 \times 1.4 = 84 \text{ cm}$

Ø14 $L_r = 60 \times 1.4 = 84 \text{ cm}$

■ **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3/RPA2024) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$

$\lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poteau	H _e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ _g	ρ _b	τ _b	τ̄ _{bu}	condition
40x40	4.08	40	37	39.419	6.504	0.075	0.266	1.875	CV
40x40	3.06	40	37	39.419	4.702	0.04	0.266	1	CV
35x35	3.06	35	32	36.866	5.373	0.075	0.329	1.875	CV
30x30	3.06	30	27	26.019	6.27	0.075	0.321	1.875	CV

VI.1.4. Vérifications à l'ELS

A. Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Pour le calcul, deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

▪ Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

▪ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_C : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$L_C = \frac{h}{2} + C_S$$

$$\text{Avec : } P = -3L_C^2 - \frac{90 A'_S}{b} (L_C - c') + \frac{90 A_S}{b} (d - L_C)$$

$$q = -2L_C^3 - \frac{90 A'_S}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90 A_S}{b} (d - L_C)$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec : } \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_S (d - y_1)^2 + A'_S (y_1 + c')^2]$$

Finalemment : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_S}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{si} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
RDC et E1	$N_{max} = 745.464$	$M_{cor} = 2.560$	4.38	65.2	60.3	3.99	15	348	CV
	$N_{min} = 51.860$	$M_{cor} = -0.505$	0.25	3.88	4.85	0.33	15	348	CV
	$N_{cor} = 343.413$	$M_{max} = 18.399$	3.31	46.6	11.3	0.54	15	348	CV
E2 et E3	$N_{max} = 488.987$	$M_{cor} = 7.672$	4.46	64.6	43	2.72	15	348	CV
	$N_{min} = 21.660$	$M_{cor} = 0.217$	0.18	2.69	2.08	0.13	15	348	CV
	$N_{cor} = 199.107$	$M_{max} = 16.062$	3.32	44.9	-1.84	0	15	348	CV
E4 et E5	$N_{max} = 241.994$	$M_{cor} = 7.03$	3.7	51.6	20.8	1.13	15	348	CV
	$N_{min} = 0.717$	$M_{cor} = -0.09$	0	-0.26	0.34	0.03	15	348	CV
	$N_{cor} = 64.266$	$M_{max} = 15.355$	4.8	52.7	-101.3	0	15	348	CV

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

B. Condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.7 : vérifications Condition de non fragilité.

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	e _s (m)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	OBS
Poteaux (40x40)	745.464	2.560	0.0034	4.64	16.08	CV
	51.860	-0.505	-0.0097	4.68		CV
	343.413	18.399	0.0536	4.66		CV
Poteaux (35x35)	488.987	7.672	0.0157	3.56	12.32	CV
	21.660	0.217	0.0100	3.61		CV
	199.107	16.062	0.0807	3.58		CV
Poteaux (30x30)	241.994	7.03	0.0291	2.55	12.32	CV
	0.717	-0.09	-0.1255	2.75		CV
	64.266	15.355	0.2389	2.61		CV

VI.2. Ferraillage des poutres

VI.2.1. Introduction

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1, 35G + 1,5Q à l'ELU ; **BAEL 91**
- G + Q à l'ELS ; **BAEL 91**
- G +0.2Q +E_x+0.3E_y ,**RPA2024**

- $G + 0.2Q - E_x - 0.3E_y$
- $G + 0.2Q + 0.3 E_x + E_y$
- $G + 0.2Q - 0.3E_x - E_y$
- $G + 0.2Q + E_x - 0.3E_y$
- $G + 0.2Q + 0.3E_x - E_y$
- $G + 0.2Q - E_x + 0.3E_y$
- $G + 0.2Q - 0.3E_x + E_y$

VI.2.2 Recommandations du RPA2024 :

1) Armatures longitudinales (art 7.5.2 RPA2024)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Poutres principales : (30 × 40)

Poutres secondaires : (30 × 35)

Donc : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ [cm}^2\text{]}$

$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ [cm}^2\text{]}$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en zone courante

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ [cm}^2\text{]}$

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ [cm}^2\text{]}$

✓ 6% en zone de recouvrement.

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ [cm}^2\text{]}$

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ [cm}^2\text{]}$

• Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 14 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre ; **ARTICLE (7.5.2)**

La longueur minimale de recouvrement est de :

• (60φ) en zones IV, V et VI

2) Armatures transversales (art 7.5.2RPA2024)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

• **Dans les zones critiques:**

$$s = \min(h/4; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l) \text{ avec:}$$

- h: hauteur de la poutre
- ϕ_t : diamètre des armatures de confinement
- ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

• **Endehors de la zone critique:**

$$s' \leq h/2$$

avec :

$$s' = \min(h/4; 12\phi_l) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

ϕ_l : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ Si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 \text{ Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 \text{ Si } t \leq 1h \end{array} \right.$$

❖ 1er cas

Si $\mu < \mu_1 = 0,392$ → Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

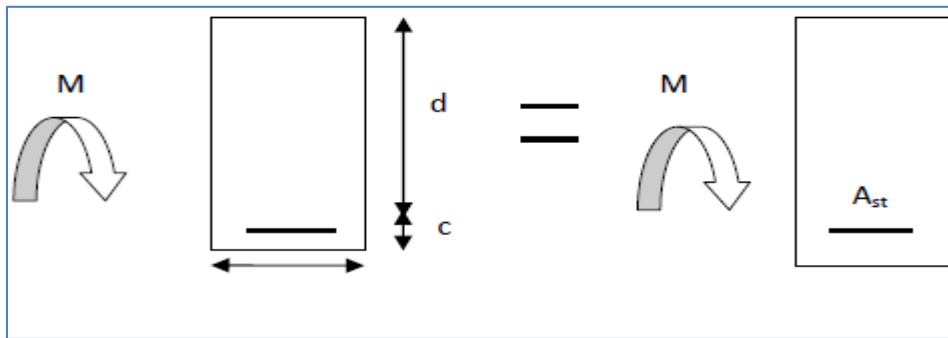


Figure VI.3 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SSA

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

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ 2^{ème} cas

$\mu > \mu_1 = 0,392$ → Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.

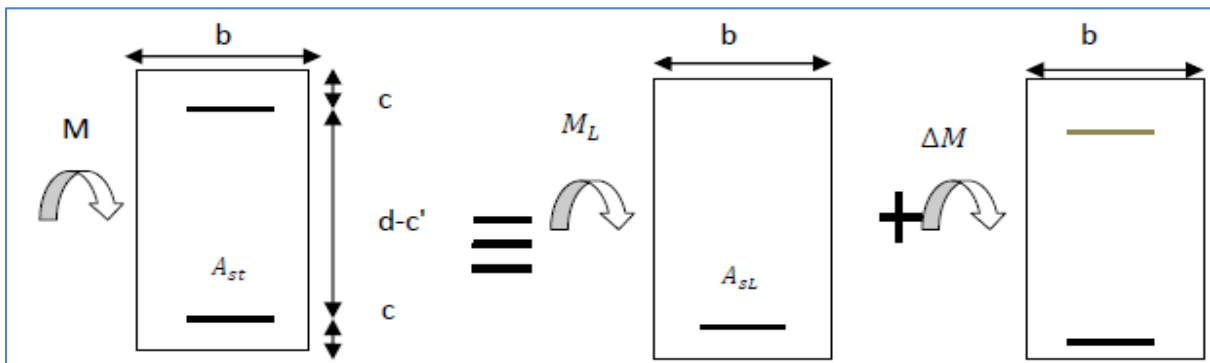


Figure VI.4 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SDA

$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u -$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Tableau VI.8 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} [MPa]
Situation accidentelle	25	400	17.71	1,2	1	0,85	400
Situation courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

Exemple de calcul

1-Poutres principales(30 × 40)

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{47.708 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0.082 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.082 \longrightarrow \beta = 0.957$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{47.708 \times 10^3}{0,957 \times 37 \times 348} = 3.872[\text{cm}^2]$$

▪ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{141.183 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 17.71} = 0.194 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.194 \longrightarrow \beta = 0.891$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{141.183 \times 10^3}{0.891 \times 37 \times 400} = 10.71 [\text{cm}^2]$$

Tableau VI.9 : ferrailage des poutres principales

Poutre principale	combinaison	M _{max} (KN.m)	μ	obs	β	A _s (cm ²)	ferrailage	A adoptée (cm ²)
En travée	ELU	47.7083	0.082	SSA	0.957	3.872	3HA16	6.03
Aux appuis	G2Q3XY	141.183	0.194	SSA	0.891	10.71	3HA16+3HA16	12.06

2-Poutre secondaires(30 × 35)

▪ En travée

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{48.209 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0.111 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.111 \longrightarrow \beta = 0.940$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{48.209 \times 10^3}{0,940 \times 32 \times 348} = 4.605 [\text{cm}^2]$$

▪ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{103.287 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 17.71} = 0.190 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0.190 \longrightarrow \beta = 0.894$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{103.287 \times 10^3}{0.894 \times 32 \times 400} = 9.03 [\text{cm}^2]$$

Tableau VI.10 : ferrailage des poutres secondaires.

Poutre secondaire	combinaison	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	obs	β	A_s (cm ²)	ferrailage	A adoptée (cm ²)
En travée	ELU	48.2093	0.111	SSA	0.940	4.605	3HA14	4.62
Aux appuis	G2QX3Y	103.287	0.190	SSA	0.894	9.03	3HA14+3HA14	9.24

VI.2.4. Vérification des armatures longitudinales

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

Poutres principales

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1.340 [\text{cm}^2]$$

- Aux appuis

$$A_{\text{adoptée}} = 12.06 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.340 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 12.06 \text{cm}^2 > A_{\min}(\text{RPA}) = 6 [\text{cm}^2]$$

- En travée

$$A_{\text{adoptée}} = 6.03 > A_{\min} = 1.340 [\text{cm}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1.159 \text{cm}^2$$

• **Aux appuis**

$$A_{\text{adoptée}} = 9.24 > A_{\text{min}} = 1.159[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 9.24 > A_{\text{min(RPA)}} = 5.25 [\text{cm}^2]$$

• **En travée**

$$A_{\text{adoptée}} = 4.62 > A_{\text{min}} = 1.159[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

1. Poutres principales

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\text{max}} = 165.338$ [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{165.338 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.49 \text{ [MPa]}$$

$$\diamond \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.2}, 5 \text{ [MPa]}\right) \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(4.17 ; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 1.49 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 4.17 \text{ [MPa]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\text{max}} = 104.308$ [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{104.308 \times 10^3}{300 \times 320} = 1.087 \text{ [MPa]}$$

$$\diamond \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.2}, 5 \text{ [MPa]}\right) \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(4.17 ; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 1.087 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 4.17 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant**

a. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99)

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$$

- Poutre principales : $T_{\max} = 165.338 \leq 0.4 \times \frac{25}{1.2} \times 0.9 \times 37 \times 30 \times 10^{-1} = 832.5 \text{ KN}$

Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $T_{\max} = 104.308 \leq 0.4 \times \frac{25}{1.2} \times 0.9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 720 \text{ KN}$

Condition vérifiée.

b. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / 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

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

D'où : $A_S > \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{Y_s}{f_e}$

- **Poutre principales :** $\left(165.338 - \frac{141.183}{0.9 \times 0.37} \right) = -258.635 < 0$

- **Poutre secondaires :** $\left(104.308 - \frac{103.287}{0.9 \times 0.32} \right) = -254.327 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

▪ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

- Poutres principales : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.6 + 3 \times 3.14 \times 1.6 = 30.144$

$$\tau_u = \frac{165.338}{0.9 \times 37 \times 30.144} \times 10 = 1.647 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Poutres secondaires : $\sum u_i = (3 \times 3.14 \times 1.4) + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 26.376$

$$\tau_u = \frac{104.308}{0.9 \times 32 \times 26.376} \times 10 = 1.373 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

- Pour $\phi 16$: $L_s = 56,34 \text{ cm}$ soit : $L_s = 60 \text{ cm}$

- Pour $\phi 14$: $L_s = 49,30 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0.4L_s$.

- Pour $\phi 16$: $L_c = 24 \text{ cm}$

- Pour $\phi 14$: $L_c = 20 \text{ cm}$

- **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

Poutre principale

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,6\right) = (1,1; 3; 1,6) = 1,1 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Poutre Secondaire

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right) = (1; 3; 1,4) = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **La section d'armature transversale**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

$$S_t = (0,9 d; 40 \text{ cm})$$

- **Poutre principales :** $S_t = (0,9 \times 37; 40 \text{ cm}) = (33,3; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

- **Poutre secondaire :** $S_t = (0,9 \times 32; 40 \text{ cm}) = (28,8; 40 \text{ cm}) = 28,8 \text{ cm}$

D'après le RPA 2024: (Art 7-5-2)

- **Dans les zones critiques:**

$$s = \min(h/4; 24\phi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\phi_l) \text{ avec:}$$

– h: hauteur de la poutre

– ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

– ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

- **Poutre principale :**

$$S = \min\left(\frac{40}{4}, 24 \times 0.8, 17.5 \text{ cm}, 6 \times 1.6\right) = (10, 19.2, 17.5 \text{ cm}, 9.6) = 9.6 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Poutre secondaire :

$$S = \min\left(\frac{35}{4}, 24 \times 0.8, 17.5 \text{ cm}, 6 \times 1.4\right) = (8.75, 19.2, 17.5 \text{ cm}, 8.4) = 8.4 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Endehors de la zone critique:**

$$s' \leq h/2$$

Avec :

$s' = \min(h/4; 12\phi_l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires

- **Poutre principale :**

$$s' \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Poutre secondaire :**

$$s' \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :**

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- Poutre principale : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

- Poutre secondaire : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

- **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$\ell' = 1,5h$$

$$\ell_{cr} = \max(1,5h_c, \ell_{cd}/6, 60\text{cm})$$

- **Poutre principale :** $\ell' = 1,5 \times 40 = 60 \text{ cm}$
 $\ell_{cr} = \max(1,5 \times 40, 335/6, 60\text{cm}) = \max(60, 55.83, 60\text{cm}) = 60 \text{ cm}$
- **Poutre secondaire :** $\ell' = 1,5 \times 30 = 45\text{cm}$
 $\ell_{cr} = \max(1,5 \times 40, 305/6, 60\text{cm}) = \max(60, 50.83, 60\text{cm}) = 60 \text{ cm}$

VI.2.5 Vérification à L'ELS

1. Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ [MPa]}$
- ❖ Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$

• Vérification de la contrainte dans le béton

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

• Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

(β_1, K_1) Sont tirés du tableau à l'ELS.

Poutre principale

Tableau VI.11 : Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre principale)

PP	M_{\max} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ	β	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
En travée	27.0836	6.03	0.543	0.889	30.04	136.548	4.546	15	cv
Aux appuis	34.6838	12.06	1.086	0.856	19.72	90.804	4.605	15	cv

Poutre secondaire

Tableau VI.12 Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire)

PS	M_{\max} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ	β	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
En travée	19.2059	4.62	0.481	0.895	32.62	145.151	4.450	15	cv
Aux appuis	34.9304	9.24	0.880	0.867	22.59	136.258	6.032	15	cv

VI.2.6 Vérification de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

- Sens des poutres principales :

$$0.23\text{cm} < \frac{365}{500} = 0,73 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens des poutres secondaires :

$$0.40\text{cm} < \frac{335}{500} = 0,67 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

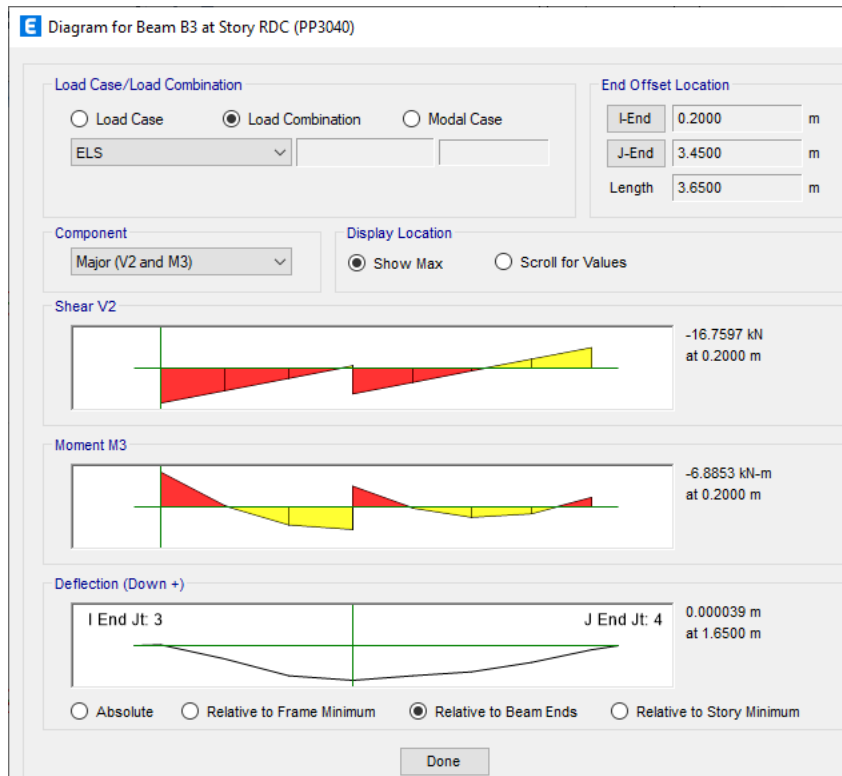


Figure VI.5 : Vérification de la flèche dans les poutres principales

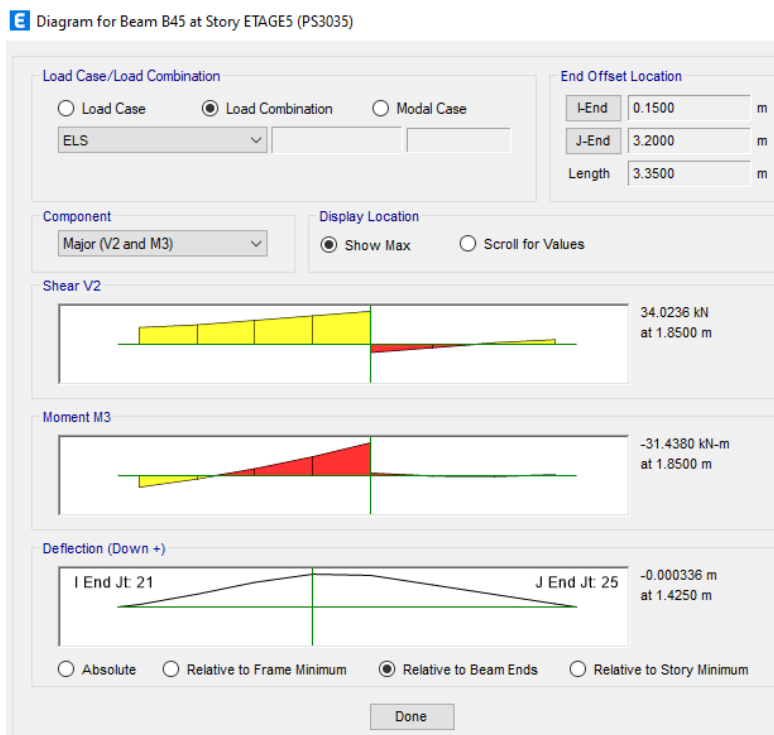


Figure VI.6 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

VI.3. Ferrailage des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement essentiels qui supportent à la fois des charges verticales (telles que les charges permanentes et les surcharges) et des forces horizontales provoquées par des séismes. Afin de résister à ces sollicitations, il est nécessaire de prévoir trois types d'armatures spécifiques :

- Armatures verticales : Elles sont conçues pour résister aux charges verticales et garantir la stabilité de la structure.
- Armatures horizontales : Ces armatures sont destinées à contrer les forces horizontales induites par les séismes, assurant ainsi la sécurité de la structure.
- Armatures transversales : Elles sont prévues pour renforcer la structure et l'aider à supporter les contraintes variées auxquelles elle est soumise.

L'analyse des voiles se fait en calculant la flexion composée dans les conditions les plus critiques. Pour cela, la méthode des contraintes est employée. Cette approche permet de déterminer de manière précise la capacité du voile à résister aux charges verticales et horizontales, assurant ainsi la fiabilité de la structure dans toutes les situations.

VI.3.1 Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en compte sont données ci-dessous :

- Selon le **(RPA 2024)** :

- $G + 0.2Q + E_x + 0.3E_y$
- $G + 0.2Q - E_x - 0.3E_y$
- $G + 0.2Q + 0.3 E_x + E_y$
- $G + 0.2Q - 0.3E_x - E_y$
- $G + 0.2Q + E_x - 0.3E_y$
- $G + 0.2Q + 0.3E_x - E_y$
- $G + 0.2Q - E_x + 0.3E_y$
- $G + 0.2Q - 0.3E_x + E_y$

- Selon le **(BAEL 91 modifiée 99)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- **Zone I** : RDC et 1^{er} étages.
- **Zone II** : 2^{eme} étages et 3^{eme} étages
- **Zone III** : 4^{eme} étages et 5^{eme} étages

VI.3.2 Ferrailage des voiles

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**; **M**)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , **B** = **L** × **e**.

I : moment d'inertie du voile considéré.

