

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+6 à usage d'habitation
et commercial, avec un système de contreventement par
voiles, modélisée à l'aide du logiciel ETABS**

Présenté par :

M^{elle} : HAMDAD Fatma

Devant le jury composé de :

Président :	Mr. KHELIL	Professeur	UMMTO
Examinatrice :	Mr. BAZIZ	M.C.A.	UMMTO
Encadreur :	Mme. BAIDI	M.C.A.	UMMTO

Promotion : 2024/2025

Remerciements

Tout d'abord, je rends grâce à Allah, le Tout-Puissant, le Clément et le Miséricordieux, qui m'a accordé la santé, la volonté et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

*Je souhaite exprimer ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à mon encadrante **Mme BAIDI F.**, pour sa disponibilité, son accompagnement constant et ses précieux conseils. Sa rigueur et son attention particulière ont constitué pour moi un appui essentiel tout au long de la réalisation de ce mémoire.*

J'adresse également mes remerciements aux honorables membres du jury, qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'évaluer ce travail. Leur présence et leurs remarques constructives témoignent de l'intérêt qu'ils portent à mon parcours.

Mes remerciements vont aussi à l'ensemble de mes enseignants, qui, au fil des années, ont contribué à renforcer mes connaissances et à consolider ma formation. Leur engagement et leur souci de transmettre le savoir resteront pour moi une source d'inspiration.

Enfin, à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont apporté leur aide et leur soutien à la réalisation de ce mémoire, je tiens à exprimer ma reconnaissance.

HAMDAD Fatma

Dédicaces

À mes chers parents

Je vous dédie ce modeste travail, qui n'est que le reflet de vos sacrifices et de votre amour inconditionnel. Vous avez toujours été ma source de force, mes repères dans mes moments de doutes. Sans votre patience, votre tendresse et vos efforts, je n'aurais jamais pu arriver jusqu'ici.

Que ce mémoire soit un humble témoignage de ma profonde gratitude et de mon immense amour pour vous.

À mes chers frères

MAZIGHE et YANI, compagnons de vie et de cœur, merci pour votre présence et vos encouragements.

Je profite également de cette occasion pour dédier ce travail à la mémoire de mes deux chers oncle MILOUD(YOUCHEF) et AMAR, partis trop tôt mais à jamais dans mon cœur. Que ce travail soit un humble hommage à leur souvenir éternel

À toute ma famille

En particulier mes deux tantes MALIKA et HASSINA, mes cousins et cousines (Lydia, thilelli, thanina, Tinhinane, Nabila, mira, Kahina merci pour votre présence et vos encouragements.

À mes chers amis(es)

Nawal, Riad, Hana, Nadine, Aziz et à tous mes camarades de la sections CCI Merci pour votre amitié sincères et vos encouragements.

HAMDAD Fatma

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Description de l'ouvrage	2
Introduction	2
I.1. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage	2
I.3. Les éléments de l'ouvrage	2
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	12
II.1. Introduction	14
II.2. Prédimensionnement des planchers.....	12
II.3. Prédimensionnement des poutres	14
II.4. Prédimensionnement des voiles.....	14
II.5. Prédimensionnement des poteaux	20
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	30
III.1. L'acrotère	30
III.2. Planchers en corps creux	37
III.3. Porte-à-faux	53
III.4. Calcul de la dalle salle machine	58
III.5. Les escaliers	67
III.6. Calcul de la poutre palière	84
Chapitre IV : Modélisation ETABS	95
IV.1. Généralités sur le logiciel.....	95
IV.2. Étapes de modélisation	95
Chapitre V : Vérification des conditions du RPA	111
V.1. Vérification de la période fondamentale T (Art 4.2.4 RPA 2024)	111
V.2. Sollicitations Normales (effort normal réduit).	112
V.3. Résultante des Forces Sismiques de Calcul.	116
V.4. Calcul Les déplacements inter-étages.	119
V.5. Justification vis-à-vis des déformations :	121
V.6. Vérification de l'effet P- Δ	122

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux	123
Introduction	123
VI.1. Ferrailage des poutres	123
VI.2. Ferrailage des poteaux	132
VI.3. Ferrailage des voiles de contreventement	148
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	169
VII. 1. Choix du type de fondation	173
VII.2. Étude du Radier Général.....	176
VII.3. Ferrailage de la Nervure	188
Conclusion générale	200

Liste des figures

Figure.I.1 : diagramme contrainte - déformation	7
Figure.I.2 : diagramme contrainte – déformation du béton à l’Els l’ELS	8
Figure.I.3: diagramme contrainte – déformation de l’acier.....	9
Figure.I.4 : : diagramme "contrainte - déformation" de calcul.....	10
Figure II.1: coupe transversale d’un plancher en corp creux	12
Figure II.2: dimension de poutre	15
Figure II.3 Schéma descriptif d’un voile selon le RPA 2024	18
Figure II.4 : coupe verticale d’un plancher terrasse inaccessible	21
Figure II.5: coupe d’un plancher corps creux.....	22
Figure II.6: coupe d’un plancher dalle pleine.....	22
Figure II.7 : coupe verticale d’un mur extérieur.....	23
Figure II.8: coupe verticale d’un mur intérieur	24
Figure II.9 : surface d’influence du poteau le plus solliciter	25
Figure II.10 : loi de dégraissions des surcharges d’exploitation	26
Figure III.1 : Coupe verticale de l’acrotère	30
Figure III.2: Diagrammes des efforts internes.....	31
Figure III.3 : section d’armature.....	32
Figure III.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.	32
Figure III.5. Ferrailage de l’acrotère	37
Figure III.6 : Coupe verticale sur un plancher en corps	38
Figure III.7 : treillis soudés (20x20) cm ²	39
Figure III.8 : Dimensions de la poutrelle.....	40
Figure III.9 : schéma des moments isostatique d’une poutrelle a 5 portées.....	43
Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l’ELU de la poutrelle à 5 travées.....	45
Figure III.11. Diagramme des efforts tranchants à l’ELU de la poutrelle à 5 travées.....	47
Figure III.12 : Ferrailage du plancher	52
Figure III.13 : Schéma statique du porte à faux a l’ELU	54
Figure III-14 Section du porte à faux	54
Figure III.15: Schéma statique du porte à faux a l’ELS	56
Figure III.16 : Ferrailage du porte-à-faux	58
Figure III.17 : Schéma de la salle machine	58
Figure III .18 : Diagramme des moments corrigés.....	61
Figure III.19 : Ferrailage de la dalle salle machine	67