V = **V'**: bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec : **h_e**: hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$\text{Avec : } L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

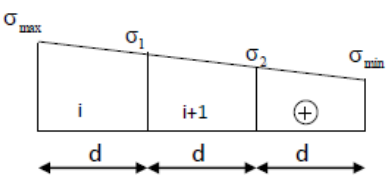
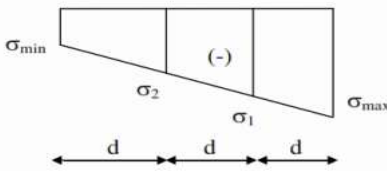
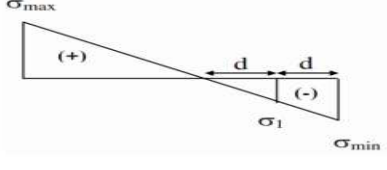
Avec : **L_t** : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprimée (SEC).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues, comme montrer dans le tableau suivant :

Tableau VI.13 : Tableau des efforts normaux

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Avec : e : épaisseur du voile

1. Armatures verticales

- **Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec : B_i : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- **Section partiellement comprimée (Art. A.11.3, BAEL91)**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec : σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

- **Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

2. Armatures minimales

- **Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99)**

$A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ (Par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures)

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec : **B**: section du béton comprimée.

- **Traction simple**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : **B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

1) Exigences de RPA 2024

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.

2) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le (BEAL 91 modifiée 99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA 2024 :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

3. Armatures transversales (article 7.7.4 du RPA 2024)

Les armatures transversales sont disposées de manière perpendiculaire par rapport aux faces des refends. Leur fonction principale est de maintenir en place les deux nappes d'armatures verticales. En général, ces armatures transversales prennent la forme d'épingles, et leur rôle essentiel est d'empêcher le flambement des barres d'acier verticales en cas de compression, conformément à l'article 7.7.4 du RPA 2024.

Il est nécessaire de garantir la liaison entre les deux nappes d'armatures verticales en utilisant au moins quatre (4) épingles par mètre carré. Cette disposition permet de renforcer la capacité de la structure à résister aux charges verticales et contribue à sa stabilité globale.

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm.

4. 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 :

$$\begin{cases} A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \\ \bar{V} = 1.4 T \end{cases} \quad (\text{Article 7.7.4/RPA2024})$$

$T = V_u$: Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Potelet (armatures de confinements dans les zones de rives).

5.1 section minimale :

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions

$$A_t \geq 0.09 s_t \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 s_t \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

- b_0 représente l'épaisseur confinée de l'élément de rive
- (A_g/A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

5.2. espacement des cadres :

Les barres verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(b_c/2, 20 \text{ cm}, 8.\phi_l)$$

(formule 7.28 du RPA)

avec: ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive.

5.3. espacement des barres :

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

6. Espacement

D'après l'art 7.7.4 du RPA 2024,

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm})$$

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

7. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $60\phi_l$ pour les barres situées dans les zones IV, V et VI ;
- $50\phi_l$ pour les barres situées dans les zones I, II et III.

8. Diamètre minimal

Aciers verticaux : Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme.

$$8\text{mm} \leq \phi \leq \frac{1}{8} b_w$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($b_w/10$).

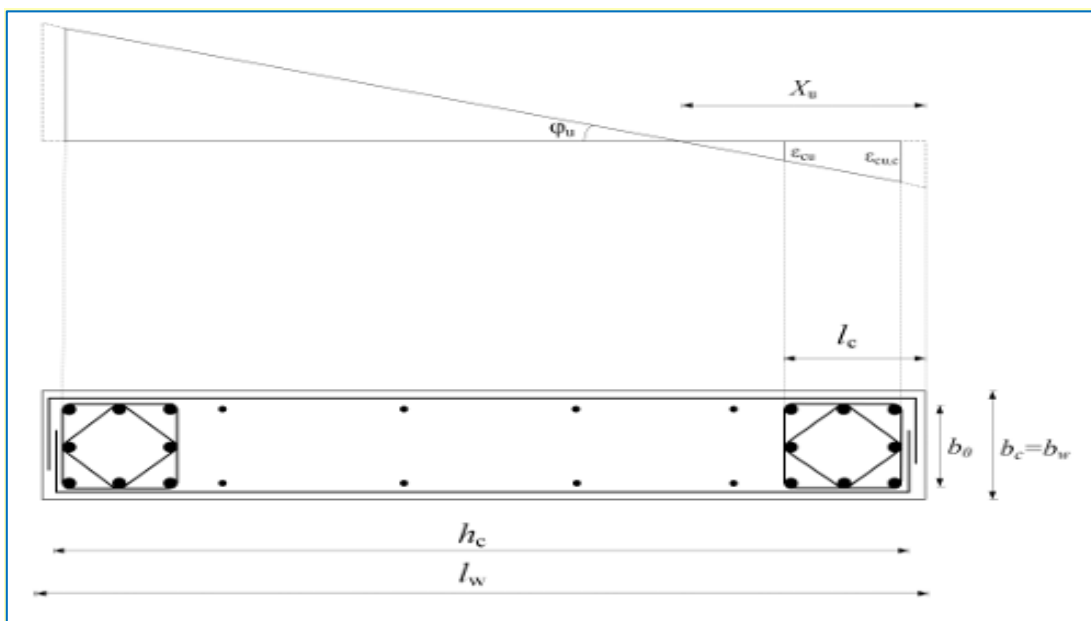


Figure VI.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.3.3 Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère l'effort : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

1. Vérification de la contrainte de cisaillement

- D'après le RPA 2024

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{et} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_u$

D'où : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 \times h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire Eqn. (7.31):

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

- V: effort tranchant de calcul, $V = 1.4V_u$, calcul
- z: distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées

- D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) \quad (\text{Pour la fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement Voiles longitudinaux VL1 = 1,50m

Tableau VI.14 : Ferrillage du voile VL1 en zone 1

		Voile VL1 (zone 1)			
		Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1.50	1.50	1.50	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	h (m)	4.08	4.08	4.08	
	B (m ²)	0.3	0.3	0.3	
	I (m ⁴)	0.056	0.056	0.056	
	v=v'=L/2 (m)	0.75	0.75	0.75	
combinaison		G2Q3XY	G2Q3XY	G2QX3Y	
Sollicitations de calcul	N (KN)	1177.444	661.629	1142.822	
	M (KNm)	285.218	147.387	589.566	
	T (KN)	99.791	91.557	175.749	
	σ_{max} (KN/m ²)	7727.72	4170.59	11670.29	
	σ_{min} (KN/m ²)	-121.91	-240.27	-4051.47	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	1.48	1.42	1.11	
	Lt (m)	0.02	0.08	0.39	
	d (m)	0.98	0.95	0.74	
	Nt (KN)	760.77	394.34	866.29	
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	19.02	9.86	21.66	
	Amin (cm ²)	5.91	5.67	4.45	
	Avj (cm ²)	3.84	3.52	6.77	
	A2=Avt+Avj (cm ²)	22.86	13.38	28.42	
	A2 /nappe (cm²)	5.72	3.35	7.11	
	Amin /nappe (cm ²)	1.48	1.42	1.11	
Ferrillage vertical /nappe	Bande 1 1 HA12	1.13	1.13	1.13	
	Bande 2 7 HA12	7.92	7.92	7.92	
	Espacement bande 1	10	10	10	
	Espacement bande 2	10	10	10	
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	5.72	3.35	7.11	
	Ah = 0,2%B (cm ²)	6.00	6.00	6.00	
	AH/nappe/ml (cm²)	0.74	0.74	0.87	
Ferrillage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5.50	5.50	5.50	
	Espacement (cm)	15	15	15	
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0.52	0.47	0.91	
	$\zeta_u=3,26$	0.37	0.34	0.65	
	$\sigma_{bc}=15$	2.27	1.17	2.58	

Tableau VI.15 : Ferrillage du voile VL1 en zone 2

	Voile VL1 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1.50	1.50	1.50
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m ²)	0.3	0.3	0.3
	I (m ⁴)	0.056	0.056	0.056
	v=v'=L/2 (m)	0.75	0.75	0.75
	combinaison	ELU	G2Q3XY	G2QX3Y
Sollicitations de calcul	N (KN)	587.37	150.866	121.08
	M (KNm)	4.5543	115.245	252.867
	T (KN)	13.13	63.722	141.388
	σ _{max} (KN/m ²)	2018.62	2039.49	3775.16
	σ _{min} (KN/m ²)	-1897.18	-1033.71	-2967.96
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _c (m)	0.77	1.00	0.84
	L _t (m)	0.73	0.50	0.66
	d (m)	0.52	0.66	0.56
	N _t (KN)	104.06	135.35	211.35
Calcul des armatures verticales	A _{vt} (cm ²)	2.60	3.38	5.28
	A _{min} (cm ²)	7.63	5.30	6.93
	A _{vj} (cm ²)	0.51	2.45	5.44
	A ₂ =A _{vt} +A _{vj} (cm ²)	3.11	5.84	10.73
	A₂ /nappe (cm²)	0.78	1.46	2.68
	A _{min} /nappe (cm ²)	1.91	1.32	1.73
Ferrillage vertical /nappe	Bande 1 1 HA10	0.79	0.79	0.79
	Bande 2 7 HA10	5.5	5.5	5.5
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	A _h = A _v /4 (cm ²)	0.78	1.46	2.68
	A _h = 0,2%B (cm ²)	6.00	6.00	6.00
	AH/nappe/ml (cm²)	0.98	0.98	0.98
Ferrillage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5.50	5.50	5.50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζ _b =5	0.07	0.33	0.73
	ζ _u =3,26	0.05	0.24	0.52
	σ _{bc} =15	0.32	0.42	0.65

Tableau VI.16 : Ferrillage du voile VL1 en zone 3

	Voile VL1 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1.50	1.50	1.50
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m ²)	0.3	0.3	0.3
	I (m ⁴)	0.056	0.056	0.056
	v=v'=L/2 (m)	0.75	0.75	0.75
	combinaison	ELU	G2QX3Y	G2QX3Y
Sollicitations de calcul	N (KN)	314.34	53.959	249.979
	M (KNm)	8.62	121.682	162.155
	T (KN)	11.695	45.254	61.35
	σ_{max} (KN/m ²)	1162.73	1802.29	2995.33
	σ_{min} (KN/m ²)	-932.87	-1442.56	-1328.80
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0.83	0.83	1.04
	Lt (m)	0.67	0.67	0.46
	d (m)	0.55	0.56	0.69
	Nt (KN)	64.51	100.10	207.49
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	1.61	2.50	5.19
	Amin (cm ²)	7.01	7.00	4.84
	Avj (cm ²)	0.45	1.74	2.36
	A2=Avt+Avj (cm ²)	2.06	4.24	7.55
	A2 /nappe (cm²)	0.52	1.06	1.89
	Amin /nappe (cm ²)	1.75	1.75	1.21
Ferrillage vertical /nappe	Bande 1 1 HA10	0.79	0.79	0.79
	Bande 2 7 HA10	5.5	5.5	5.5
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	0.52	1.06	1.89
	Ah = 0,2%B (cm ²)	6.00	6.00	6.00
	AH/nappe/ml (cm²)	0.98	0.98	0.98
Ferrillage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5.50	5.50	5.50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0.06	0.23	0.32
	$\zeta_u=3,26$	0.04	0.17	0.23
	$\sigma_{bc}=15$	0.20	0.31	0.64

Voiles transversaux VT1 = 2,00m

Tableau VI.17 : Ferrillage du voile VT1 en zone 1

	Voile VT1 (zone 1)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	2.00	2.00	2.00
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	4.08	4.08	4.08
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4
	I (m ⁴)	0.133	0.133	0.133
	v=v'=L/2 (m)	1.00	1.00	1.00
	combinaison	G2QX3Y	G2QX3Y	G2Q3XY
Sollicitations de calcul	N (KN)	1157.445	458.848	994.887
	M (KNm)	588.99	152.615	1231.0205
	T (KN)	179.821	171.593	-340.197
	σ_{max} (KN/m ²)	7311.04	2291.73	11719.87
	σ_{min} (KN/m ²)	-1523.81	-2.51	-6745.44
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1.66	2.00	1.27
	Lt (m)	0.34	0.00	0.73
	d (m)	1.10	1.33	0.85
Nt (KN)	806.67	305.23	991.81	
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	20.17	7.63	24.80
	Amin (cm ²)	6.62	7.99	7.67
	Avj (cm ²)	6.92	6.61	-13.10
	A2=Avt+Avj (cm ²)	27.09	14.24	11.70
	A2 /nappe (cm²)	6.77	3.56	2.92
	Amin /nappe (cm ²)	1.66	2.00	1.92
Ferrillage vertical /nappe	Bande 1 2 HA10	1.57	1.57	1.57
	Bande 2 9 HA10	7.07	7.07	7.07
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	6.77	3.56	2.92
	Ah = 0,2%B (cm ²)	8.00	8.00	8.00
	AH/nappe/ml (cm ²)	0.98	0.98	0.98
Ferrillage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5.50	5.50	5.50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0.70	0.67	-1.32
	$\zeta_u=3,26$	0.50	0.48	-0.94
	$\sigma_{bc}=15$	1.82	0.69	2.24

Tableau VI.18 : Ferrillage du voile VT1 en zone 2

	Voile VT1 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	2.00	2.00	2.00
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4
	I (m ⁴)	0.133	0.133	0.133
	v=v'=L/2 (m)	1.00	1.00	1.00
	combinaison	G2Q3XY	G2QX3Y	G2Q3XY
Sollicitations de calcul	N (KN)	572.041	54.406	386.141
	M (KNm)	370.804	87.003	445.546
	T (KN)	179.332	78.482	232.097
	σ_{max} (KN/m ²)	4211.13	788.54	4306.95
	σ_{min} (KN/m ²)	-1350.93	-516.51	-2376.24
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1.51	1.21	1.29
	Lt (m)	0.49	0.79	0.71
	d (m)	1.01	0.81	0.86
	Nt (KN)	425.11	63.53	370.08
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	10.63	1.59	9.25
	Amin (cm ²)	6.06	8.31	7.47
	Avj (cm ²)	6.90	3.02	8.94
	A2=Avt+Avj (cm ²)	17.53	4.61	18.19
	A2 /nappe (cm²)	4.38	1.15	4.55
	Amin /nappe (cm ²)	1.51	2.08	1.87
Ferrillage vertical /nappe	Bande 1 2HA10.	1.57	1.57	1.57
	Bande 2 9 HA10	7.07	7.07	7.07
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	4.38	1.15	4.55
	Ah = 0,2%B (cm ²)	8.00	8.00	8.00
	AH/nappe/ml (cm ²)	1.31	1.31	1.31
Ferrillage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5.50	5.50	5.50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0.70	0.31	0.90
	$\zeta_u=3,26$	0.50	0.22	0.64
	$\sigma_{bc}=15$	0.96	0.14	0.84

Tableau VI.19 : Ferrillage du voile VT1 en zone 3

	Voile VT1 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	2.00	2.00	2.00
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	h (m)	3.06	3.06	3.06
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4
	I (m ⁴)	0.133	0.133	0.133
	v=v'=L/2 (m)	1.00	1.00	1.00
	combinaison	G2Q3XY	G2Q3XY	G2Q3XY
Sollicitations de calcul	N (KN)	337.066	103.25	292.256
	M (KNm)	119.652	270.465	271.116
	T (KN)	101.805	126.227	135.507
	σ_{max} (KN/m ²)	1740.06	2286.61	2764.01
	σ_{min} (KN/m ²)	-54.73	-1770.36	-1302.73
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1.94	1.13	1.36
	Lt (m)	0.06	0.87	0.64
	d (m)	1.29	0.75	0.91
Nt (KN)	224.93	171.84	250.48	
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	5.62	4.30	6.26
	Amin (cm ²)	7.76	9.16	6.73
	Avj (cm ²)	3.92	4.86	5.22
	A2=Avt+Avj (cm ²)	9.54	9.16	11.48
	A2 /nappe (cm²)	2.39	2.29	2.87
	Amin /nappe (cm ²)	1.94	2.29	1.68
Ferrillage vertical /nappe	Bande 1 2 HA10	1.57	1.57	1.57
	Bande 2 9HA10	7.07	7.07	7.07
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	2.39	2.29	2.87
	Ah = 0,2%B (cm ²)	8.00	8.00	8.00
	AH/nappe/ml (cm ²)	1.31	1.31	1.31
Ferrillage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5.50	5.50	5.50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0.40	0.49	0.53
	$\zeta_u=3,26$	0.28	0.35	0.38
	$\sigma_{bc}=15$	0.51	0.39	0.57

Chapitre VII
Étude de l'infrastructure

VII. 1. Introduction

Les fondations constituent des éléments structurels dont la fonction principale est de transférer les charges de la superstructure vers le sol. En général, un élément spécifique de la structure est capable de transmettre à sa fondation plusieurs types de sollicitations, à savoir :

- Une charge verticale centrée, où il est essentiel de déterminer les valeurs maximales de cette charge.
- Une force horizontale résultant de l'action sismique, dont l'intensité et la direction peuvent varier.
- Un moment pouvant agir dans divers plans.

Ce transfert des charges s'effectue soit directement, comme dans le cas des semelles qui reposent directement sur le sol, ou indirectement par le biais d'autres éléments, comme c'est le cas des semelles reposant sur des pieux. Par conséquent, on peut distinguer deux catégories principales de fondations :

1. Fondations superficielles : Ces fondations sont adaptées aux sols présentant une capacité portante suffisante. Elles permettent de transmettre directement les charges au sol. Les types de fondations superficielles les plus courants comprennent :
 - Les semelles continues situées sous les murs.
 - Les semelles continues situées sous les poteaux.
 - Les semelles isolées.
 - Les radiers.
2. Fondations profondes : Ce type de fondation est généralement utilisé lorsque les sols ont une capacité portante limitée ou lorsque le sol adéquat se trouve à une grande profondeur. Les principales catégories de fondations profondes sont :
 - Les pieux.
 - Les puits.

VII. 2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est influencé par plusieurs critères, notamment :

- La nature de l'ouvrage à fonder : Le type d'ouvrage, sa charge, sa géométrie et d'autres caractéristiques structurelles joueront un rôle déterminant dans le choix de la fondation appropriée.
- La nature du terrain et sa résistance : Les propriétés géotechniques du sol, telles que sa cohésion, son angle de frottement interne, et sa capacité portante, sont essentielles pour évaluer la faisabilité des fondations et déterminer le type le plus adapté.
- La profondeur du bon sol : Si un sol favorable (bonne capacité portante) est situé à une profondeur accessible, il peut influencer le choix des fondations, en particulier pour les fondations superficielles.
- Le tassement du sol : Les mouvements verticaux du sol, dus à la charge de la superstructure, doivent être pris en compte pour éviter des tassements excessifs, ce qui peut orienter le choix vers des fondations plus appropriées pour gérer ces tassements.
- La raison économique : Le coût global du projet, y compris celui des fondations, est un facteur déterminant dans le choix du type de fondation, car il doit rester économiquement viable.

Pour le cas de notre structure, nous avons plusieurs options à considérer, notamment des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général. Le choix final du type de fondation sera basé sur une évaluation approfondie prenant en compte les résultats du dimensionnement et en tenant compte de l'ensemble des critères mentionnés précédemment. Il est important de garantir que la fondation choisie offre la stabilité et la sécurité nécessaires tout en restant économiquement viable pour le projet.

VII. 3. Étude du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VII .4 . Dimensionnement

A) Semelles isolées sous poteaux

Nous voulons adopter en premier lieu un système de semelles filantes sous les voiles et les reliés à des semelles isolées sous poteaux.

Dans la phase de pré-dimensionnement, il est essentiel de prendre en compte uniquement l'effort normal maximal ($N_s \text{ max}$) qui se manifeste à la base du poteau le plus fortement sollicité. Cet effort normal constitue le principal paramètre à considérer pour évaluer les charges verticales qui seront transmises à la fondation de ce poteau spécifique.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

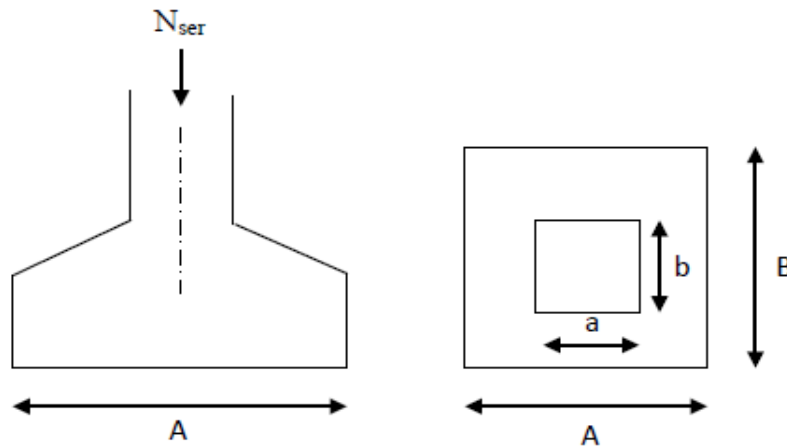


Figure VII.1. Semelle isolée.

Avec : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 = k$ donc : $A = B$

alors : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}}$ avec : $N_{ser} = 1316,44 \text{KN}$, $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

donc : $A = B \geq \sqrt{\frac{745.4642}{1 \times 2 \times 10^2}} = 1.93 \text{ m}$

Conclusion :

Les dimensions des semelles isolées entraînent un chevauchement significatif, ce qui justifie l'abondant des semelles isolées au profit des semelles filantes.