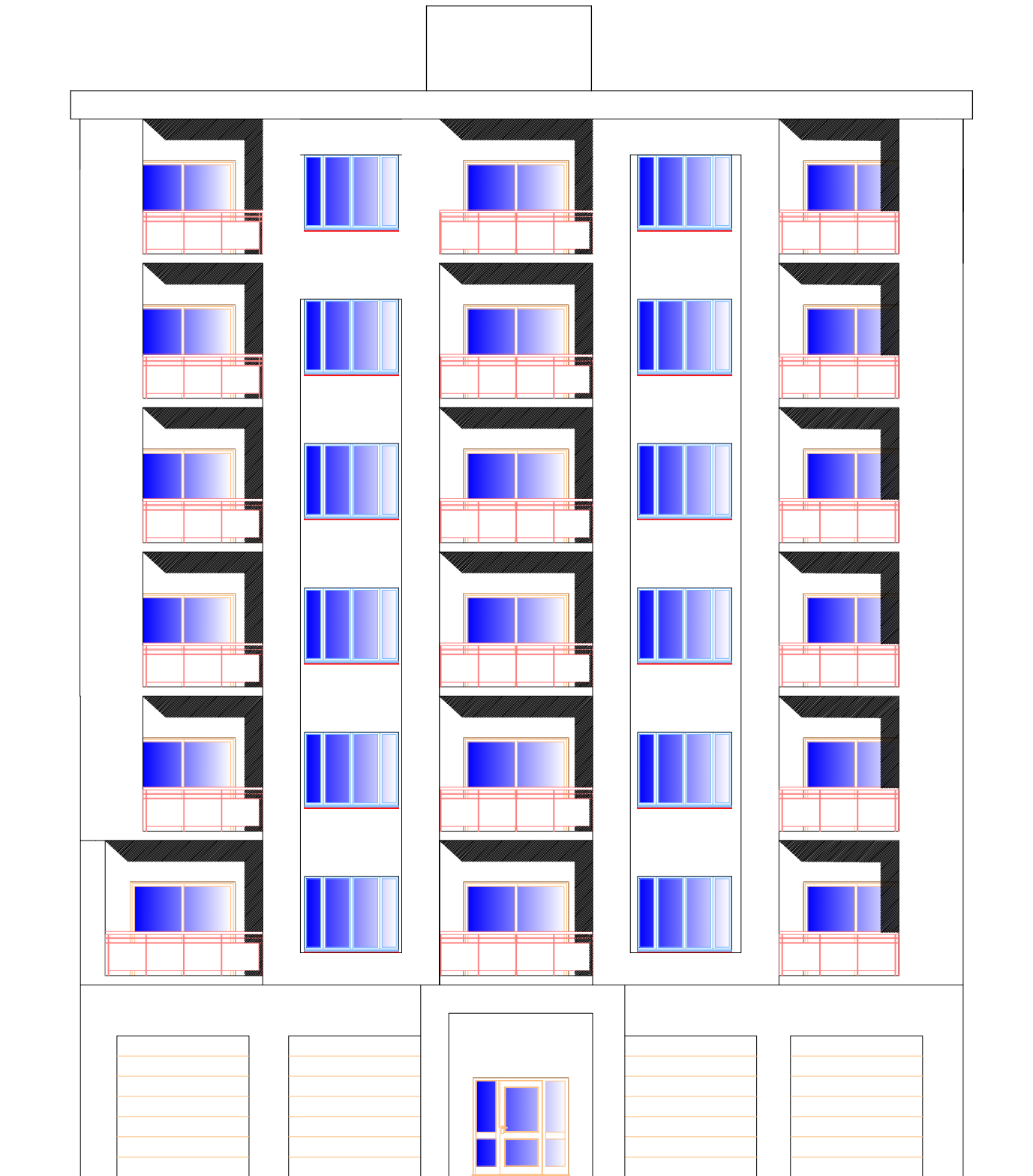
Figure III.21 : Schéma statique de l'escalier	69
Figure III.22 : schéma statique du chargement à l'ELU	72
Figure III .23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	74
Figure III.24 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	74
Figure III.25 : Diagramme des moments corrigés à l'ELU.....	74
Figure III.26 : schéma statique du chargement a l'ELS	78
Figure III .27 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	81
Figure III.28 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	81
Figure III.29 : Diagramme des moments corrigés à l'ELS	81
Figure III.30 : Ferrailage de l'escalier.....	84
Figure III.31 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.....	85
Figure III.32 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	86
Figure III.33 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	86
Figure III.34 : Diagramme des moments corrigés à l'ELU	86
Figure III.35 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS	90
Figure III.36 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	91
Figure III.37 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	91
Figure III.38 : Diagramme des moments corrigés à l'ELS.	91
Figure III.39 : Ferrailage de la poutre palière	94
Figure IV.1: fenêtre d'accueil d'ETABS.....	95
Figure IV.2: Choix des unités.....	95
Figure IV.3 : Création d'un nouveau model.....	96
Figure IV.4 : choisir si on prend on considération les anciennes modélisations ou non.....	96
Figure IV.5 définitions d'étages sur etabs.....	97
Figure IV.6 introductions de la géométrie de base.....	98
Figure IV.7 : Caractéristiques du béton.....	99
Figure IV.8 caractéristiques du corp creux.....	99
Figure IV.9 Définition des sections.....	100
Figure IV.10 Définition des éléments plans	101
Figure IV.11.vue en plan des éléments structuraux d'un étage.....	102
Figure IV.12. Vue en plan des éléments structuraux du RDC	103
Figure IV.13. Définitions des appuis.....	103
Figure IV.14. Définitions des charges statiques	104
Figure IV.15: Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2024.....	104
Figure IV.16. Introductions du spectre de réponses selon le RPA 2024.....	105