B) Semelles filantes**1. Semelles filantes sous voiles**

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- Avec :
- B : La largeur de la semelle.
 - L : Longueur de la semelle
 - G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré
 - σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

Surfaces des semelles filantes sous voiles

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B m)	S = BxL (m2)
VL1	1.50	166.86	0.56	0.83
VL2	1.50	429.82	1.43	2.15
VL3	1.50	186.03	0.62	0.93
VL4	1.50	332.55	1.11	1.66
VL5	1.50	402.14	1.34	2.01
VL6	1.50	326.45	1.09	1.63
VL7	1.50	278.11	0.93	1.39
VL8	1.50	599.52	2.00	3.00
VL9	1.50	458.70	1.53	2.29
Total (m2)				15.90

Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B m)	S = BxL (m2)
VT1	2.00	393.60	0.98	1.97
VT2	2.00	523.55	1.31	2.62
VT3	2.00	349.34	0.87	1.75
VT4	2.00	402.49	1.01	2.01
Total (m2)				8.34

2. Semelles filantes sous poteaux

▪ **Etape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$
avec : **L** distance entre nus des poteaux.
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - Si $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.
 - Si $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6ei}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6ei}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6ei}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6ei}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$ la semelle est adoptée dans le sens des poutres principales.

Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.

Poteaux	Nser (KN)	Mi (KN.m)	ei (m)	Nser x ei (KNm)
P1	252.89	-1.53	-0.006	-1.53
P2	528.45	-1.31	-0.002	-1.31
P3	681.36	-2.53	-0.004	-2.53
P4	707.37	2.35	0.003	2.35
Somme	2170.06	-3.02		-3.02
Résultante des charges			R (KN)	2170.06
Coordonnées de la résultante des forces			e (m)	-0.0028

On obtient :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 2170.06 \text{ KN}$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$\left. \begin{array}{l} e = \frac{L}{6} = \frac{11.35}{6} = 1.89 \text{ m} \\ e_i = -0.0028 \text{ m} \end{array} \right\} e_i = -0.0028 \text{ m} < \frac{L}{6} = 1.89 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\bullet \quad q_{max} = \frac{2170.06}{11.35} \left(1 + \frac{6 \times (-0.0028)}{11.35} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{2170.06}{11.35} \left(1 + \frac{6X(-0.0028)}{11.35} \right) = 190.91 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{2170.06}{11.35} \left(1 - \frac{6 \times (-0.0028)}{11.35} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{2170.06}{11.35} \left(1 - \frac{6X(-0.0028)}{11.35} \right) = 191.48 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{191.05}{2 \times 10^2} = 0.955 \text{ m}^2$$

On prend : $B = 1.5 \text{ m}$.

Nous aurons : La surface totale sous poteaux notée S_p :

$$S_p = B \times L \times n = 1.50 \times 11.35 \times 7 = 119.18 \text{ m}^2.$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 119.18 + 15.90 = 135.08 \text{ m}^2.$$

La surface totale de bâtiment :

$$S_{bat} = 20,05 \times 11.35 = 227.57 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{135.08}{227.57} = 59.36\% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Conclusion :

Le rapport entre la surface des semelles filantes et la surface totale du bâtiment est de 59.36%, ce qui expose à un risque inévitable de chevauchement des semelles. Par conséquent, les semelles filantes ne sont pas une option viable. Il est donc impératif d'envisager la mise en place d'un radier général comme solution de fondation.

C) Radier nervuré

Un radier nervuré est défini comme une fondation superficielle qui fonctionne de manière similaire à un plancher renversé. Ses appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature de la structure, et il est soumis à la réaction du sol ainsi qu'à son propre poids.

Les caractéristiques essentielles d'un radier nervuré sont les suivantes :

- Il est rigide dans son plan horizontal, assurant une répartition uniforme de la charge sur la fondation.
- Il permet une meilleure répartition linéaire des charges sur le sol de fondation.
- Sa mise en place est facilitée par rapport à d'autres types de fondations, notamment en ce qui concerne le coffrage.
- Sa construction est rapide, ce qui peut accélérer le calendrier du projet.
- Il semble mieux adapté pour faire face aux problèmes potentiels liés aux tassements ultérieurs, offrant une certaine résilience face à ces mouvements du sol.

Pré dimensionnement du radier

Épaisseur de radier (nervures)

L'épaisseur de la nervure de radier « h_n » doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Formule empirique :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{365}{10} = 36.5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_n = 40 \text{ cm}$$

avec : L_{\max} : distance entre deux nervures successifs ($L_{\max}=365 \text{ cm}$)

- **Condition minimale d'épaisseur :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

- **Selon les conditions forfaitaires :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{365}{8} \leq h_n \leq \frac{365}{5} \Rightarrow 46 \text{ cm} \leq h_n \leq 73 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 70 \text{ cm}$.

Épaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{365}{20} = 18.25 \text{ cm}$$

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

Épaisseur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis})$$

$$7 \text{ cm} \leq h_t \leq 9 \text{ cm}$$

Soit : $h_t=10 \text{ cm}$ (hauteur pratique standard employée)

Largeur de la nervure

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 70 \leq b_n \leq 0.7 \times 70 \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq b_n \leq 49 \text{ cm}$$

On opte pour : $b_n= 45 \text{ cm}$

Conclusion :

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- La hauteur de la nervure suivant les deux sens : $h_n= 70 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_n= 45 \text{ cm}$
- La hauteur de la dalle de radier : $h_d=20 \text{ cm}$
- Dalle flottante : $h_t=10 \text{ cm}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

Les charges :

Charge permanente : $G_{\text{batim}}= 13809.7141 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q_{\text{batim}}= 2442.6072 \text{ KN}$

Les combinaisons :

L'ELU : $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 13809.7141 + 1.5 \times 2442.6072 = 22307.02 \text{ KN}$.

L'ELS : $G+N = 13809.7141 + 2442.6072 = 16252.32 \text{ KN}$.

La surface de radier :

$$\text{Etat limite ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{22307.02}{1.33 \times 200} = 83.86 \text{ m}^2$$

$$\text{Etat limite de service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{16252.32}{200} = 81.26 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = (83.86 ; 81.26) = 83.86 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 227.57 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 83.86 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface de bâtiment totale est supérieur à la surface nécessaire du radier dans ce cas la surface du bâtiment sera suffisante comme assise , on prévoit seulement un débord minimal , il sera calculé comme suit :

$L_{deb} \geq (\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}) = (\frac{70}{2}; 30 \text{ cm}) = 35 \text{ cm} \Rightarrow$ soit un débord de : $L_{deb}=50 \text{ cm}$ dans les 4 sens.

Donc on aura une surface totale de radier : $S_{radier} = S_{bat} + S_{deb}$

Avec : $S_{deb} = (20.05 \times 0.5) \times 2 + (11.35 \times 0.5) \times 2 + (0.5 \times 0.5) \times 4 = 32.40 \text{ m}^2$

D'où $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 227.57 + 32.40 = 259.97 \text{ m}^2$

Calcul des sollicitations à la base de radier

➤ Charge permanente :

• Poids de bâtiment :

$G_{bâtiment} = 13809.7141 \text{ KN}$

• Poids de radier :

$P_{radier} =$ poids de la dalle de radier + poids de la nervures + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• Poids de la dalle de radier

$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_{beton}$

$P_{dalle} = 259.97 \times 0.20 \times 25 = 1299.84 \text{ KN}$

• Poids de la nervure

$P_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y)$

$P_{nervure} = 0.45(0.7 - 0.20) \times (20.05 \times 4 + 11.35 \times 7) \times 25 = 898.03 \text{ KN}$

• Poids de TVO :

$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO} = (259.97 - 71.84) \times (0.70 - 0.20) \times 17 = 2351.56 \text{ KN}$

Avec: $S_{nervures} = 0.45 \times (0.7 - 0.20) \times (20.05 \times 4 + 11.35 \times 7) = 71.84 \text{ m}^2$

Le poids de la TVO : $\rho_{TVO} = 17 \text{ KN/m}^3$

• Poids de la dalle flottante :

$P_{df} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_{beton} = (259.97 - 71.84) \times 0.10 \times 25 = 470.31 \text{ KN}$

d'où: $G_{radier} = P_d + P_{ner} + P_{tvo} + P_{flottante}$

$G_{radier} = 1299.84 + 898.03 + 2351.56 + 470.31 = 5019.74 \text{ KN}$

➤ Surcharge du bâtiment et de radier :

$Q_{batiment} = 2442.61 \text{ KN}$

$Q_{radier} =$ surcharge d'exploitation de RDC \times surface de radier $= 2,5 \times 259.97 = 649.92 \text{ KN}$

➤ **Poids totale de la structure :**

$$G_t = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 13809.7141 + 5019.74 = 18829.46 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 2442.61 + 649.92 = 3092.53 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

ELU: $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 18829.46 + 1.5 \times 3092.53 = 30058.56 \text{ KN}$

ELS : $N_s = G + Q = 18829.46 + 3092.53 = 21921.98 \text{ KN}$

Vérification:

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** BAEL91 modifiée 99 (Art A.5.1.1)

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{cj}, 4 \text{ MPa} \right\}$ en Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5, 4 \text{ MPa} \} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } b = 100 \text{ cm ; } d = 0.9 h_d = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{30058.56 \times 1}{259.97} \times \frac{3.65}{2} = 211.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{211.01 \times 10^3}{1000 \times 18} = 1.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier**

a. Calcul des caractéristiques géométriques de radier

• **Calcul du centre de gravité du radier**

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

$$X_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{20.05}{2} = 10.03 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur de bâtiment}}{2} = \frac{11.35}{2} = 5.68 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{20.05 \times 11.35^3}{12} = 2442.98 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{11.35 \times 20.05^3}{12} = 7623.56 \text{ m}^4$$

b. Vérifier la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$M = M_0 + T_0 \times Z$ Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Z : Profondeur de l'infrastructure.

Tableau VII.4. Calcul du moment de renversement.

Sollicitations		M_0 (KN.m)	T_0 (KN)	Z(m)	M (KN.m)
Sens	xx	15776.82	1133.81	0.70	15784.76
	yy	16952.46	1220.31	0.70	16961.01

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Et : V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

I : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : $S_{rad} = 259.97 \text{ m}^2$;

$N_u = 30058.56 \text{ KN}$; $N_s = 21921.98 \text{ KN}$

Tableau VII.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier.

Contraintes		ELU				ELS			
		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$1.33\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)
Sens	XX	136.38	94.87	126	266	105.08	63.57	94.70	200
	YY	155.02	76.22	135.32	266.00	123.73	44.93	104.03	200

Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91modifie 99] :

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : N_u : Charge calculer l à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : hauteur de la nervure égale à 0,9m.

Poteaux :

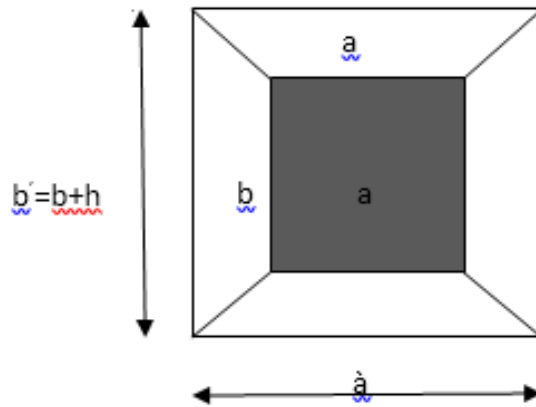


Figure VII.2. Périmètre utile des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c = 2 \cdot (a+b) = 2(a+b+2 \cdot h) = 2(0.40+0.40+2 \times 0.70) = 4.40\text{m.} \\ N_u = 1028.52\text{KN} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1028.52\text{KN} < \frac{0,045 \times 4.40 \times 0.70 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 2310.00\text{KN} \quad \Rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

Voile :

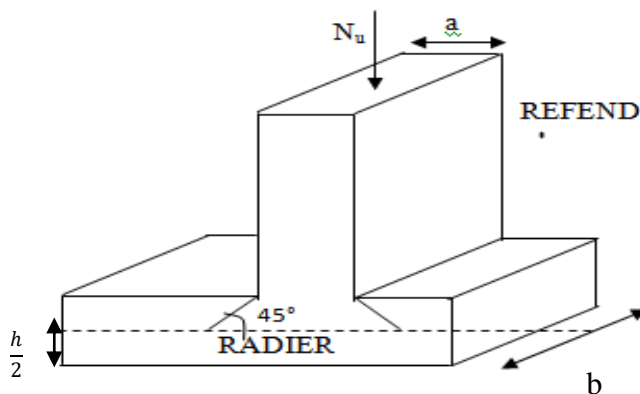


Figure VII.3. Périmètre utile des voiles.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c = 2(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0,2+1.5+2 \times 0.7) = 6.20 \text{ m.} \\ N_u = 1177.44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1177.44 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 6.20 \times 0.70 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3255.00 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La stabilité est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Vérification de l'effort de sous pression [Art.3.634 / DTR-BC 2.331] :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier : $P > P'$

$P = 18829.46 \text{ KN}$ (poids total du bâtiment à la base du radier).

- $P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{rad}} \times Z$

Avec :

- α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha=1.5$).
- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w=10 \text{ KN/m}^3$).
- Z : profondeur de l'infrastructure ($h=70\text{cm}$).

$$P' = 1.5 \times 10 \times 259.97 \times 0.70 = 2729.66 \text{ KN}$$

$$P = 18829.46 \text{ KN} > P' = 2729.66 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

Ferraillage du radier

Le radier est conçu pour opérer comme un plancher inversé, et le calcul de son armature sera effectué en suivant les méthodes détaillées dans la version révisée de la norme [B.E.A.L 91, édition 1999].

Ferraillage de la dalle du radier (le panneau le plus chargé)

Lors de l'analyse de la dalle du radier, on la considérera comme un panneau rectangulaire uniformément chargé, prenant appui sur ses quatre côtés. Il convient de distinguer deux cas :

1^{er} Cas : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens;

2^{eme} Cas : $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens;

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$.
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$.

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$; $L_x < L_y$

Remarque

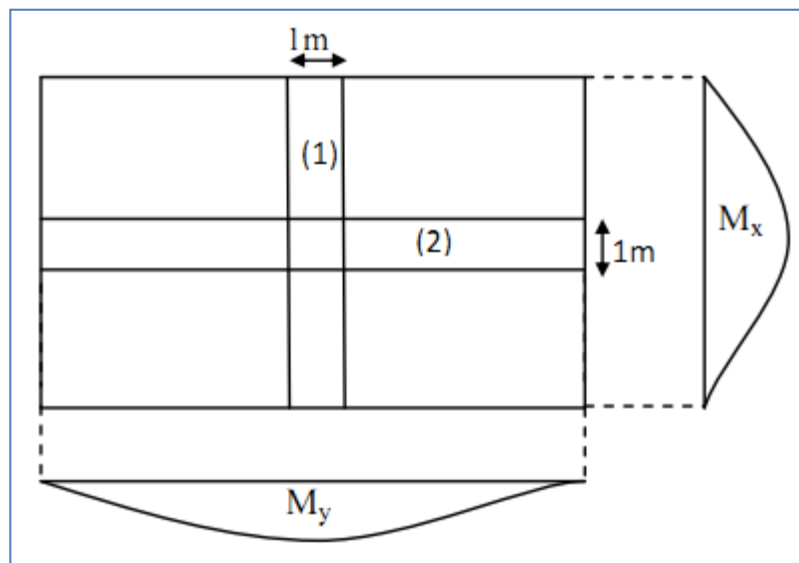
Étant donné que les panneaux sont soumis à des charges assez similaires, dans le but d'homogénéiser l'armature et de simplifier la mise en œuvre, on choisit la même section d'armatures pour tous, en se basant sur le panneau le plus sollicité lors des calculs.

Identification du panneau le plus sollicité :

$L_x = 3.35 \text{ m}$; $L_y = 3.65 \text{ m}$ donc :

$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.35}{3.65} = 0.92 < 1 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens;

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91 modifié 99, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la plus petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$.

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$.

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} qui est la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Tableau VII.6. Contraintes maximales reprises par le radier.

	σ_m (KN/m ²)	q_m (KN/m)
ELU	135.32	116.02
ELS	104.03	84.72

A L'ELU: $q_m^u = \sigma_m$ (ELU) - $\frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (135.32 - \frac{5019.74}{259.97}) \times 1m = 116.02$ KN/ml.

A L'ELS: $q_m^s = \sigma_m$ (ELS) - $\frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (104.03 - \frac{5019.74}{259.97}) \times 1m = 84.72$ KN/ml

• **Détermination des coefficients μ_x et μ_y :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y en fonction ν et ρ_x :

$\rho_x = 0.92$; $\nu = 0$ (ELU) $\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0438 \\ \mu_y = 0.819 \end{cases}$

• **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :**

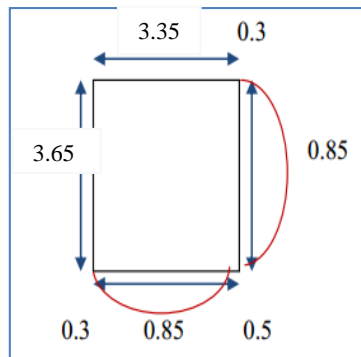
$M_{0x} = 0,0438 \times 116.02 \times 3.35^2 = 57.03$ KN.m

$M_{0y} = 0,819 \times 57.03 = 46.70$ KN.m

• **Correction des moments :**

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments Isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,85**: pour les moments des travées de rive ,
- **0,50**: pour les moments sur appuis intermédiaires,
- **0,30**: pour les moments sur appuis de rive.



✓ Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 57.03 = 28.51 \text{ KNm} \\ M_y^a = 0.5 \times 46.70 = 23.35 \text{ KNm} \end{cases}$

✓ Moments en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 57.03 = 48.47 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 46.70 = 39.70 \text{ KNm} \end{cases}$

Calcul des armatures

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7. Calcul de la section d'armatures.

		Moments (KNm)	Valeur de μ	Type de section	Valeur de β	Section d'armature A (cm ²)	Section choisie Armatures A _a (cm ²)
Sens xx	Sur appuis	28.51	$0.069 < \mu = 0.392$	SSA	0.964	5	6HA14=9.24
	En travée	48.47	$0.118 < \mu = 0.392$	SSA	0.937	8.74	6HA14=9.24
Sens yy	Sur appuis	23.35	$0.057 < \mu = 0.392$	SSA	0.970	4.07	6HA14=9.24
	En travée	39.70	$0.097 < \mu = 0.392$	SSA	0.948	7.08	6HA14=9.24

Avec : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $b=100\text{cm}$; $d=17\text{cm}$.

$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et : β tiré dans les tableaux en fonction de σ_{st} et μ .

Vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91révisé 99]:**

Armatures parallèles au petit coté

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd\omega_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x^{min} \geq \frac{100 \times 17 \times 0.0008(3 - 0.92)}{2} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Avec :

- ω_0 : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

- $b=100\text{cm}$; $d=17\text{cm}$; $\rho=0,92$

Armatures parallèles au grand côté :

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{mi} \geq \omega_0 bd = 0.0008 \times 100 \times 17 = 1.36 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.8 : vérification de la condition de non fragilité.

		A_{adoptée}	A_{min}	Observation
Sens XX	Sur appuis	9.24	1.67	Condition vérifiée
	En travée	9.24	1.67	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	9.24	1.67	Condition vérifiée
	En travée	9.24	1.67	Condition vérifiée

• **Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99] :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- La direction la plus sollicité x-x :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (60; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm;}$$

- La direction moins sollicité y-y :

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (80\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{on prend : } S_t = 20 \text{ cm;}$$

Vérification à L'ELS

• **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} à l'ELS

$$\rho_x = 0.92 ; \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,051 \\ \mu_y = 0,875 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.051 \times 84.72 \times 3.35^2 = 48.49 \text{ KN/m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.875 \times 48.49 = 42.43 \text{ KN/m.}$$

Correction des moments :

✓ Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 48.49 = 24.24 \text{ KN/m.} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 42.43 = 21.21 \text{ KN/m.} \end{cases}$

✓ Moments en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 48.49 = 41.21 \text{ KN/m.} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 42.43 = 36.06 \text{ KN/m.} \end{cases}$

Calcul des contraintes

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.9. Calcul des contraintes.

		M _s (KN/m)	A (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
	Aux appuis	24.24	9.24	0.544	30.04	0.889	173.584	5.778	15	CV
	En travée	21.21	9.24	0.544	30.04	0.889	151.886	5.056		CV
Sens YY	Aux appuis	41.21	9.24	0.544	30.04	0.889	295.107	9.824		CV
	En travée	36.06	9.24	0.544	30.04	0.889	258.228	8.596		CV

Avec : $\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$; β₁ et K₁ tiré dans un tableau en fonction de ρ₁.

Ferraillage du débord :

Le débord est traité comme une console rectangulaire exposée à une charge uniformément répartie, comme cela est représenté dans la figure ci-dessous. Les calculs seront effectués pour une bonde d'une longueur de 1 mètre.

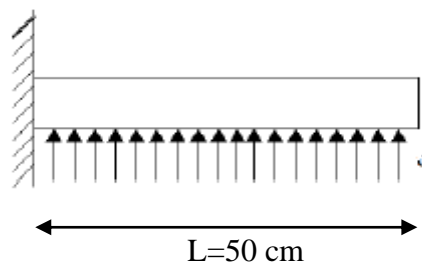


Figure VII.4. Schéma statique du débord

$$\text{A L'ELU: } M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{116.02 \times 0.5^2}{2} = -14.50 \text{ KN/m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{84.72 \times 0.5^2}{2} = -10.59 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des armatures

Armatures principales

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 17 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14.50 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14,2} = 0.014 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.50 \times 10^6}{0,993 \times 170 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_u = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$

Remarque

Les armatures de la dalle sont nettement plus abondantes que celles requises pour le débord. Afin d'assurer une uniformité de l'armature et de simplifier le processus, les armatures de la dalle seront prolongées et serviront donc également de ferrailage pour le débord.

Donc le ferrailage du débord dans les deux sens est : $6\text{HA14} = 9.24$

Ferrailage de la nervure :

Pour prévenir tout risque de soulèvement du radier vers le haut, des nervures (ou raidisseurs) seront intégrées dans les deux sens. Ces nervures seront dimensionnées en tant que poutres continues, prenant en charge les charges provenant des dalles. Les réactions du sol seront transférées aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour calculer les efforts internes maximaux, on simplifiera ces types de chargement en les transformant en répartitions uniformes, ce qui revient à déterminer la largeur de dalle (Lm) qui produirait le même moment et la même force tranchante qu'un diagramme rectangulaire équivalent au diagramme trapézoïdal. Dans ce cas, le calcul devient plus conventionnel.

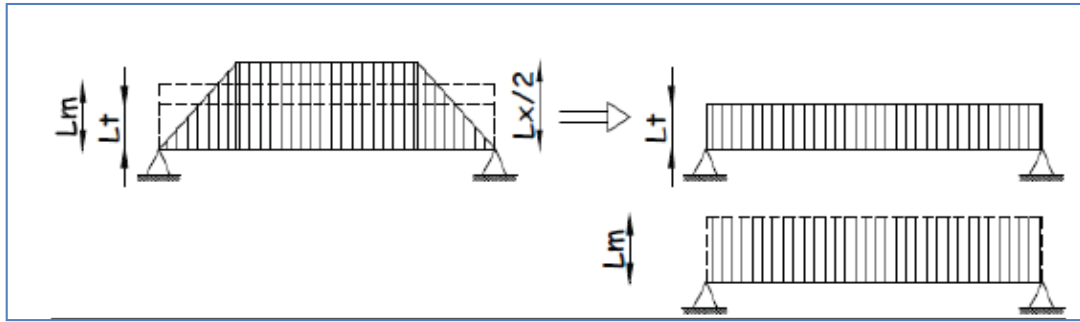


Figure VI-5: Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

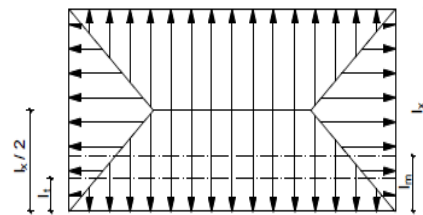


Figure VI-6: Répartition trapézoïdale.

2ème Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $I_m = 0.333xI_x$

Effort tranchant : $I_t = 0.25xI_x$

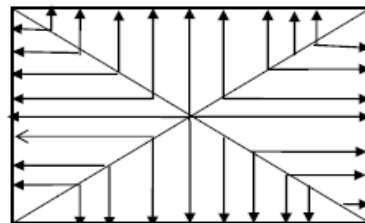


Figure VI-7 : Répartition triangulaire.

Nous avons : $b_n = 45 \text{ cm}$, $h_n = 70 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $q_u = 94.19 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 62.90 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul des charges**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(126.00 - \frac{5019.74}{259.97} - \frac{898.03}{71.84} \right) \times 1\text{ml} = 94.19 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(94.70 - \frac{5019.74}{259.97} - \frac{898.03}{71.84} \right) \times 1\text{ml} = 62.90 \text{ KN/ml}$$

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux ci-après.

Tableau VII. 10. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)

	Lx	Ly	P	charge	lm	Lt	qu	qs	Moment		Effort Tranchant		Momment		Ty	
									Qu	Qs	Qu	Qs	somme Qu	somme Qs	somme Qu	somme Qs
AB	3.35	3.65	0.92	Triangulaire	1.12	0.84	94.19	62.9	105.07	70.17	78.88	52.68	210.15	140.34	157.77	105.36
	3.35	3.65	0.92	Triangulaire	1.12	0.84	94.19	62.9	105.07	70.17	78.88	52.68				
BC	2.9	3.65	0.79	Triangulaire	0.97	0.87	94.19	62.9	90.96	60.74	82.32	54.97	181.92	121.49	164.64	109.95
	2.9	3.65	0.79	Triangulaire	0.97	0.87	94.19	62.9	90.96	60.74	82.32	54.97				
CD	3.35	3.65	0.92	Triangulaire	1.12	0.84	94.19	62.9	105.07	70.17	78.88	52.68	210.15	140.34	164.25	109.69
	3.35	3.65	0.92	Triangulaire	1.12	0.91	94.19	62.9	105.07	70.17	85.37	57.01				
DE	3.35	3.65	0.92	Triangulaire	1.12	0.91	94.19	62.9	105.07	70.17	85.37	57.01	210.15	140.34	170.74	114.02
	3.35	3.65	0.92	Triangulaire	1.12	0.91	94.19	62.9	105.07	70.17	85.37	57.01				
EF	3.35	3.65	0.92	Triangulaire	1.12	0.84	94.19	62.9	105.07	70.17	78.88	52.68	210.15	140.34	164.25	109.69
	3.35	3.65	0.92	Triangulaire	1.12	0.91	94.19	62.9	105.07	70.17	85.37	57.01				
FG	3.35	3.65	0.92	Triangulaire	1.12	0.84	94.19	62.9	105.07	70.17	78.88	52.68	210.15	140.34	164.25	109.69
	3.35	3.65	0.92	Triangulaire	1.12	0.91	94.19	62.9	105.07	70.17	85.37	57.01				

Tableau VII. 11. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)

	Lx	Ly	P	charge	lm	Lt	qu	qs	Moment		Effort Tranchant		Moment		Ty	
									Qu	Qs	Qu	Qs	somme Qu	somme Qs	somme Qu	somme Qs
12	3.35	3.65	0.92	Trapèze	1.20	0.91	94.19	62.9	113.47	75.77	85.37	57.01	226.94	151.55	170.74	114.02
	3.35	3.65	0.92	Trapèze	1.20	0.91	94.19	62.9	113.47	75.77	85.37	57.01				
13	2.9	3.65	0.79	Trapèze	1.14	0.87	94.19	62.9	107.84	72.01	82.32	54.97	221.31	147.79	167.69	111.98
	3.35	3.65	0.92	Trapèze	1.20	0.91	94.19	62.9	113.47	75.77	85.37	57.01				
34	3.35	3.65	0.92	Trapèze	1.20	0.91	94.19	62.9	113.47	75.77	85.37	57.01	226.94	151.55	170.74	114.02
	3.35	3.65	0.92	Trapèze	1.20	0.91	94.19	62.9	113.47	75.77	85.37	57.01				

• **Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivant :

- **Sens longitudinal « X-X » :**

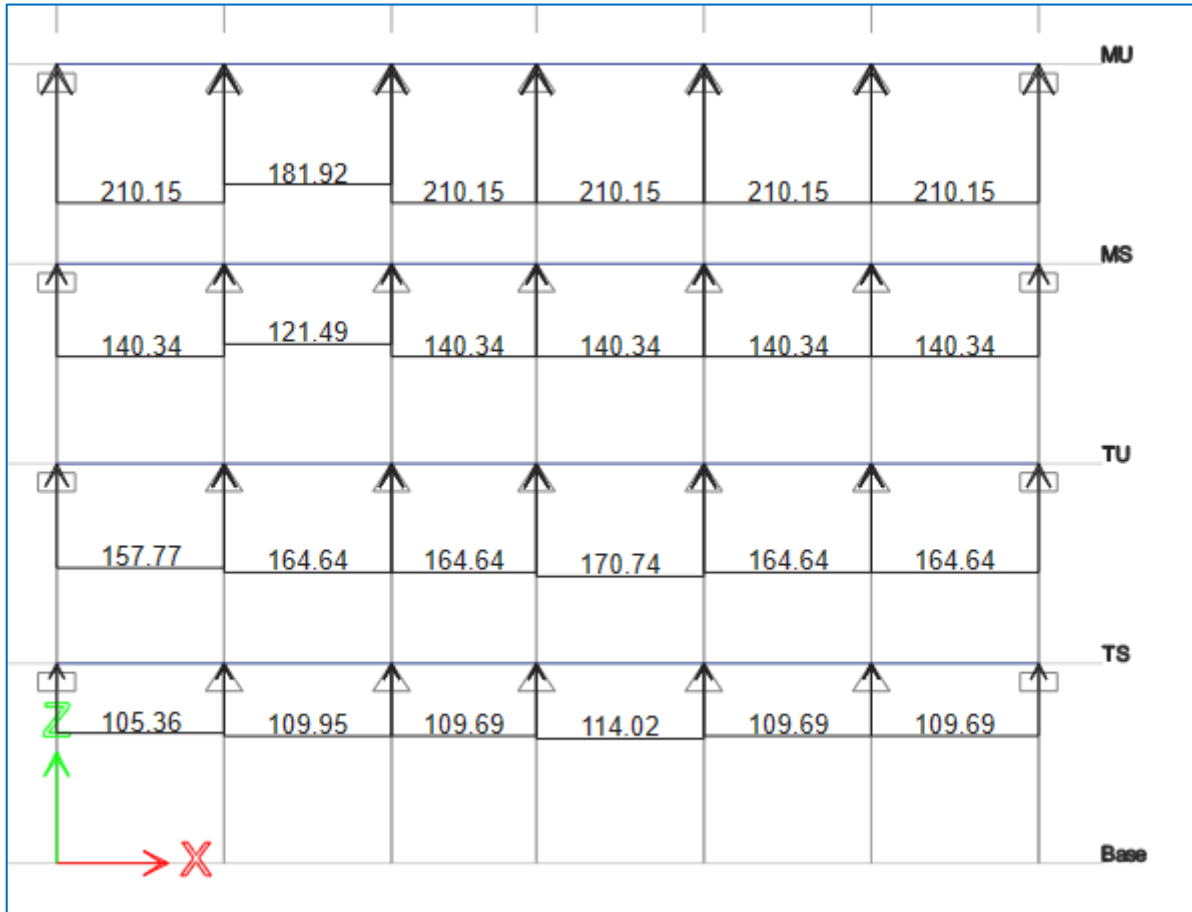


Figure VII. 8. Les valeurs des chargements pour les différents cas

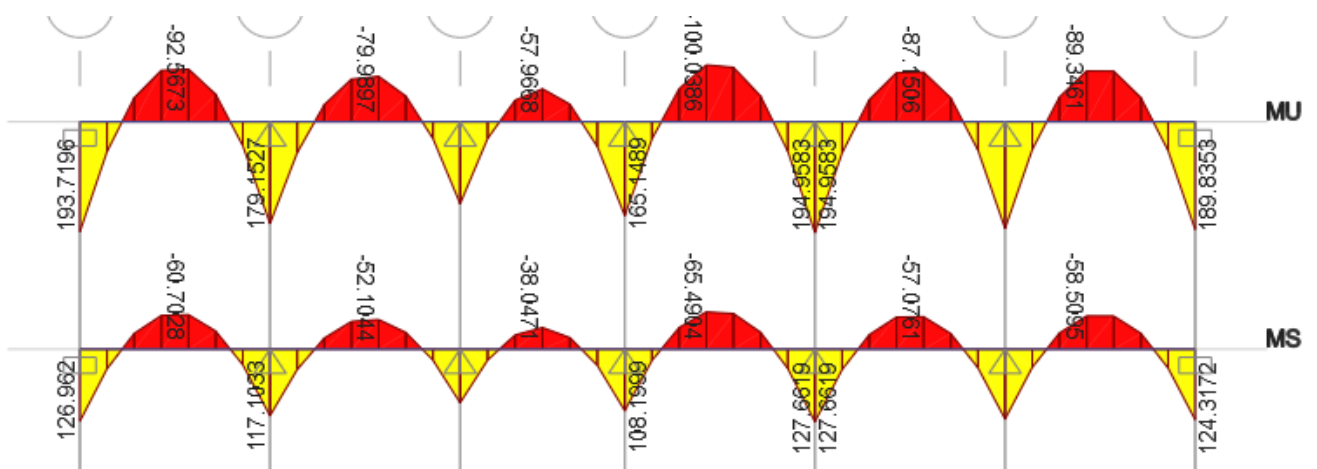


Figure VII. 9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

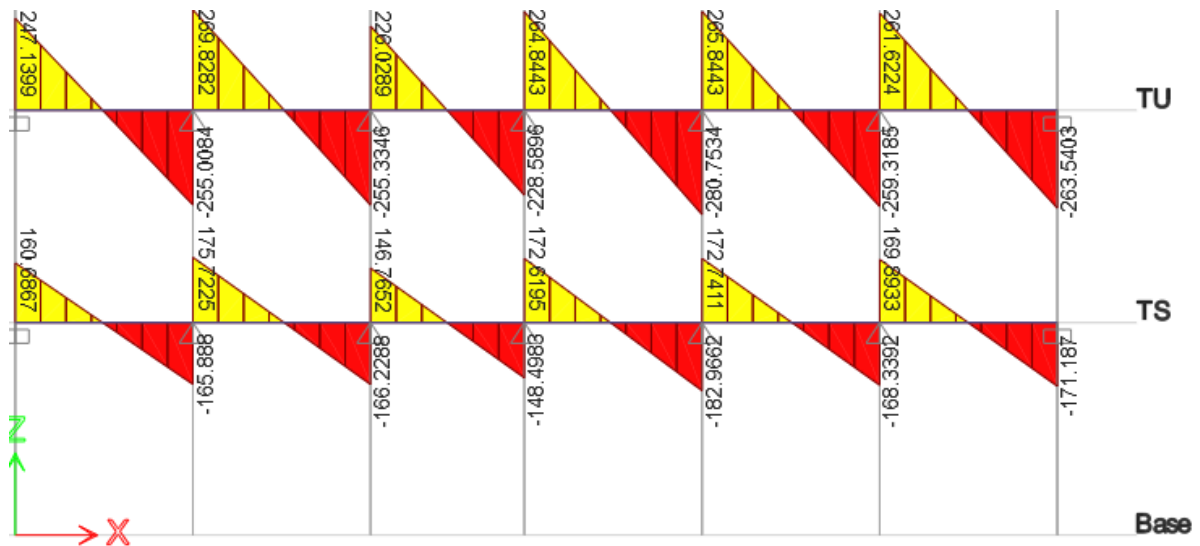


Figure VII.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

- Sens transversal « Y-Y » :

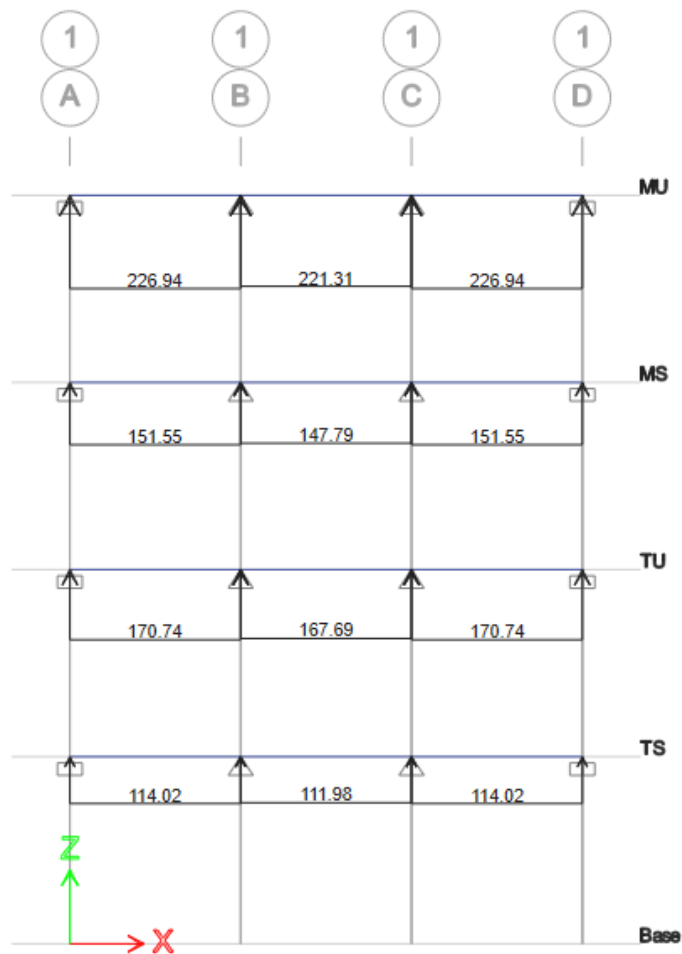


Figure VII. 11. Les valeurs des chargements pour les différents cas

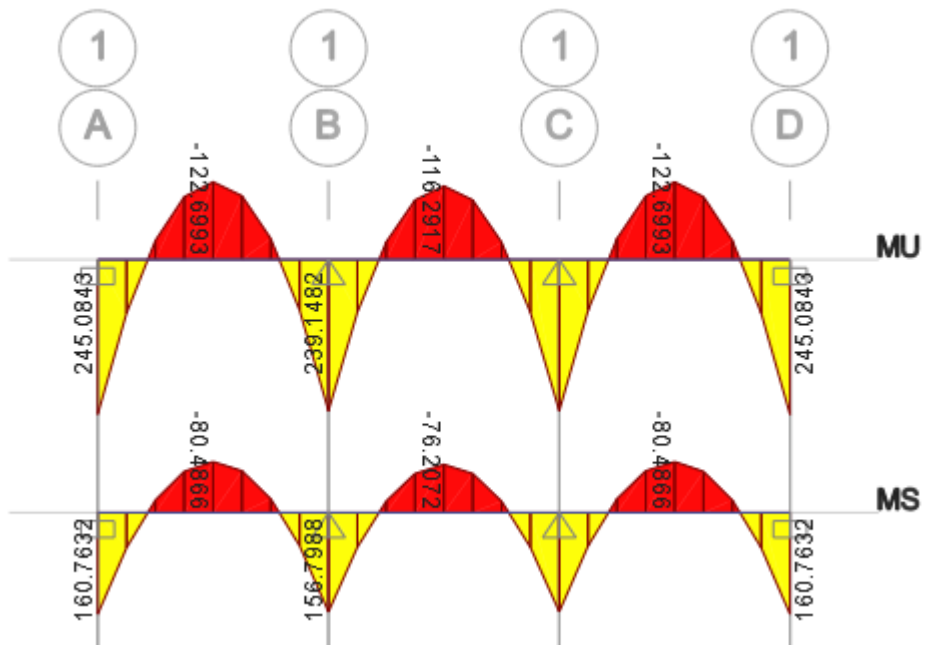


Figure VII. 12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

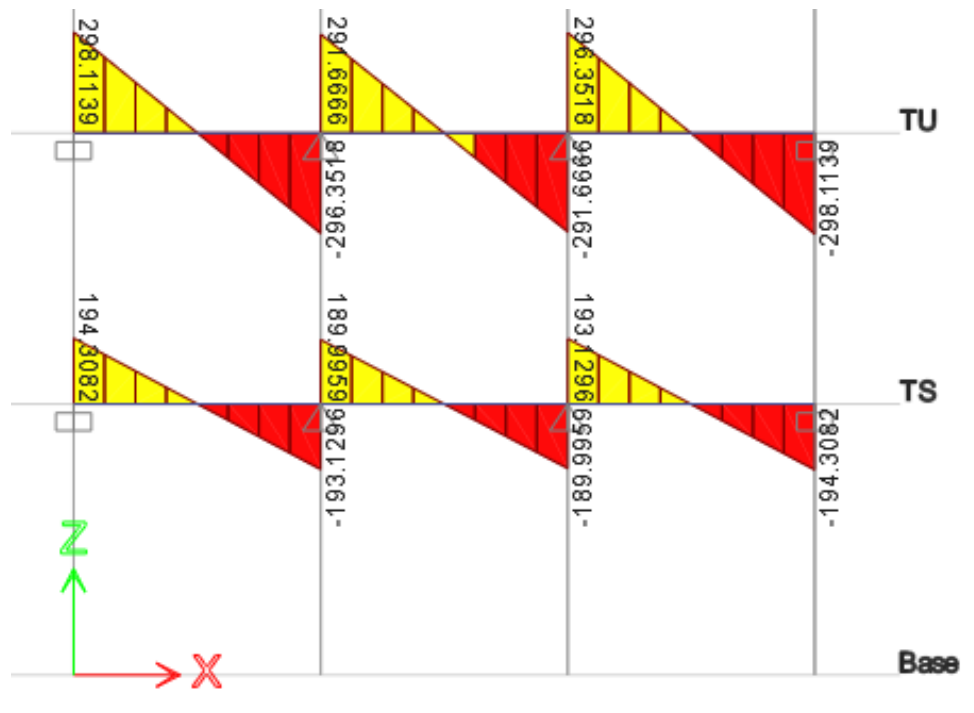


Figure VII.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :

- **Sens longitudinal « x-x » :**

Tableau VII.12. Moments fléchissant sens x-x.

	ELU	ELS
$M_{app}(KN.m)$	194.9583	127.6619
$M_t(KN.m)$	-100.0386	-65.4904

Tableau VII.13. Efforts tranchants sens x-x.

	ELU	ELS
$T_{sup}(KN.m)$	269.8282	175.7225
$T_{inf}(KN.m)$	-280.7534	-182.9662

- **Sens transversal « y-y » :**

Tableau VII.14. Moments fléchissant sens y-y.

	ELU	ELS
$M_{app}(KN.m)$	245.0843	160.7632
$M_t(KN.m)$	-122.6993	-80.4866

Tableau VII.15. Efforts tranchants sens y-y.

	ELU	ELS
$T_{sup}(KN.m)$	298.1139	194.3082
$T_{inf}(KN.m)$	-298.1139	-194.3082

➤ **Calcul des armatures :**

- **Armatures longitudinales**

Sens X-X: $M_a^{max} = 194.958 KN.m$; $M_t^{max} = -100.039KN.m$

$b_n=45\text{ cm}$; $h_n=70\text{ cm}$; $d= h-c=70-5=65\text{cm}$; $f_{bu}=14.2\text{MPa}$; $\sigma_{st}=348\text{MPa}$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{194.958 \times 10^3}{45 \times 65^2 \times 14.2} = 0.072$$

$\mu = 0.072 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.072 \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{194.958 \times 10^3}{0.963 \times 65 \times 348} = 8.950 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4 \text{ HA16} + 4 \text{ HA16} = 16.08 \text{ cm}^2$.