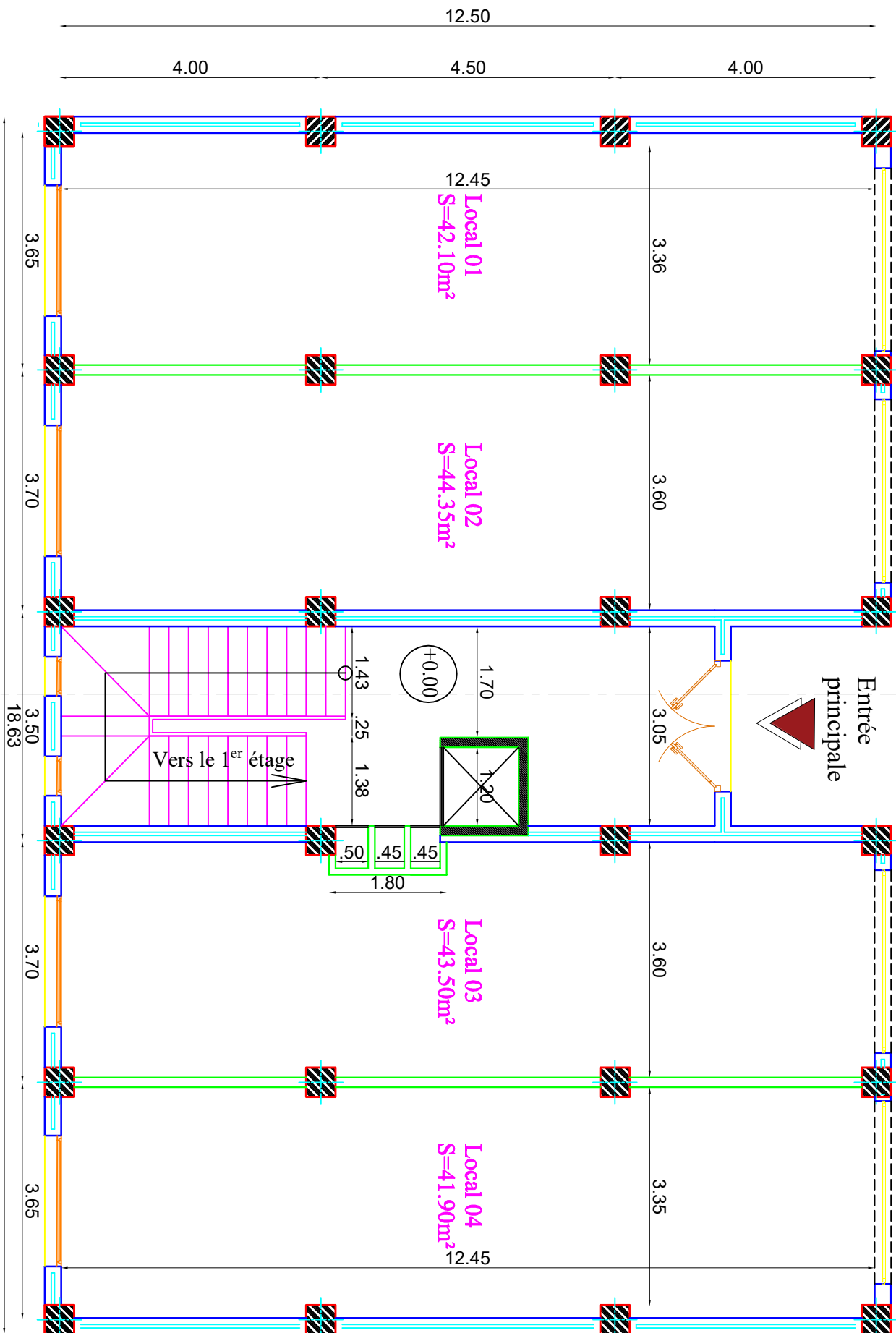
Figure IV.17: Définition des charges sismiques.....	106
Figure IV.18 Désignation des charges sismique pour les deux directions principales.....	106
Figure IV.19. Introductions des combinaisons d'actions	107
Figure IV.20. Introduction du poids propre.....	108
Figure IV.21. Introduction des diaphragmes.....	109
Figure IV.22 Lancer La vérifications	109
Figure IV.23 Lancer l'analyse de la structure	109
Figure IV.24 VUE en 3D de la structure.....	110
Figures VI.1 Caractéristiques et sollicitation de la section	137
Figures VI.2 Caractéristiques et sollicitation de la section	146
Figure.VI.3. : Zone critique à la base du voile (RPA2024).....	150
Figure.VI.4 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant (RPA-2024).....	151
Figure.VI.5 : Diagramme amplifié du voile de 4.95 m	151
Figure.VI.6 : Eléments de rives pour les voiles (RPA2024)	152
Figure.VI.7 : Epaisseur minimale des éléments de rives confinés (RPA2024).....	152
Figures VII.1: Diagramme de la répartition des contraintes a la base.....	180
Figure VII-2-schéma statique du débord.....	187
Figure VII-3 Schéma Présentation des chargements simplifiés.	188
Figure VII-4. Schéma statique de la nervure (moment fléchissant).....	192
Figure VII .5. Diagramme des moments fléchissant dans la nervure (sens XX)	192
Figure VII .6. Schéma statique des nervures (effort tranchant)	192
Figure VII .7. Diagramme des efforts tranchants dans la nervure (sens XX)	193
Figure VII .8. Schéma statique de la nervure (moment fléchissant)	193
Figure VII .9. Diagramme des moments fléchissant de la nervure (sens YY).....	193
Figure VII .10. Schéma statique de la nervure (effort tranchant).....	193
Figure VII .11. Diagramme des efforts tranchants dans la nervure (sens YY)	193
Figure VII .12. Schéma statique de la nervure (moment fléchissant)	194
Figure VII .13. Diagramme des moments fléchissant de la nervure (sens XX)	194
Figure VII .14. Schéma statique de la nervure (effort tranchant).....	194
Figure VII .15. Diagramme des efforts tranchants dans la nervure (sens XX)	194
Figure VII .16. Schéma statique dans la nervure (moment fléchissant).....	195
Figure VII .17. Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY)	195
Figure VII .18. Schéma statique des nervures (effort tranchant)	195
Figure VII .19. Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY)	195