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{100.039 \times 10^3}{45 \times 65^2 \times 14.2} = 0.037$$

$\mu = 0.037 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.037 \Rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{100.039 \times 10^3}{0.962 \times 65 \times 348} = 4.597 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA16} = 8.04 \text{ cm}^2$

Sens Y-Y : $M_a^{\max} = 245.0843 \text{ KN.m}$; $M_t^{\max} = -122.6993 \text{ KN.m}$

$b_n = 45 \text{ cm}$; $h_n = 70 \text{ cm}$; $d = 65 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{245.0843 \times 10^3}{45 \times 65^2 \times 14.2} = 0.091$$

$\mu = 0.091 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA) donc: $\mu = 0.091 \Rightarrow \beta = 0.952$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{245.0843 \times 10^3}{0.952 \times 65 \times 348} = 11.381 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4 \text{ HA16} + 4 \text{ HA16} = 16.08 \text{ cm}^2$

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{122.6993 \times 10^3}{45 \times 65^2 \times 14.2} = 0.045$$

$\mu=0.045 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu=0,045 \Rightarrow \beta=0.976$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{122.6993 \times 10^3}{0.976 \times 65 \times 348} = 5.558 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2$

Les résultats des ferrailrages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	4HA16 + 4HA16= 16.08 cm ²	4HA16 + 4HA16= 16.08 cm ²
Travée	4HA16 = 8.04 cm ²	4HA16= 8.04 cm ²

- **Armatures transversales :**

- Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

- $\phi_t \leq \min(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l)$

- $\phi_t \leq \min(\frac{70}{35} ; \frac{45}{10} ; 1.6) = (2; 4.5; 1.6) = 1.6\text{cm} = 16\text{mm}$

- Soit : $\phi_t = 10\text{mm}$

- **Espacement des armatures (Art 7.5.2 RPA2024) :**

D'après le RPA 2024: (Art 7-5-2)

- Dans les zones critiques:

$$s = \min(h/4; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l) \text{ avec:}$$

– h: hauteur de la poutre

– ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

– ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

$$S = \min(\frac{70}{4}, 24 \times 1.0, 17.5\text{cm}, 6 \times 1.6) = (17.5, 24, 17.5\text{cm}, 9.6) = 9.6\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- En dehors de la zone critique:

$$s' \leq h/2$$

Avec :

$s' = \min(h/4; 12\phi)$ si les armatures comprimées sont nécessaires

$$s' \leq \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Zones critiques :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **4 HA10 = 3.14 cm²**

En dehors de la zone critique :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **4 HA10 = 3.14 cm²**

▪ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$l' = 1.5h$$

$$l_{cr} = \max(1.5h_c, l_c/6, 60 \text{ cm})$$

- **Sens y:** : $l' = 1.5 \times 40 = 60 \text{ cm}$

$$l_{cr} = \max(1.5 \times 40, 335/6, 60 \text{ cm}) = \max(60, 55.83, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

- **Sens x:** : $l' = 1.5 \times 40 = 60 \text{ cm}$

$$l_{cr} = \max(1.5 \times 40, 305/6, 60 \text{ cm}) = \max(60, 50.83, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

Armatures de peau :

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à **3 cm² par mètre de longueur** de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 70 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc : $A_p = 3 \left[\frac{\text{cm}^2}{1 \text{ ml}} \right] \rightarrow$ Soient : **A p = 2 HA14 = 3,08 cm².**

Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 65 \times 2,1}{400} = 3.531 \text{ cm}^2$$

$A_{adoptée} > A_{min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \{2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Sens X-X: $T_u = 280.7534 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{280.7534 \times 10^3}{450 \times 650} = 0.960 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y: $T_u = 298.1139 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{298.1139 \times 10^3}{450 \times 650} = 1.02 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1.5$ pour les aciers de HA)

$$\sum U_i = \pi n \phi \quad \text{La somme des périmètres utiles des barres.}$$

Avec : ϕ : le diamètre maximale des armatures transversale

n : le nombre des barres longitudinales de la nervure transversale.

Nervure longitudinale :

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 4 \times 16 = 200.96 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{280.7534 \times 10^3}{0.9 \times 650 \times 200.96} = 2.388 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

Nervure transversale :

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 4 \times 16 = 200.96 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{298.1139 \times 10^3}{0.9 \times 650 \times 200.96} = 2.54 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MP}$$

Vérification à L'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier (Art 4.3.5 BAEL91 modifié 99)**

Dans les aciers : on doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_s = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_b$

$$\text{Avec } \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

; β_1 et K_1 tiré dans un tableau en fonction de ρ_1 .

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Tableau VII.16. Calcul des contraintes.

		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	Obs.
Sens XX	Appuis	127.661	16.08	0.550	30.04	0.889	137.39	4.57	15	CV
	Travée	65.490	8.04	0.275	45.24	0.917	136.66	3.02		CV
Sens YY	Appuis	160.763	16.08	0.550	30.04	0.899	173.015	5.76		CV
	Travée	80.487	8.04	0.275	45.24	0.917	167.95	3.71		CV

Vérification de la section de l'acier dans la nervure :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la nervure est de 0,5% en toute section.

$$\text{Donc : } A_{\text{min}} = 0,005 \times 45 \times 70 = 15.75 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Aux appuis:

$$A_a = 24.13 > A_{\text{min}} = 15.75 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée:

$$A_a = 16.08 > A_{\text{min}} = 15.75 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le tableau suivant résume les sections de ferrailage choisies au définitif.

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	4HA16 + 4HA16 = 16.08 cm²	4HA16 + 4HA16 = 16.08 cm²
Travée	4HA16 = 8.04 cm²	4HA16 = 8.04 cm²

Conclusion générale

Conclusion générale

Au terme de ce travail, nous avons mené une étude complète de dimensionnement d'un bâtiment à usage d'habitation et garages en R+5, situé dans une zone à forte sismicité, en l'occurrence la wilaya de Tizi Ouzou, en appliquant rigoureusement les prescriptions de la nouvelle réglementation parasismique algérienne RPA 2024. L'objectif de ce mémoire a été d'assurer une conception structurelle conforme, sécuritaire et durable, en tenant compte des évolutions réglementaires les plus récentes.

Dans un premier temps, nous avons procédé à l'analyse du contexte sismique et structurel du projet en conformité avec les exigences du RPA 2024. Cela a impliqué la classification complète du bâtiment selon plusieurs critères essentiels : la zone sismique, qui pour la région de Tizi Ouzou correspond à une zone d'accélération élevée, le site d'implantation en fonction de ses caractéristiques géotechniques, la catégorisation du sol, la classe d'importance de l'ouvrage, ainsi que l'ensemble des paramètres géométriques et mécaniques propres à la structure. Cette étape a constitué le socle nécessaire à une modélisation fidèle et précise.

La modélisation numérique a ensuite été réalisée à l'aide du logiciel ETABS (version 22.4.0), qui permet d'intégrer le spectre de réponse sismique défini par le RPA 2024, dans le cadre d'une analyse modale spectrale. Cette approche nous a permis de simuler le comportement dynamique réel de la structure en prenant en compte les sollicitations sismiques spécifiques à la région, tout en évaluant les efforts internes, les déplacements globaux et les performances vibratoires.

Le système de contreventement adopté est constitué de voiles en béton armé, selon la typologie du système 5 définie dans le RPA 2024, et il a été associé à un coefficient de comportement $R = 4,5$, correspondant à une structure en béton armé contreventée exclusivement par des voiles verticaux. Ce choix permet d'assurer une bonne dissipation de l'énergie sismique, tout en garantissant une rigidité suffisante pour contrôler les déplacements horizontaux.

Une fois la modélisation validée, nous avons procédé au calcul, à la vérification et au ferrailage des éléments structuraux, en nous concentrant particulièrement sur les éléments principaux tels que les voiles, les poteaux et les poutres, en conformité avec les exigences des états limites imposés par la réglementation BAEL. Chaque élément a été dimensionné en fonction des efforts extraits de la modélisation sismique et pondéré par les coefficients réglementaires.

Conclusion générale

L'étude s'est poursuivie par le dimensionnement de l'infrastructure, où nous avons retenu une solution de radier général nervuré, justifiée à la fois par la nature du sol et par le besoin de limiter les tassements différentiels susceptibles d'altérer la stabilité de la superstructure. Ce type de fondation permet également une meilleure répartition des charges issues des poids propres et des surcharges d'exploitation.

L'ensemble de ce travail constitue une première application du nouveau RPA 2024, et a permis de mettre en évidence plusieurs avancées importantes introduites par cette version par rapport au RPA 2003, notamment en ce qui concerne le zonage sismique actualisé, la détermination des coefficients dynamiques (R , Q , A), ainsi que la redéfinition des systèmes de contreventement et de leur performance attendue. Ces évolutions témoignent d'un effort d'harmonisation avec les pratiques internationales et d'une volonté d'adapter les normes algériennes aux réalités actuelles du territoire et aux dernières connaissances en ingénierie sismique.

Cependant, cette première expérience révèle également la nécessité de poursuivre les efforts d'analyse comparative, notamment entre le RPA 2024 et le RPA 2003, afin de mieux cerner les différences structurelles, les impacts sur le dimensionnement et les réponses dynamiques. Une telle comparaison permettra de comprendre les gains en sécurité, en performance ou en rationalisation qu'apporte cette nouvelle réglementation. Il serait également pertinent d'étendre l'analyse à d'autres normes parasismiques internationales (comme l'Eurocode 8, le code américain UBC ou encore les normes japonaises), dans le but d'identifier les spécificités propres au territoire algérien et les points de convergence ou de divergence avec les contextes étrangers.

En conclusion, ce travail s'inscrit dans une démarche d'apprentissage pratique et technique du dimensionnement sismique moderne, mais il ouvre aussi la voie à des perspectives de recherche et d'analyse plus approfondies. Il souligne l'importance d'une mise à jour continue des réglementations, en réponse aux avancées scientifiques, aux évolutions des matériaux et aux exigences de sécurité des populations vivant dans des zones à risque.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismique Algérienne RPA version 2024
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/modifiée 99
- Document technique règlementaire (DTR B.C.2.2) charge permanentes et charge d'exploitation

Logiciels :

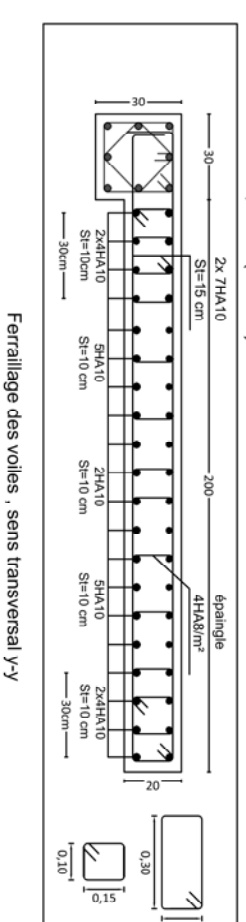
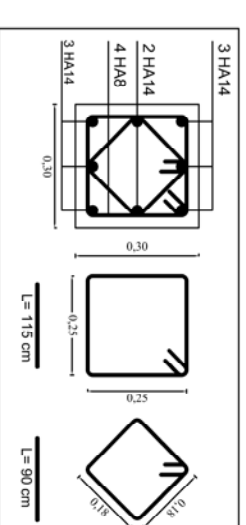
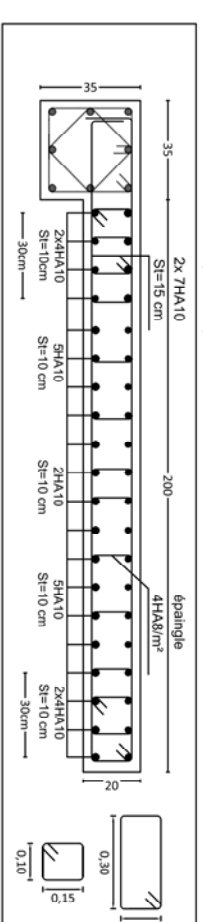
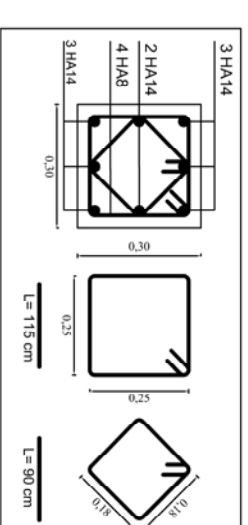
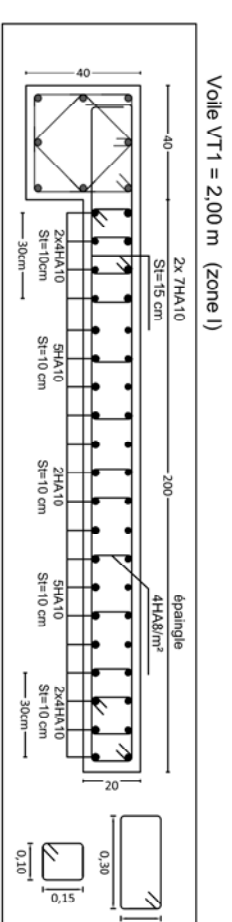
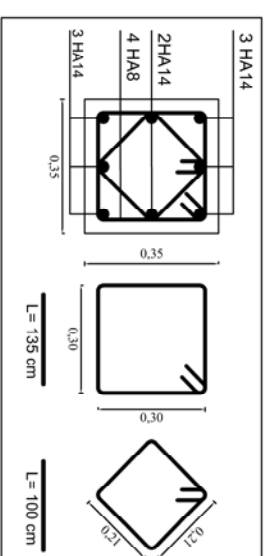
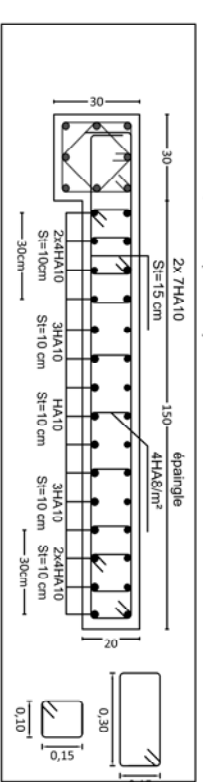
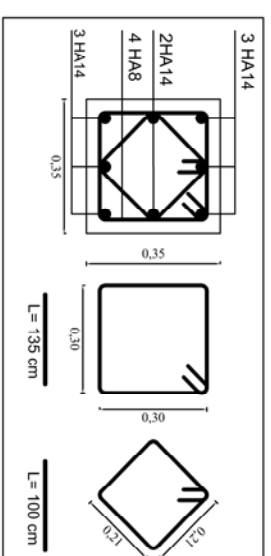
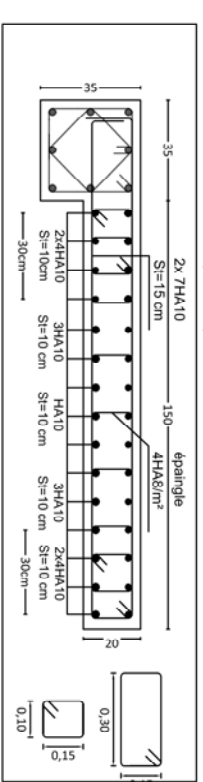
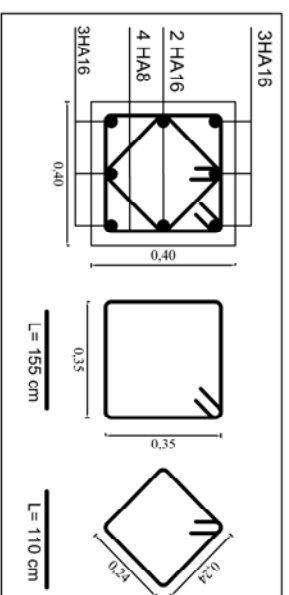
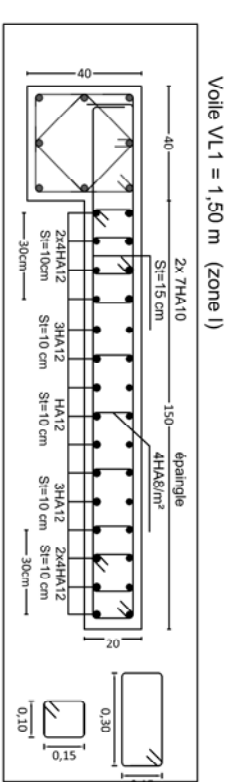
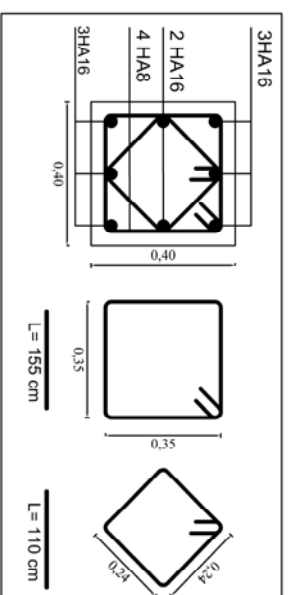
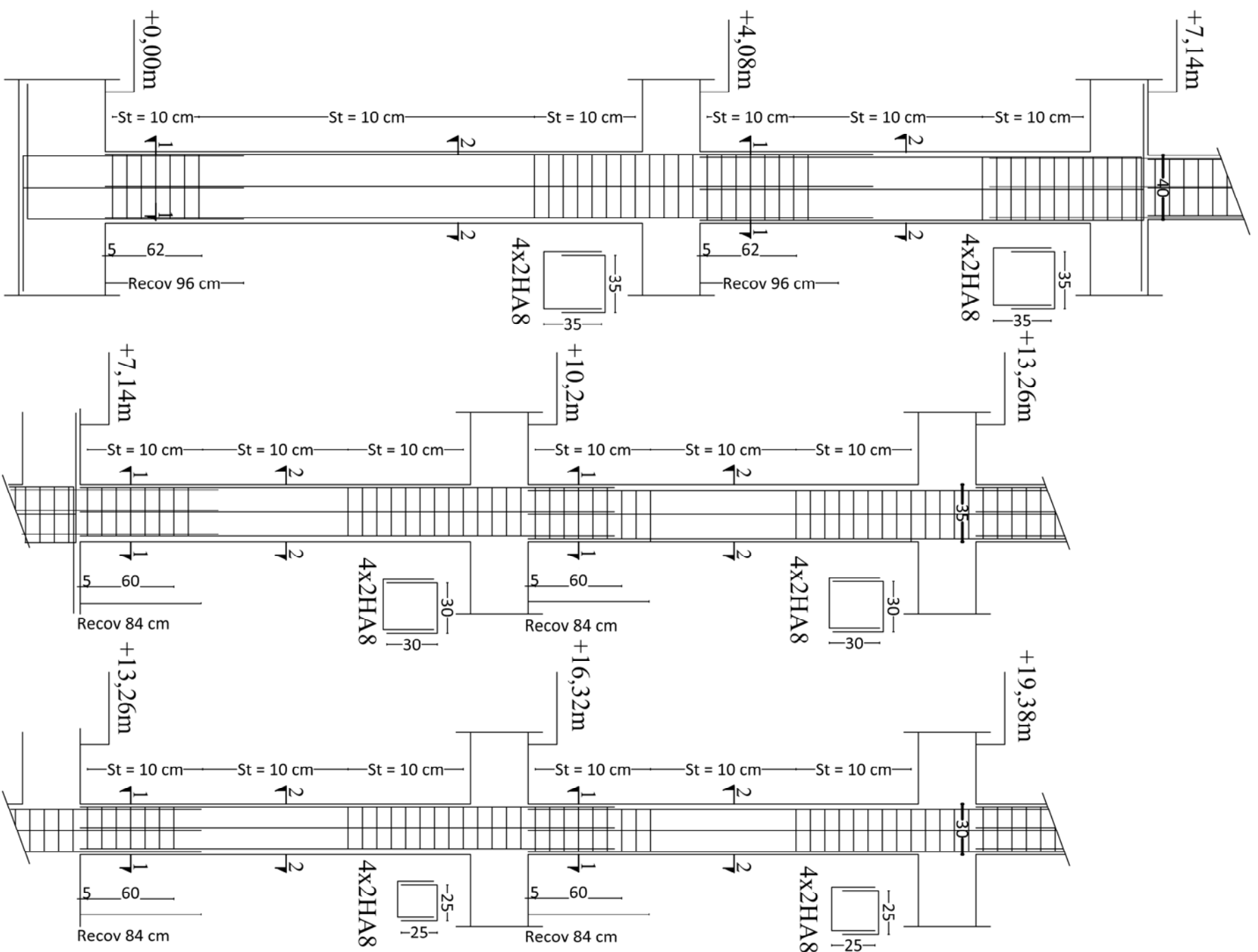
- ETABS 22.0.0
- AUTOCAD 2019
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- Logiciels Microsoft Office

Ouvrages :

- Les abaques de PIGEAUD
- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- Calcul des ouvrages en béton armé M. Belazougui
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

Normes et Documents Techniques :

- RPA 99 version 2003 : Règles parasismiques algériennes
- DTR BC 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation
- BAEL 91 modifié 99 : Calcul des éléments et des structures des bâtiments
- DTR B.C. 2-4-1 (CBA 93) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2-331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- DTU 75-1 / 1978: Document technique unifié.