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible :.....	21
Tableau II.2. Calcul de la charge permanente de plancher corps creux.	22
Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de la dalle pleine.	23
Tableau II.4. Calcul de la charge permanente des murs extérieurs :.....	23
Tableau II.5. Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.....	24
Tableau II.6. Les Surcharges d'exploitation Q.....	24
Tableau II.7 : Pré dimensionnement des poteaux.....	27
Tableau III.1: Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.	70
Tableau III.2: Charges permanentes revenant au palier.	70
Tableau III.3: Charges permanentes revenant à la pailasse.....	71
Tableau V.1.Resultat de la période donnée par Etabs	112
Tableau. V.2. Pourcentages des forces horizontales selon les sens xx.....	115
Tableau. V.3. Pourcentages des forces horizontales selon les sens y-y	116
Tableau. V.4. Détermination de la somme des pénalités à retenir	118
Tableau. V.5. Déplacement relatif selon le sens x-x.	120
Tableau. V.6. Déplacement relatif selon le sens Y-Y.	120
Tableau. V.7. Justification vis-à-vis de l'effet delta dans le sens X-X ET Y-Y	121
Tableau VI.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle	123
Tableau VI.2 : la section minimal et maximal d'armature.....	125
Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres principales.....	125
Tableau VI.4 : Ferrailage des poutres principal adhérees aux voiles	125
Tableau VI.5. Recommandations exigées par le RPA2024	126
Tableau VI.6 : Ferrailage des poutres secondaires.....	126
Tableau VI.7. : Ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles.....	127
Tableau VI.8. Vérification de la contrainte tangentielle PP.....	129
Tableau VI.9. Vérification de la contrainte tangentielle PS	129
Tableau VI.10. Influence de l'effort tranchant.....	129
Tableau VI.11. La contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres	130
Tableau VI.12. Vérification des contraintes a l'ELS (PP)	131
Tableau VI.13. Vérification des contraintes a l'ELS (PS)	131
Tableau VI.14. : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle	133
Tableau VI.15. : la section minimal et maximal d'armature.....	133
Tableau VI.16. Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux	135

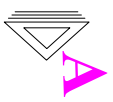
Tableau VI.17. Ferrailages des poteaux Avec Socotec	136
Tableau VI.18. Vérification des recommandations exigées par le RPA 2024	138
Tableau VI.19. Armatures transversales	143
Tableau VI.20. Vérifications de la contrainte tangentielle.....	144
Tableau VI.21. Vérification des contraintes a l'ELS	145
Tableau VI.22. Armatures verticales élément de rive.	156
Tableau VI.23. Armatures verticales élément de rive.	164
Tableau VI.24. Vérification des contraintes de cisaillement selon l'RPA.	169
Tableau VI.25. Vérification des contraintes dans le béton.....	169
Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).	174
Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).	174
Tableau VII.3 : le calcul sur la file des poteaux les plus sollicités.....	175
Tableau VII.4 : Ferrailage du panneau de dalle du radier.	185
Tableau VII.5 : Condition de non fragilité.	185
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.	187
Tableau VII.7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).....	190
Tableau VII.8: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).....	191
Tableau VII.9 : Efforts internes les plus défavorables dans les nervures.....	196
Tableau VII.10: ferrailage adopté pour la nervure.....	196
Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS	199
Tableau VII.12 : Ferrailage des nervures à l'ELS.....	199