Coupe 2-2

Coupe 1-1

Coupe 2-2

Coupe 1-1

Coupe 2-2

Coupe 1-1

Dossier : Génie Civil

Désignation : Ferrillage des poteaux & voiles

Echelle : 1/50

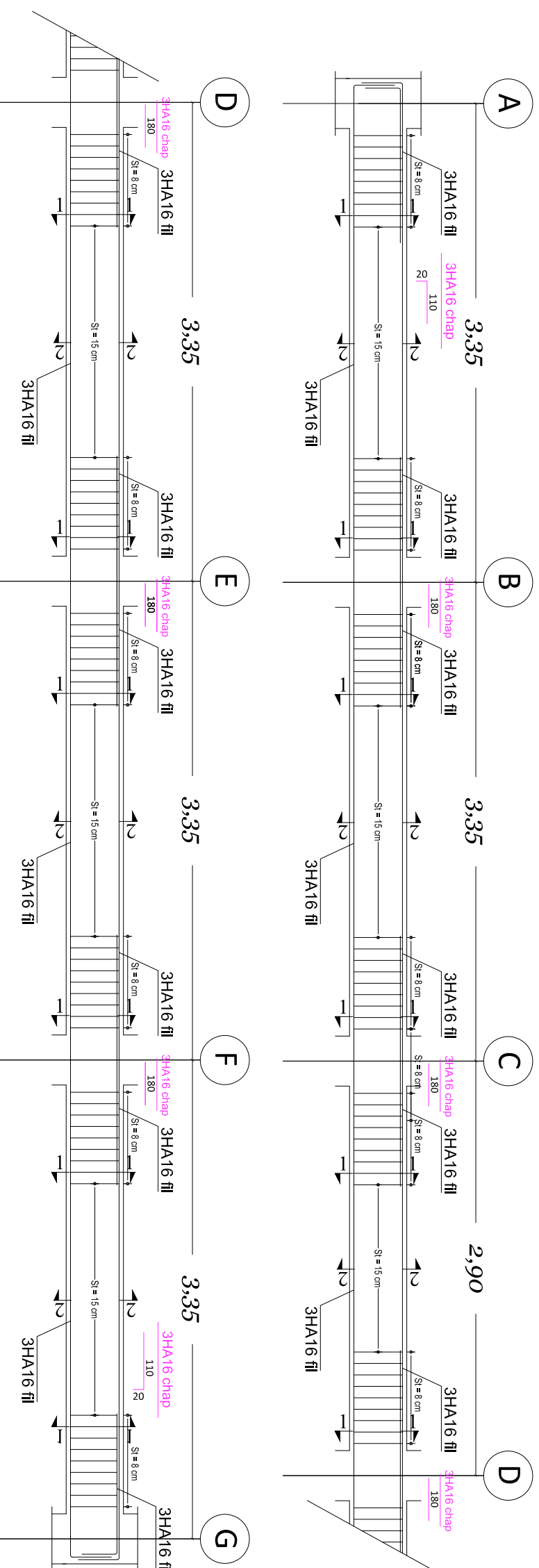
Planche N°01



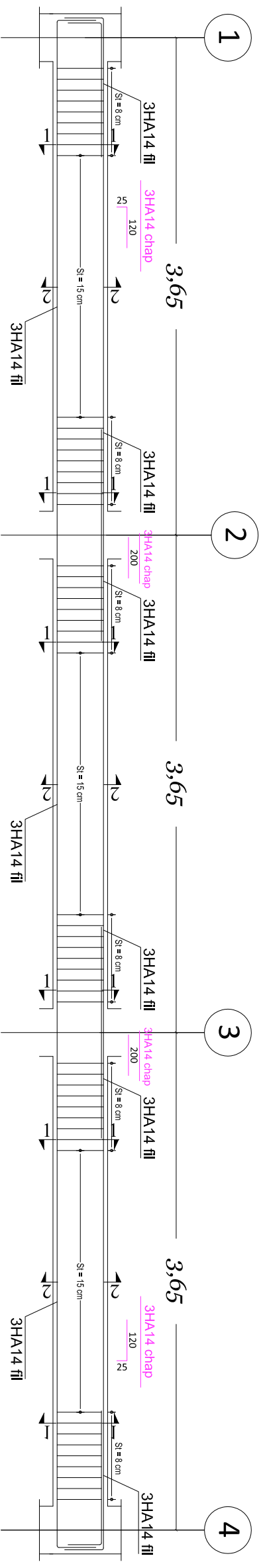
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

Mlle. ZIANI Cylla
Rapporteuse : Mme. LARABI Sonia
Année universitaire : © 2025

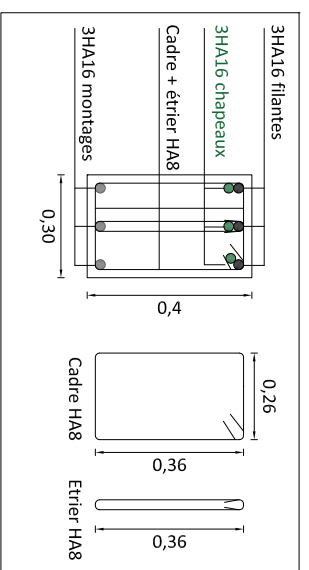
Ferrailage des poutres principales (30x40) cm²



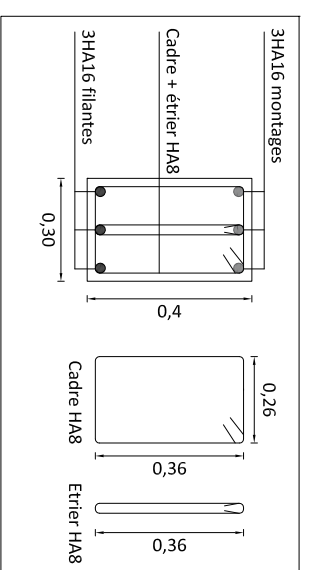
Ferrailage des poutres secondaires (30x35) cm²



Coupe transversale PP (30x40)

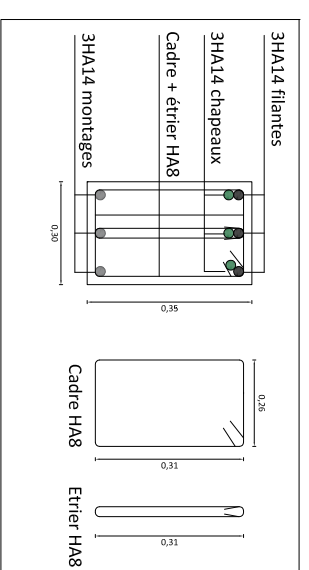


Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1

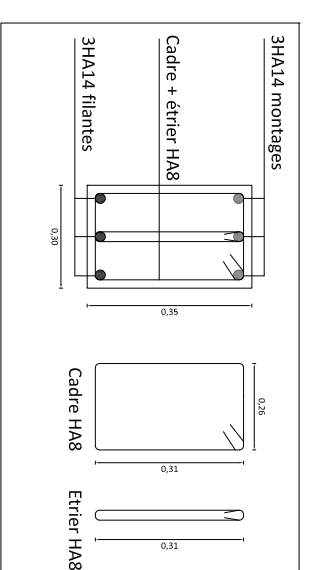


Ferrailage en travée
Coupe 2-2

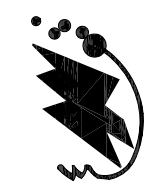
Coupe transversale PS (30x35)



Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1



Ferrailage en travée
Coupe 2-2



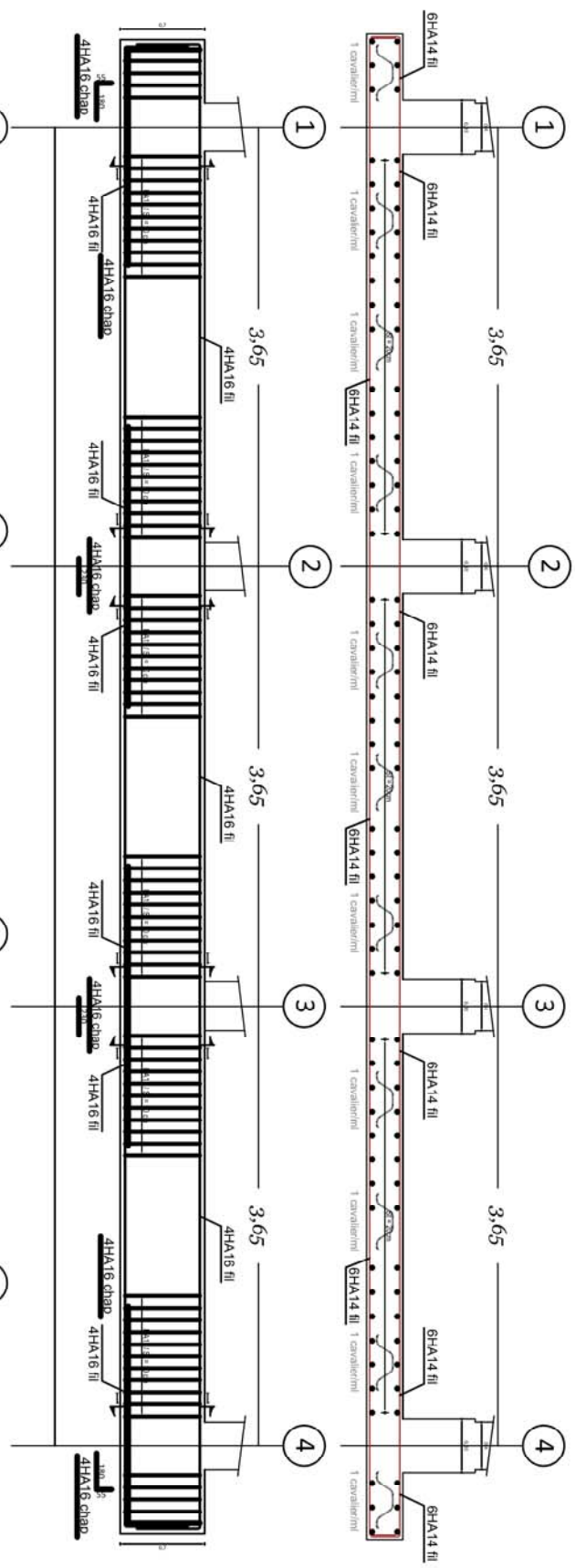
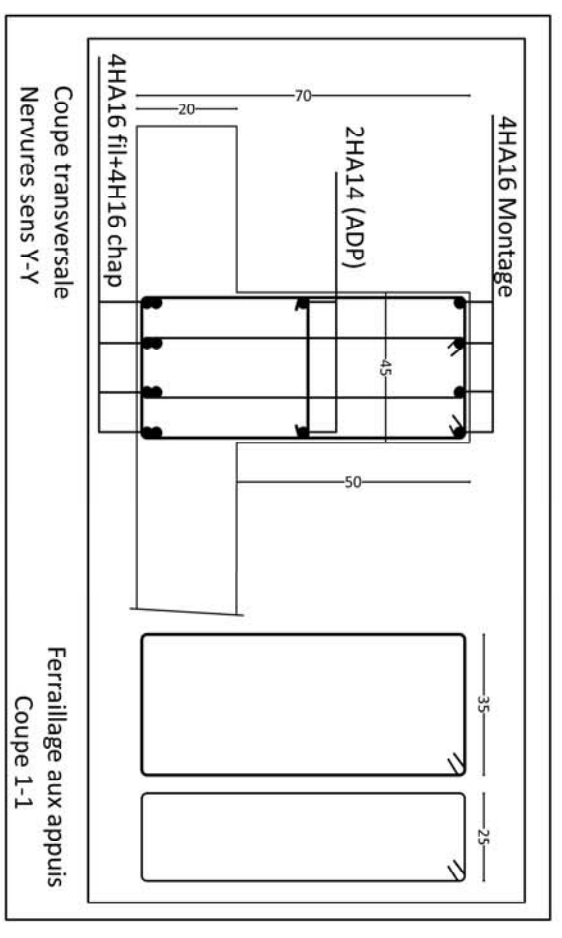
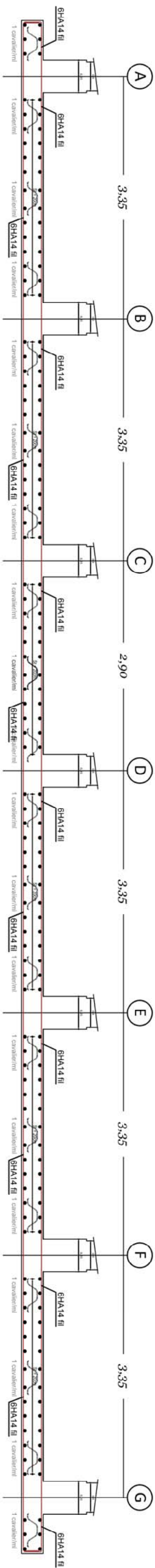
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

Mlle. ZIANI Cylia
Rapporteuse : Mme. LARABI Sonia
Année universitaire : © 2025

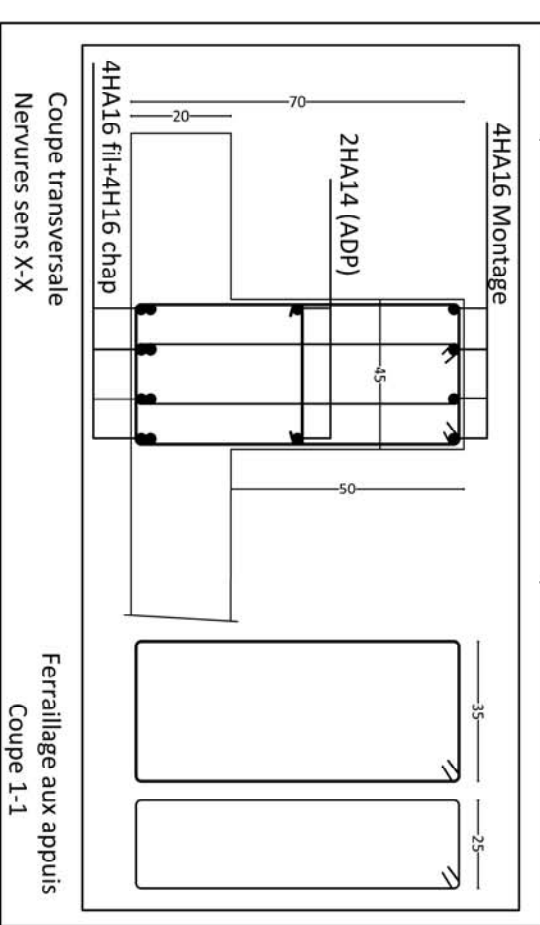
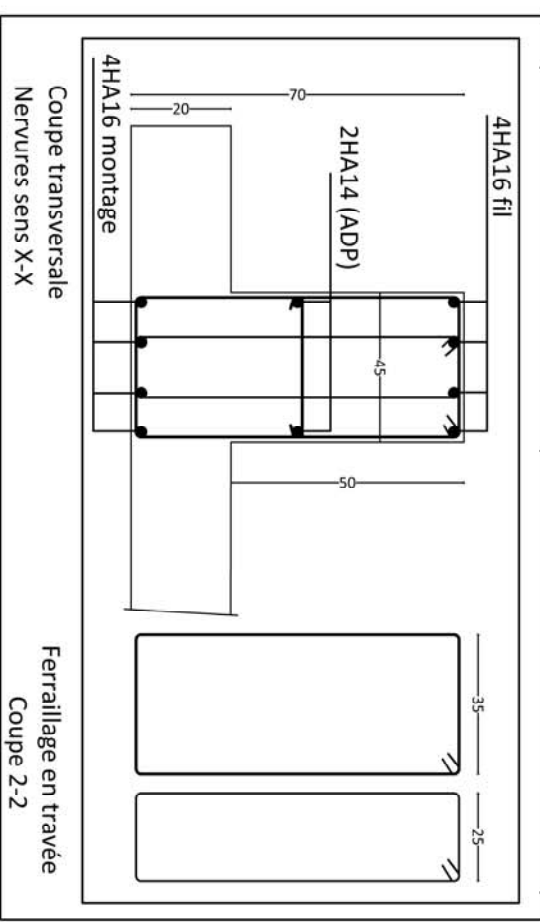
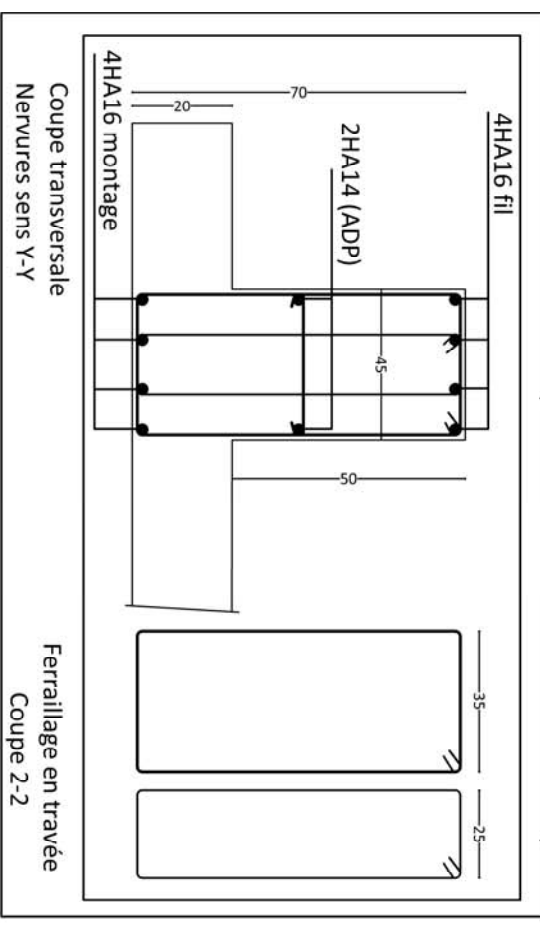
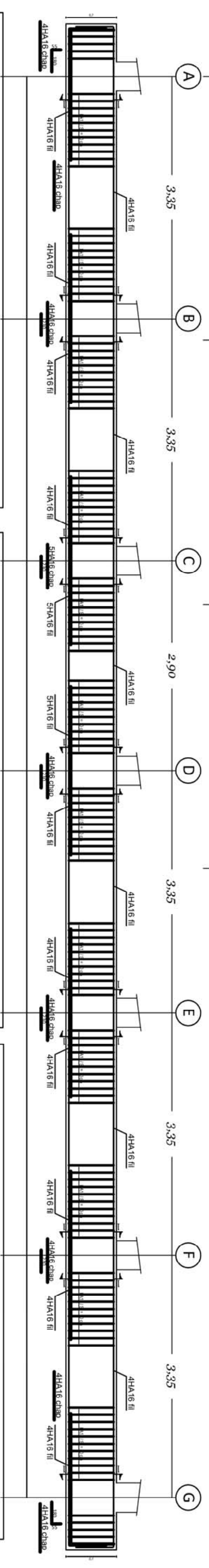
Dossier : Génie Civil
Designation : Ferrailage des poutres

Echelle : 1/50
Planche N°02

Ferrailage du radier



Ferrailage des nervures

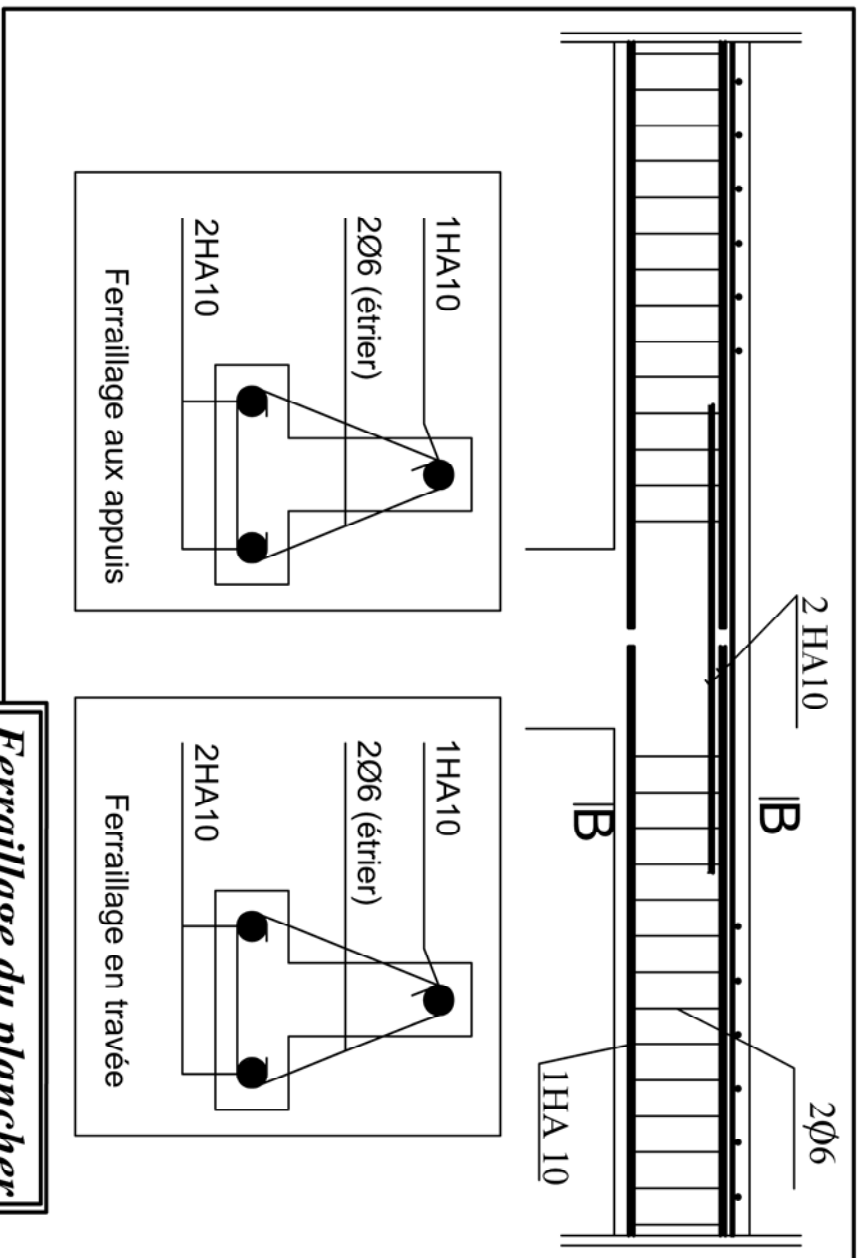


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

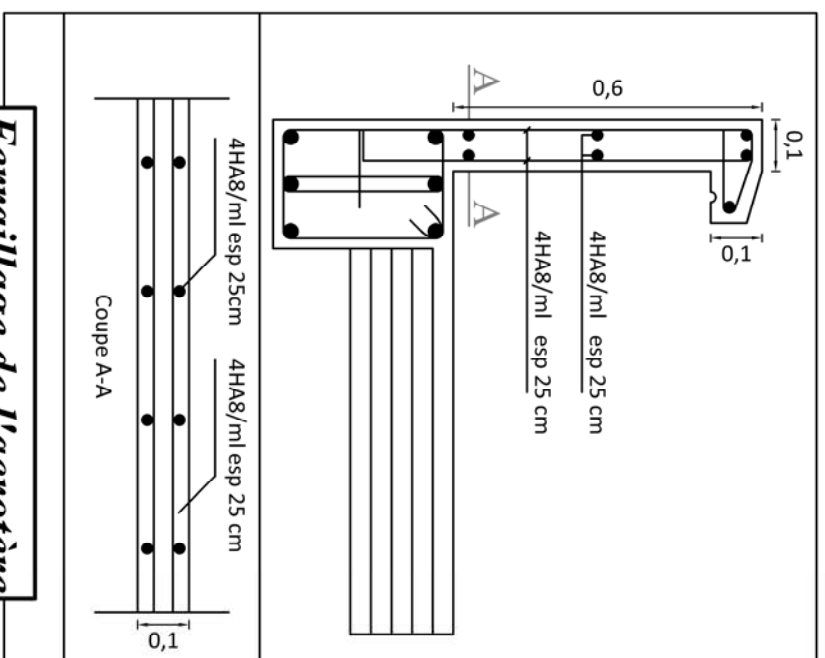
Mlle. ZIANI Cylia
Rapporteuse : Mme. LARABI Sonia
Année universitaire : © 2025

Dossier : Génie Civil
Désignation : Ferrailage des fondations

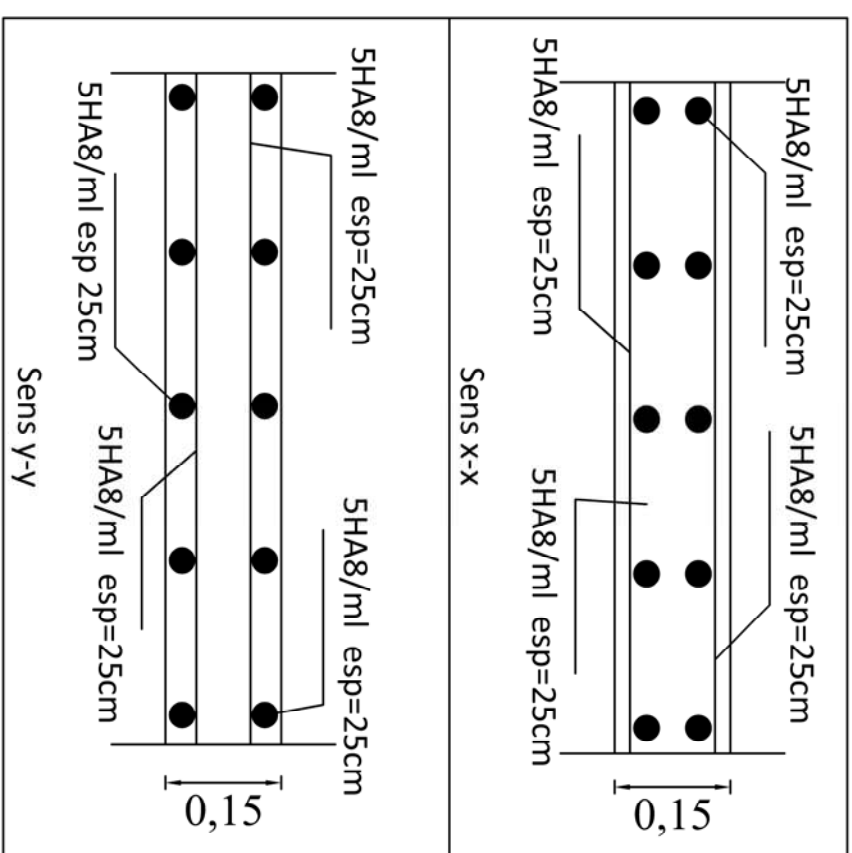
Echelle : 1/50
Planche N°03



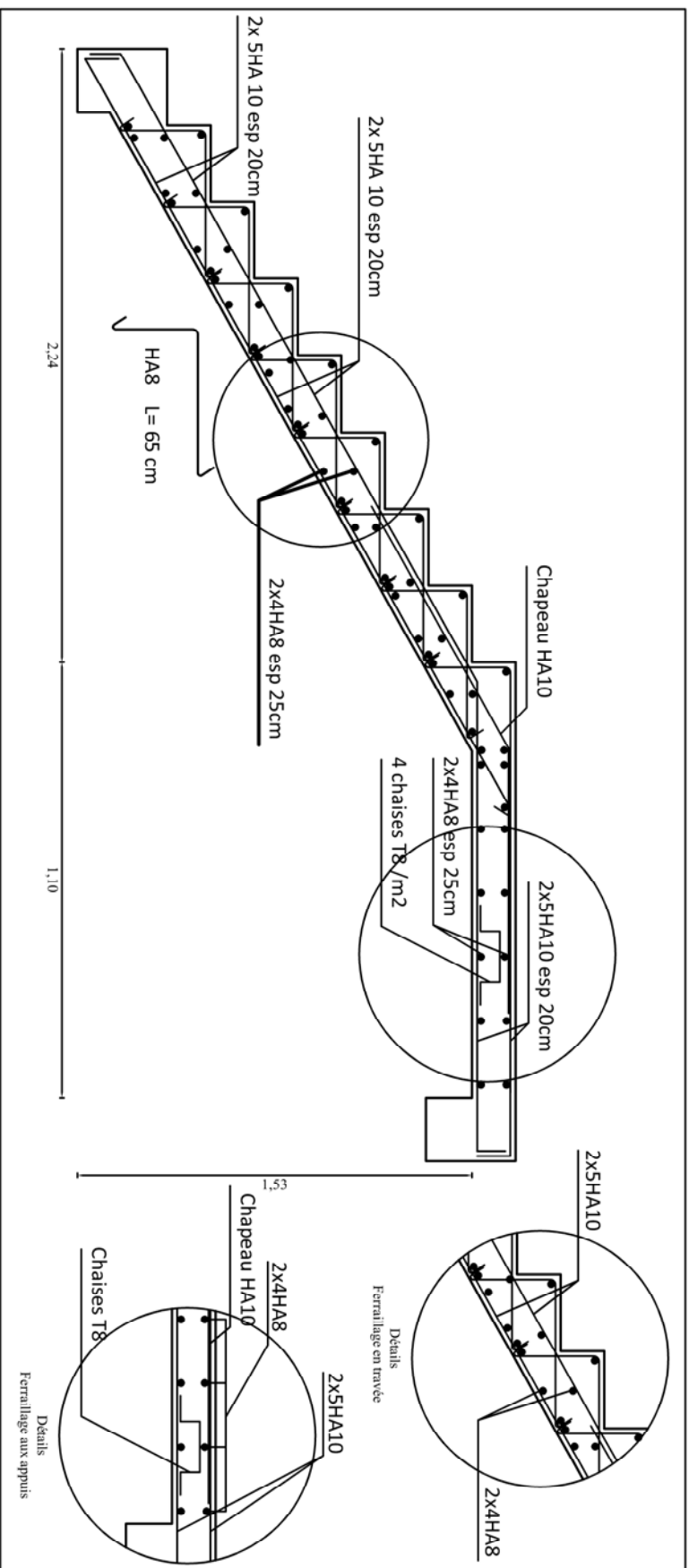
Ferraillage du plancher



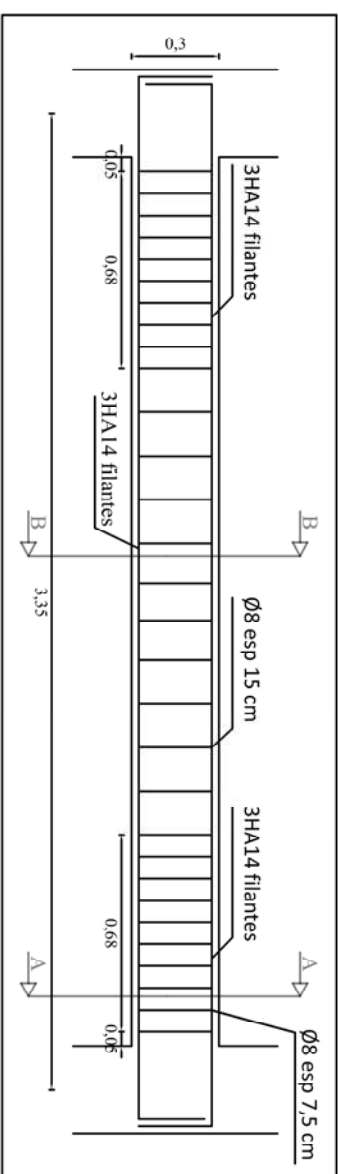
Ferraillage de l'acrotère



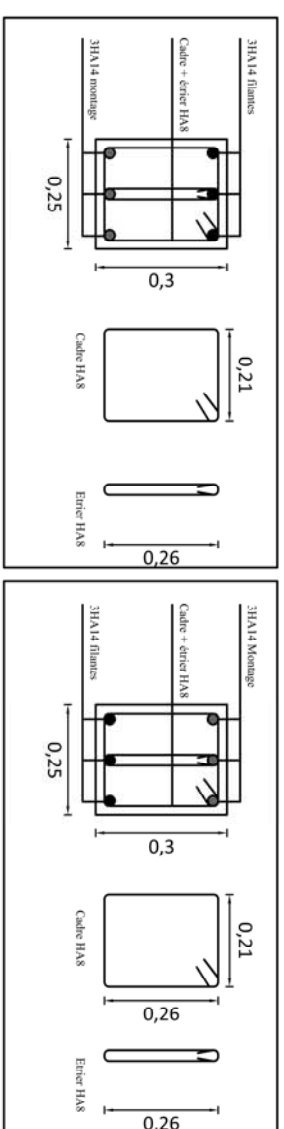
Ferraillage de la dalle pleine



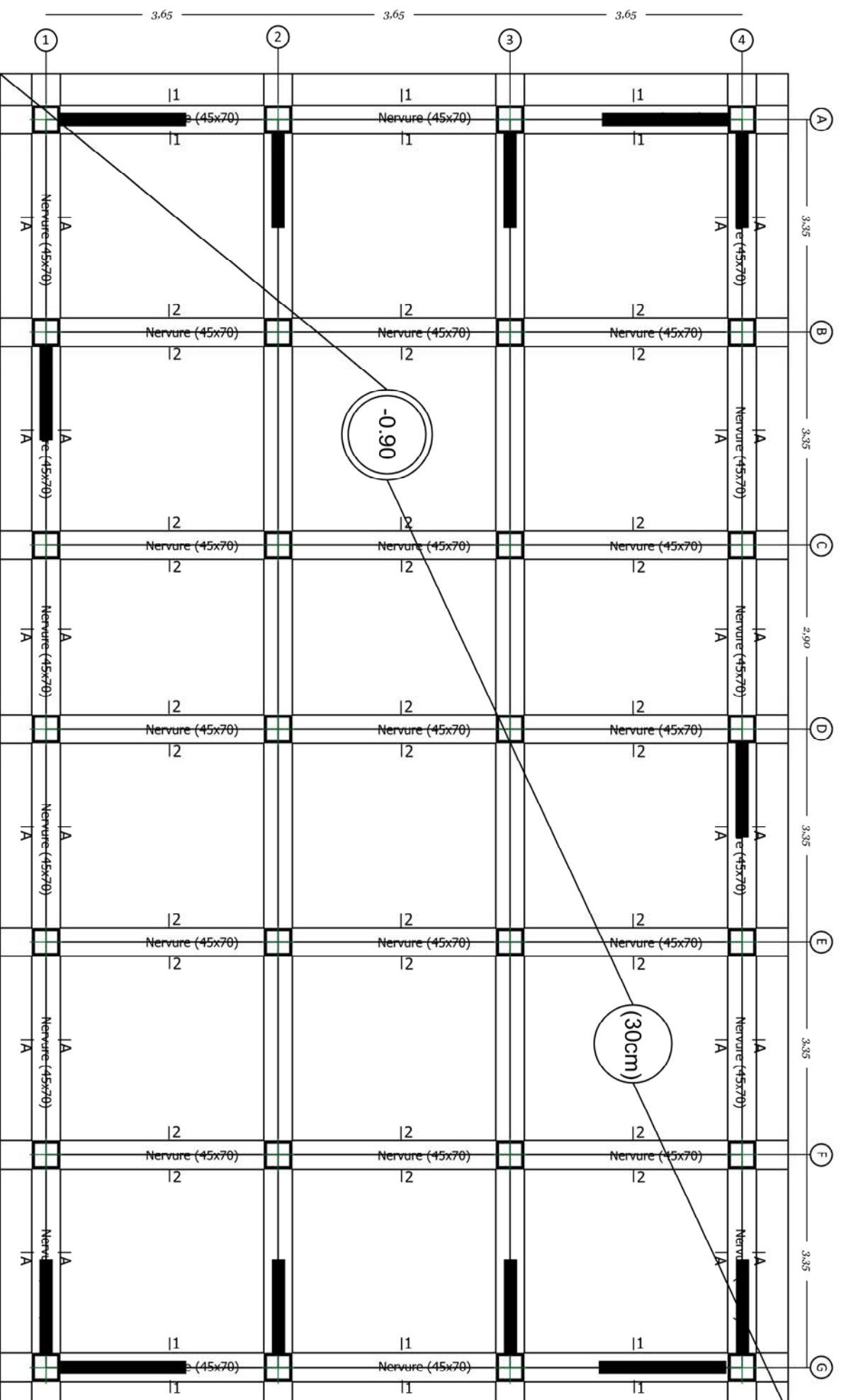
Ferraillage de l'escalier



Ferraillage de la poutre palière



Ferraillage de poutre palière



Poteaux : (40x40) cm²
 Nervure : (45x70) cm²

Dalle du Radier : ep= 20 cm
 Dalle Flottante : ep= 10 cm

Débord : 50 cm

Coffrages Fondations

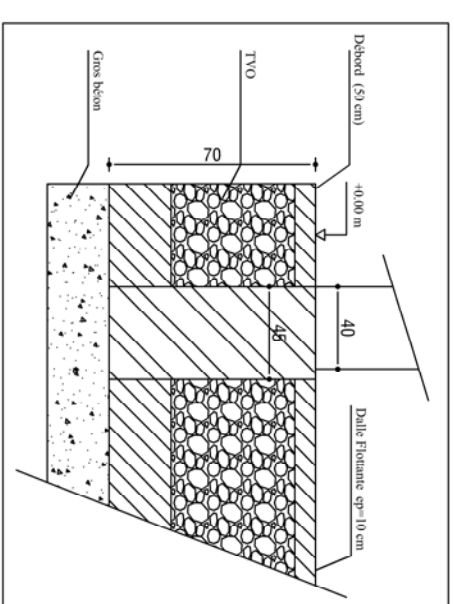


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

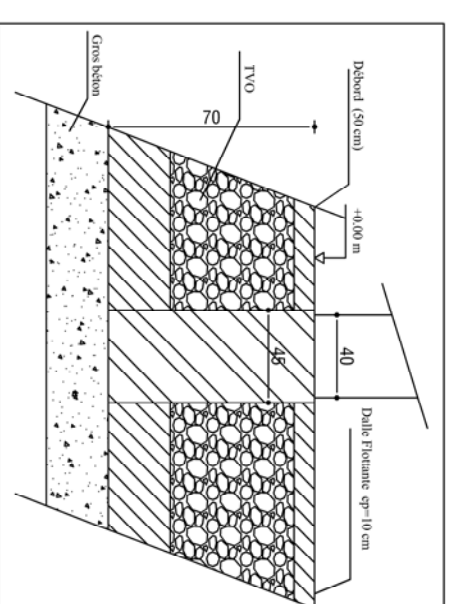
Mlle. ZIANI Cylia
 Rapporteuse : Mme. LARABI Sonia
 Année universitaire : © 2025