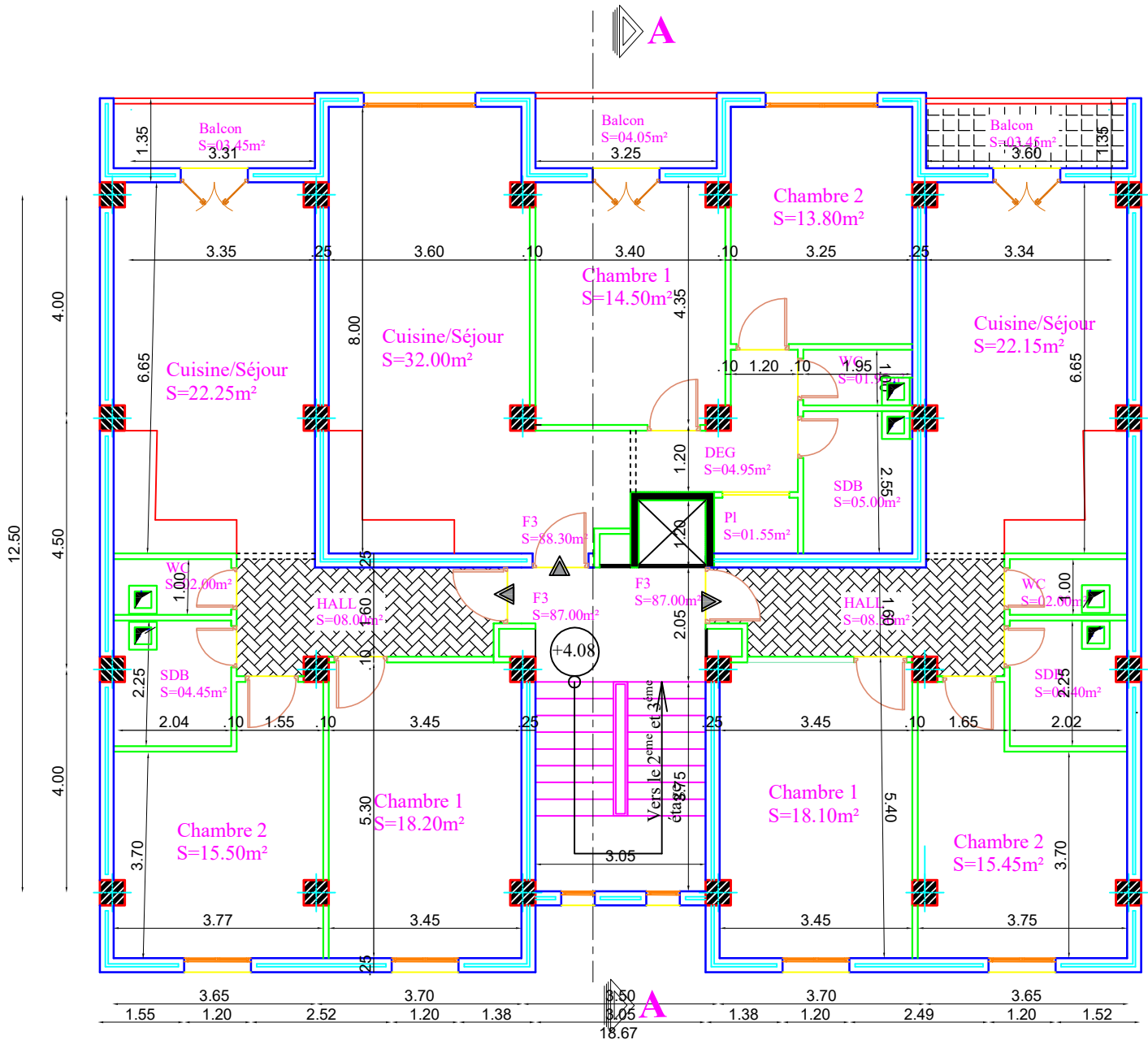




Plan du RDC
 (Niv : +0.00)

Ech:1/50





Introduction générale

Introduction générale

La conception d'une structure conforme aux normes parasismiques est à la fois nécessaire et obligatoire, en raison des exigences de sécurité imposées par les règlements en vigueur, mais aussi en fonction de l'importance du projet. Par ailleurs, le volet économique, notamment le coût croissant des matériaux de construction, impose une optimisation pour obtenir le meilleur rapport sécurité/coût.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par son système de contreventement. Dans le cas des structures en béton armé, ce système est généralement constitué de voiles, de portiques, ou d'une combinaison des deux.

Le règlement parasismique algérien (RPA) évolue parallèlement à l'activité sismique observée, afin d'apporter les modifications et rectifications nécessaires pour améliorer la stabilité des structures à travers des prescriptions normatives.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons choisi de concevoir un bâtiment à usage d'habitation, d'un rez-de-chaussée et de six étages, situé en zone sismique V dans la commune de BENNI-YENI

Ce travail est structuré en sept chapitres comme suit :

- Le premier chapitre présente l'ouvrage et ses principales caractéristiques géométriques.
- Le deuxième chapitre traite le prédimensionnement des éléments porteurs : poteaux, poutres, planchers et voiles.
- Le troisième chapitre est consacré au calcul des éléments secondaires ainsi qu'aux vérifications complémentaires.
- Le quatrième chapitre expose l'analyse dynamique de la structure à l'aide du logiciel ETABS.
- Le cinquième chapitre porte sur la vérification de la conformité aux exigences du RPA2024.
- Le sixième chapitre aborde le dimensionnement et le ferrailage des éléments porteurs selon les règlements en vigueur (BAEL et RPA99 version 2024), à l'aide du logiciel SOCOTEC.
- Le septième chapitre présente l'étude de l'infrastructure.

Ce projet se termine par une conclusion générale qui résume les acquis et les perspectives.

Chapitre I
Description de l'ouvrage

I. Introduction

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec moindre coûts.

Pour cela, nous allons nous conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien (RPA version 2024) et les règlements du béton aux états limites (BAEL).

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le thème de notre mémoire consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et six étages à usage d'habitation

Cet ouvrage est implanté dans la commune de Benni-Yeni classée selon le règlement parasismique algérien (RPA version 2024) comme zone de moyenne sismicité (zone V).