Dossier : Génie Civil
 Désignation : Plan de Fondations
 Niveau : -0,70 m

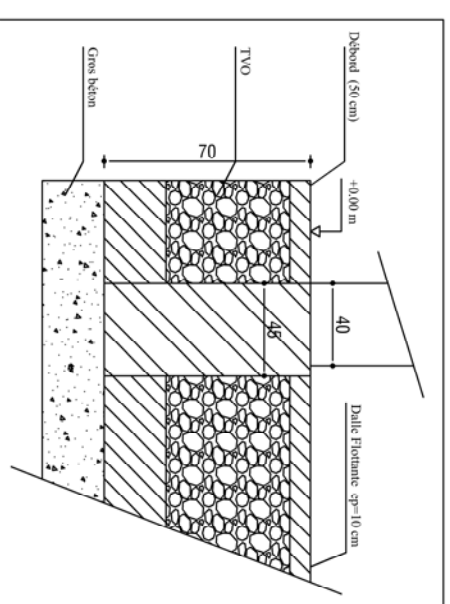
05



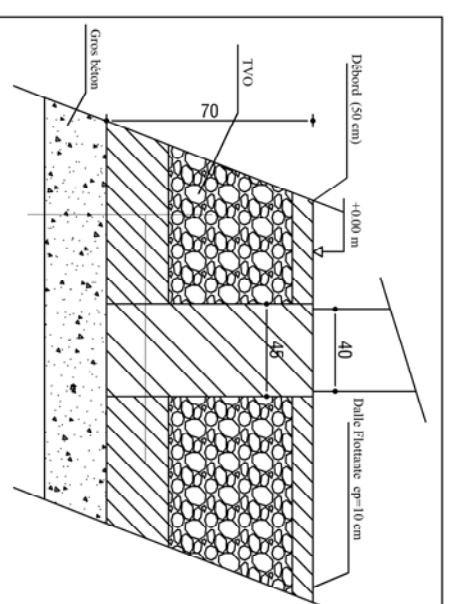
Coupe A-A



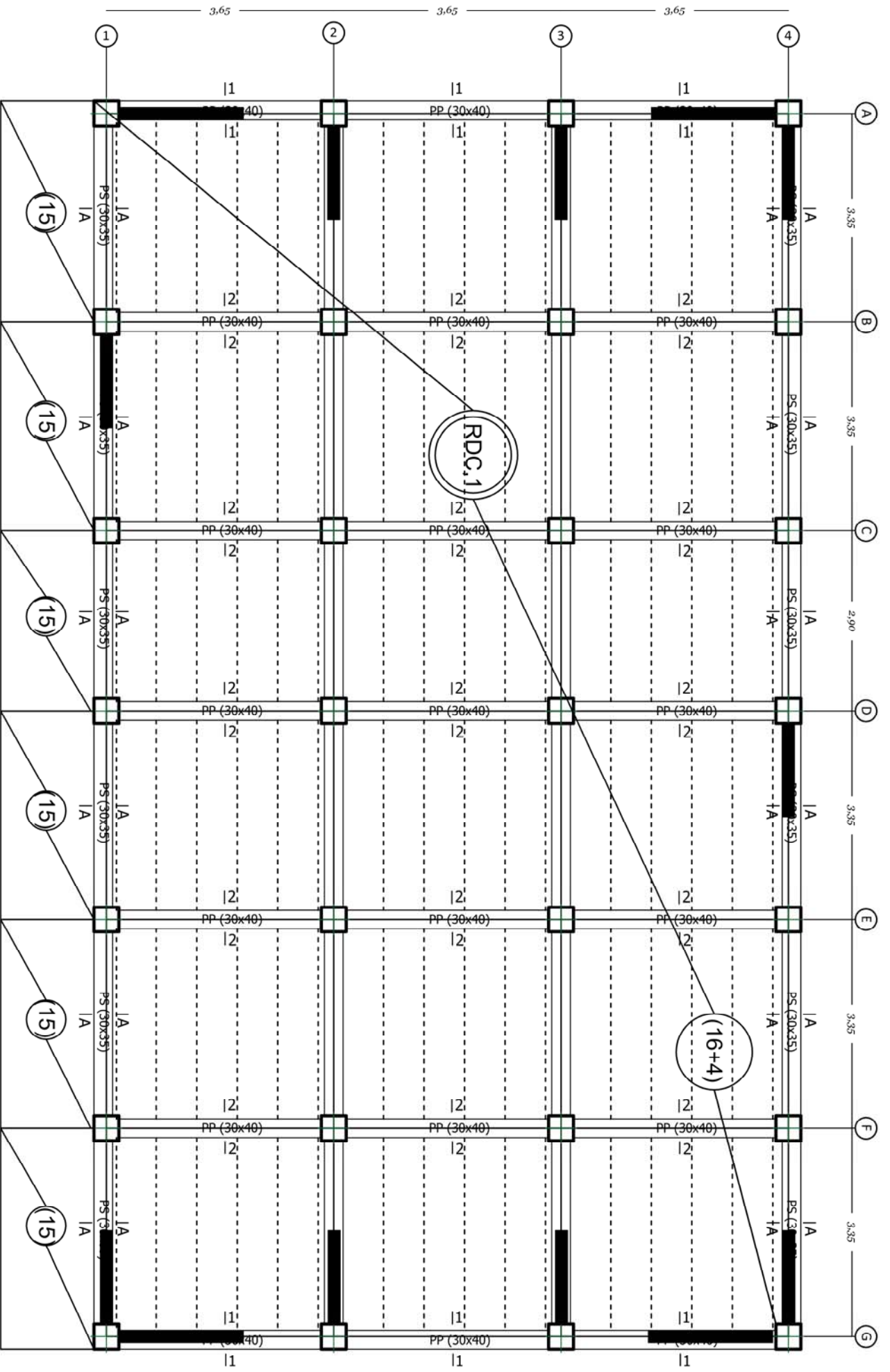
Coupe B-B



Coupe 1-1



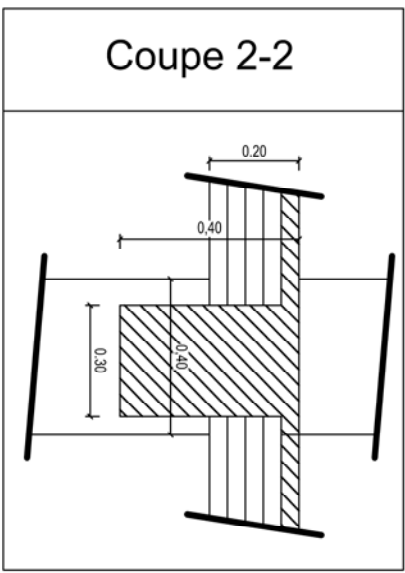
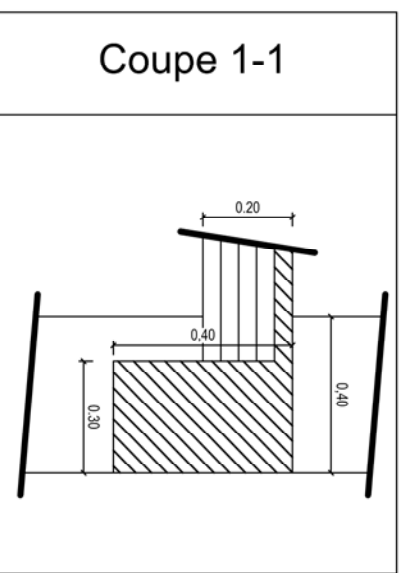
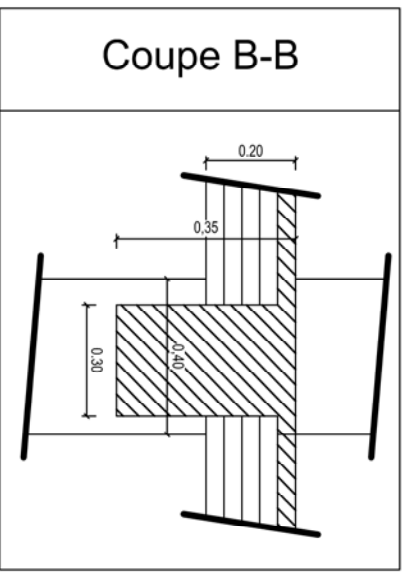
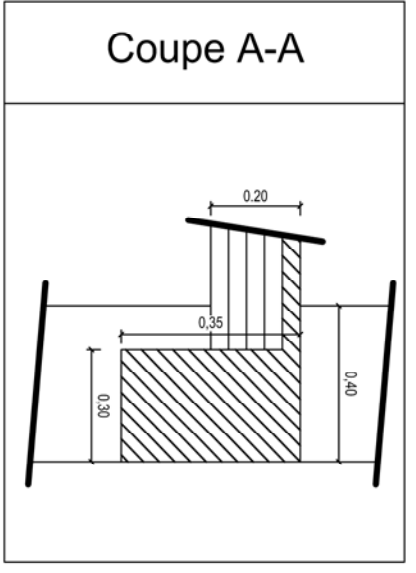
Coupe 2-2



Poteaux : (40x40) cm²
 Plancher : (16+4) cm

Coffrages zone I

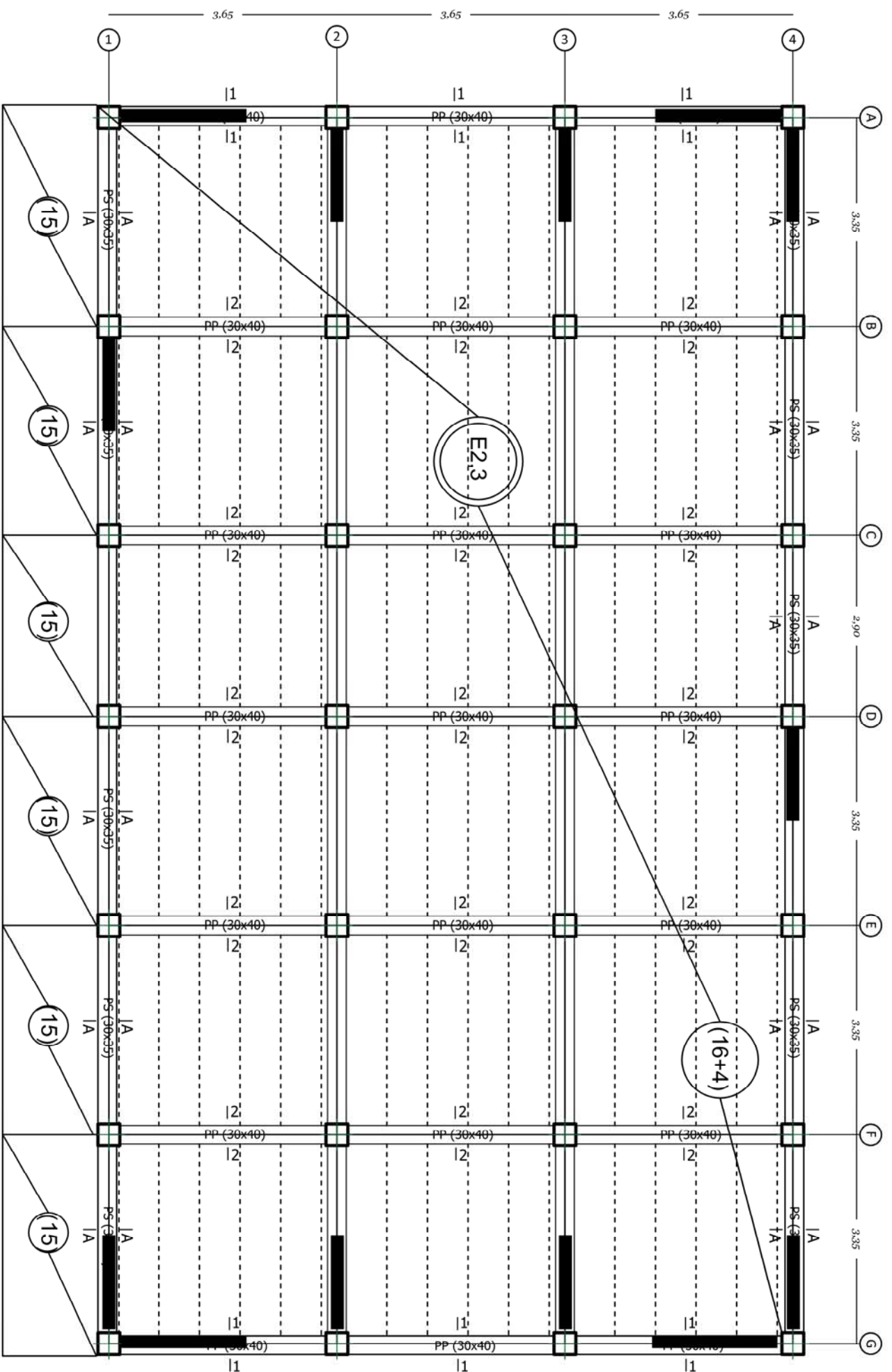
Poutres secondaires : (30x35) cm²
 Poutres principales: (30x40) cm²



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

Mlle. ZIANI Cylia
 Rapporteuse : Mme. LARABI Sonia
 Année universitaire : © 2025

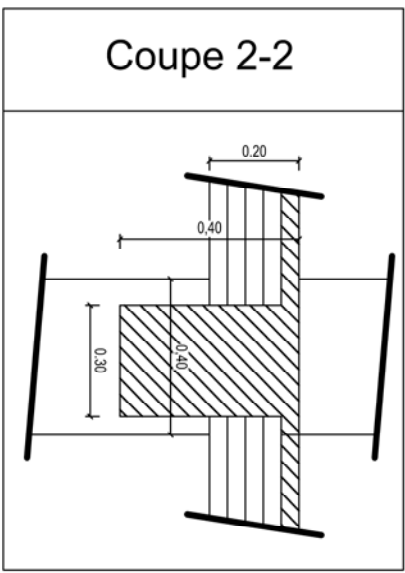
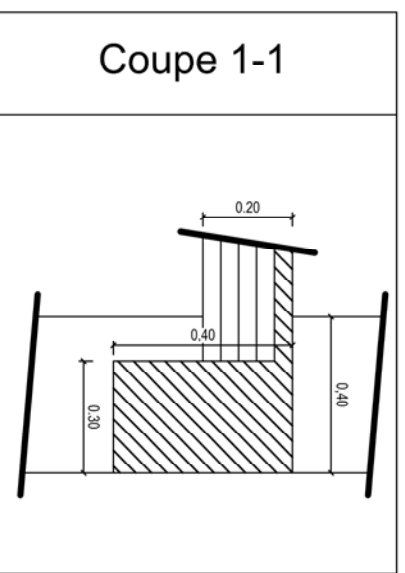
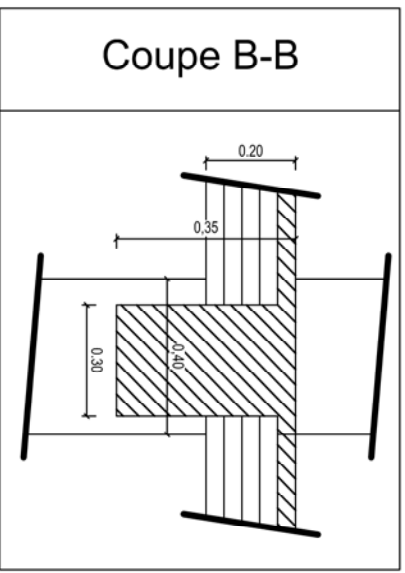
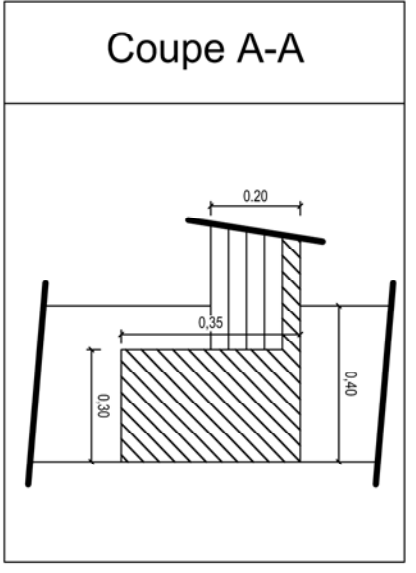
Dossier : Génie Civil
 Désignation : Plan de coffrage
 Niveaux : +4,08 ; +7,14



Poteaux : (35x35) cm²
 Plancher : (16+4) cm

Coffrages zone II

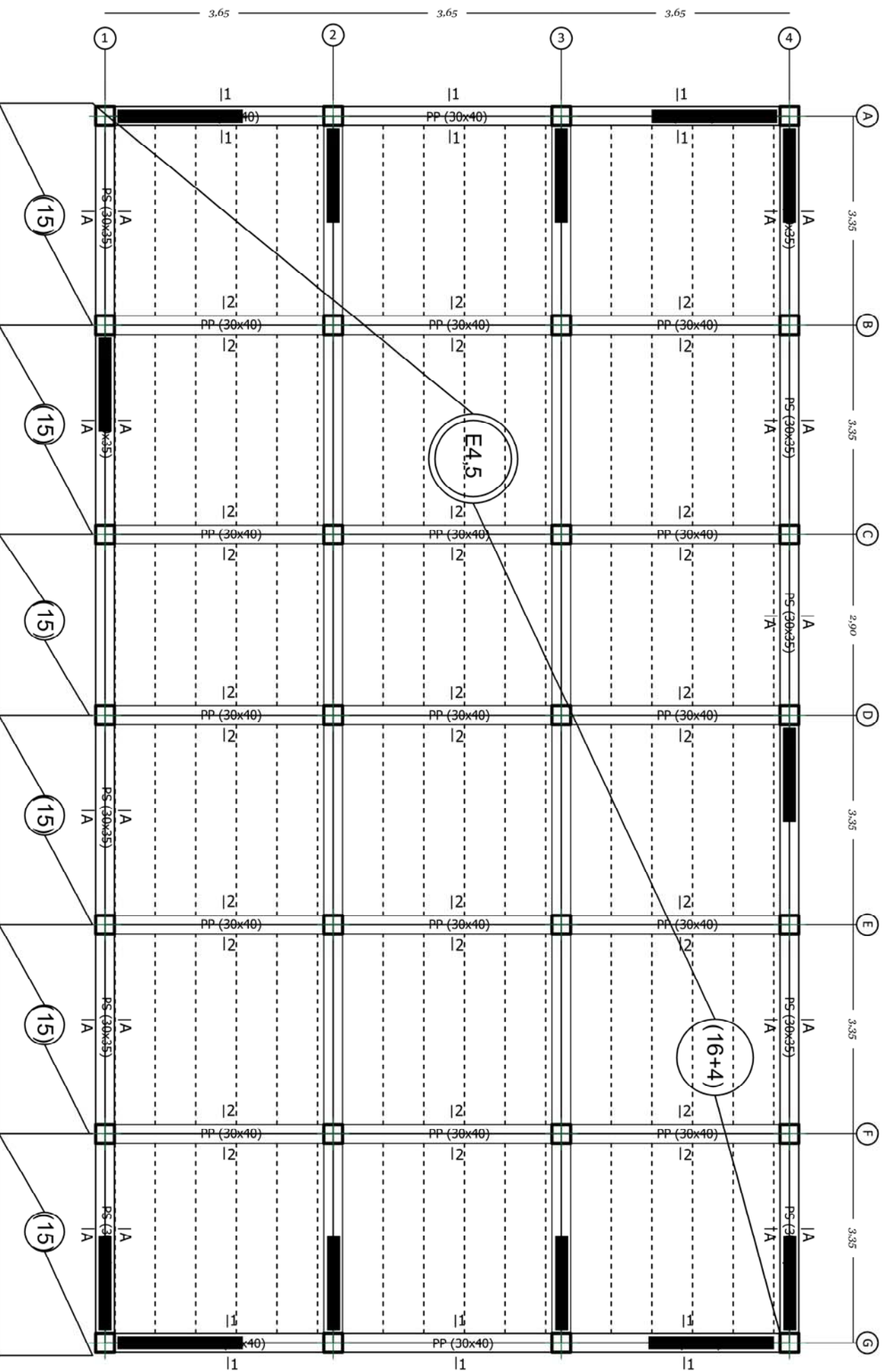
Poutres secondaires : (30x35) cm²
 Poutres principales: (30x40) cm²



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

Mlle. ZIANI Cylia
 Rapporteuse : Mme. LARABI Sonia
 Année universitaire : © 2025

Dossier : Génie Civil
 Désignation : Plan de coffrage
 Niveaux : +10,2 ; +13,26



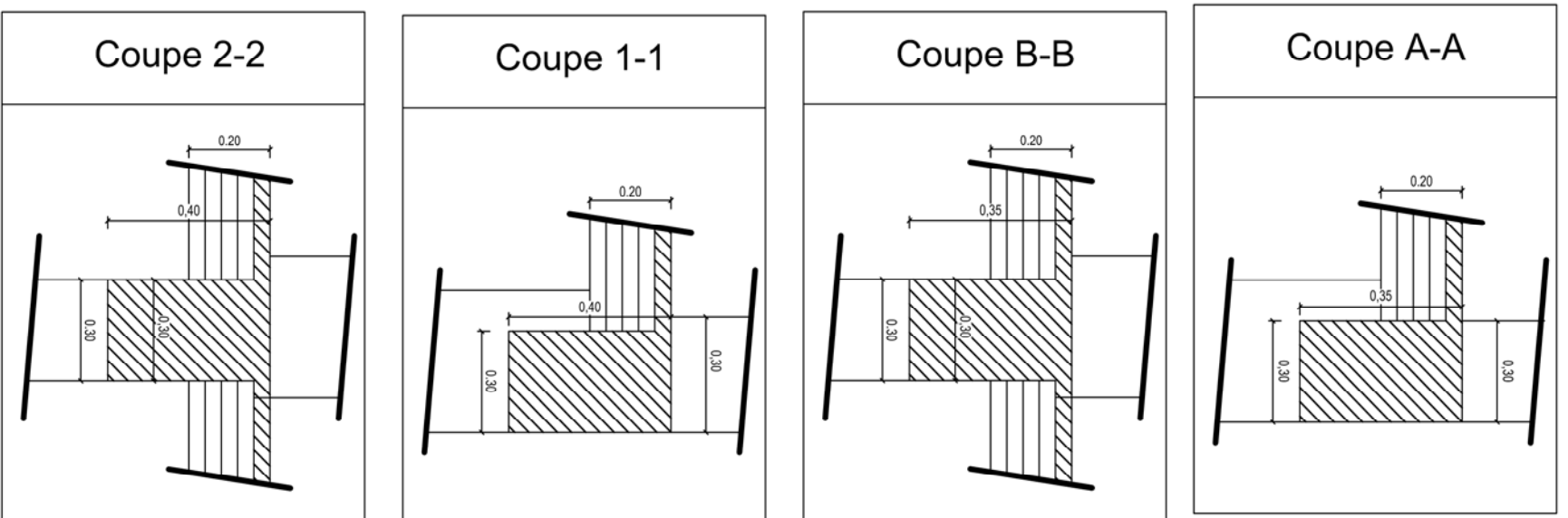
Poteaux : (30x30) cm²

Plancher : (16+4) cm

Poutres secondaires : (30x35) cm²

Poutres principales: (30x40) cm²

Coffrages zone III



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

Mlle. ZIANI Cylia
Rapporteuse : Mme. LARABI Sonia
Année universitaire : © 2025

Dossier : Génie Civil
Désignation : Plan de coffrage
Niveaux : +16,32 ; +19,38

Résumé

Ce mémoire porte sur le dimensionnement sismique d'un bâtiment à usage d'habitation avec garages (R+5) situé à Tizi Ouzou, une région classée en zone sismique élevée selon la nouvelle réglementation RPA 2024. Ce travail s'inscrit dans un contexte de renforcement des exigences techniques face aux risques sismiques, en intégrant les normes récentes et les méthodes de calcul avancées pour assurer la sécurité des structures en béton armé.

L'étude repose sur une modélisation dynamique de la structure à l'aide du logiciel ETABS v22.4.0, selon la méthode modale spectrale. Le système de contreventement adopté est basé sur des voiles en béton armé (système 5 du RPA 2024), avec un coefficient de comportement $R = 4,5$. Tous les éléments porteurs (voiles, poteaux, poutres, fondations) ont été dimensionnés selon les prescriptions du RPA 2024 et de la réglementation BAEL, en tenant compte des sollicitations dynamiques, des caractéristiques du sol et des états limites.

Les principaux apports de ce travail résident dans l'application concrète des nouveautés du RPA 2024, notamment le nouveau zonage sismique, la redéfinition des coefficients dynamiques (A, R, Q) et l'évaluation de la performance des systèmes de contreventement. Cette étude met en évidence les bénéfices d'un cadre normatif modernisé et souligne la nécessité de poursuivre l'analyse comparative avec les anciennes réglementations et d'autres normes internationales.

Mots-clés : Bâtiment, RPA 2024, Béton armé, Analyse ETABS, Contreventement

Abstract

This thesis focuses on the seismic design of a residential building with ground-floor garages (R+5) located in Tizi Ouzou, a region classified as a high seismic zone under the new Algerian seismic code RPA 2024. The work reflects the growing need for stricter technical standards in earthquake-prone areas, by incorporating updated regulations and advanced calculation methods to ensure the safety of reinforced concrete structures.

The study is based on a dynamic structural analysis using ETABS software version 22.4.0, following the response spectrum modal method. The adopted lateral load-resisting system consists of reinforced concrete shear walls (System 5 in RPA 2024), with a behavior factor $R = 4.5$. All primary structural elements (walls, columns, beams, and foundations) were designed in accordance with the provisions of RPA 2024 and the BAEL code, considering dynamic loads, soil characteristics, and limit states.

The main contributions of this work lie in the practical application of the new features introduced by RPA 2024, particularly the updated seismic zoning, revised dynamic coefficients (A, R, Q), and performance evaluation of shear wall systems. The study highlights the benefits of a modernized regulatory framework and emphasizes the importance of further comparative analyses with previous versions and international seismic codes.

Keywords: Building, RPA 2024, Reinforced Concrete, ETABS Analysis, Shear Walls