II.1 Caractéristiques géométriques

Hauteur totale du bâtiment.....	24 .84m
Hauteur d'étage courant.....	3.06 m
Hauteur du RDC	4.08 m
Hauteur de l'acrotère	0.6 m
Longueur totale du bâtiment.....	15.96m
Largeur totale du bâtiment.....	18.2m

III.1 3 Les éléments de l'ouvrage**▪ Ossature**

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques auto stables construits de poutres et de poteaux encastres les uns dans les autres et des voiles de

contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

- **Plancher**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les charges et surcharges.

Les planchers assurent deux fonctions principales :

- a) **Fonction de résistance mécanique**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- b) **Fonction d'isolation**

Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

✚ Pour notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

- **Les escaliers**

C'est un ouvrage réalisé en béton armé, il est constitué par une série de marches et contre marches permettant de desservir les différents étages d'une construction.

On appelle cage de l'escalier l'espace correspondant à son encombrement.

- **Cage d'ascenseur**

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

- **Les balcons**

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

- **Maçonnerie**

Les façades extérieures seront réalisées en double cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm et les murs de séparations seront en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

▪ **Revêtements**

Ils seront réalisés :

- en carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- plâtre pour les cloisons intérieures, les voiles et les plafonds.

▪ **Système de coffrage**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- ✓ Rentabilité du chantier.
- ✓ Réalisation rapide des travaux.
- ✓ Sécurité de la main d'œuvre.
- ✓ Réduction des opérations manuelles.

IV.1 4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

❖ **Béton**

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

A titre indicatif le dosage courant pour 1m³ de béton est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)
 - Gravier : 1125 Kg

- Sable : 820 Kg
- Ciment : 350 kg
- Eau de gâchage : 175 L

A. Résistance caractéristique du béton à la compression : (Art A.2.1,11 BAEL 91) :

Un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge 28 jours dite valeur caractéristique requise, celle-ci noté f_{c28} . On peut admettre que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} des bétons suit approximativement les lois suivantes (Art A.2.1,11 BAEL 91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.85j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

✚ Pour le présent projet, on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

B. La résistance caractéristique du béton à la traction : (Art A.2.1,12 BAEL91)

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

C. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale

✓ **Module de déformation instantanée : (Art A.2.1,21 BAEL91)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \quad (f_{cj} \text{ en MPa})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On a : **$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$**

✓ **Module de déformation différée : (Art A.2.1,22 BAEL91)**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}, (f_{cj} \text{ en MPa})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$

D. Module de déformation transversale :

Sa formule est : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa}$

Avec E : module de Young (module d'élasticité)

ν : Coefficient de poisson

• **Coefficient de poisson : (Art A.2.1,3 BAEL91)**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative

Longitudinale pris égal à :

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

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

E. Etats limites :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée ; ils se classent en deux catégories :

○ **Etats limites ultimes :**

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue :

- ✓ Etat limite de résistance.
- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.

✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

Contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\sigma \gamma_b} \quad (\text{Art: A .4.3,41 BAEL91})$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b : 1.2 \Rightarrow f_{bc} = 20.83 \text{ MPa}$ (situation accidentelle)

$\gamma_b : 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$ (situation courante)

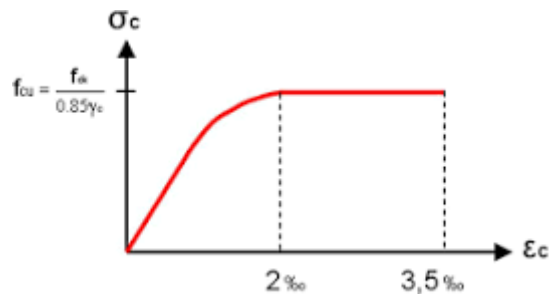


Figure.I.1 : diagramme contrainte - déformation

$\theta = 1$ lorsque $j \Rightarrow j > 24$ heures

$\theta = 0.9$ lorsque $1 \leq j \leq 24$ heures

$\theta = 0.85$ lorsque $j < 1$ heure

j : la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée

- **Etats limites de services :**

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal sa durabilité soient assurées, ils comprennent :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation

La contrainte de compression du béton est limitée à :

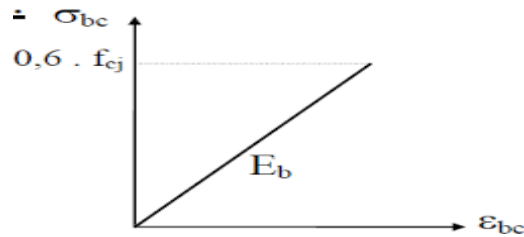


Figure.I.2 : diagramme contrainte – déformation du béton à l'Éls

F. Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1 BAEL91) :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

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

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

✓ Cas de fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

❖ **Acier**

a) **Généralités**

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (RL, HA).

- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520

b) Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécanique de l'acier, se fait à partir d'un essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de traction simple. Le diagramme contraintes-déformation a pour allure :

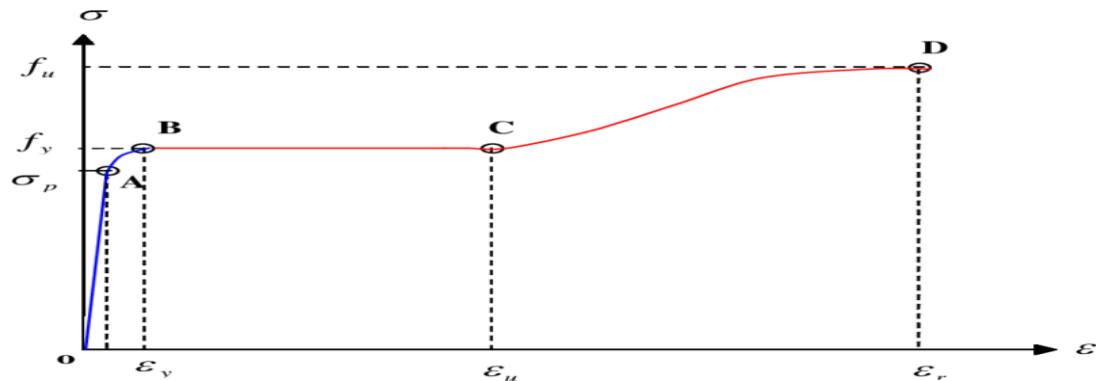


Figure.I.3: diagramme contrainte – déformation de l'acier

f_e : limite élastique de l'acier.

f_r : résistance à la rupture.

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

ϵ_r : allongement relatif correspondant à la résistance à la rupture.

Le diagramme comporte quatre zones :

Zone **OA** : domaine d'élasticité linéaire.

Zone **AB** : domaine de ductilité.

Zone **BC** : domaine de raffermisssement.

Zone **CD** : domaine de striction.

c) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul aux états limite nous utiliserons le diagramme simplifier suivant :

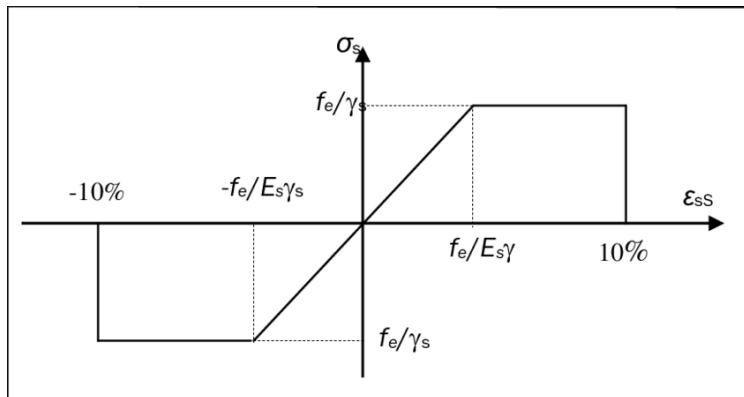


Figure.I.4 : : diagramme "contrainte - déformation" de calcul

d) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : **$E_s = 2.105 \text{ MPA}$**

e) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à : **$\nu = 0.3$**

f) Contraintes limites :

- **Contrainte limite à l'ELU : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$**

Avec :

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

γ_s : coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ pour le cas courant} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentelle} \end{array} \right.$

-Contrainte limite à l'ELS :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. On distingue 3 cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments qui sont situés dans des locaux couverts où aucune vérification n'est nécessaire.

- **Fissuration préjudiciable :**

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right\} \quad (\text{CBA})$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

C'est le cas des milieux agressifs :

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right\} \quad (\text{CBA})$$

Avec : η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (LS)

$\eta = 1.6$ pour les aciers haute adhérence (HA)

g) Protection d'armatures : (Art A.7.1 BAEL91) :

L'enrobage de toute armature est au moins égal à :

- **5 cm** pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.

- **3 cm** pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

- **1 cm** pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

Chapitre II

Prédimensionnement des Eléments

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Introduction

Dans le chapitre précédent on a déterminé les différentes caractéristiques de notre ouvrage ainsi que les matériaux constitutants. Dans ce chapitre on procédera au prédimensionnement des éléments structuraux tel que les planchers, poutres, poteaux et voiles.

On fait le prédimensionnement conformément aux règlements dictés par :

- RPA version 2024
- BAEL 91 modifié 99
- DTR B.C.2.2.

II.1. Prédimensionnement des éléments

Dans cet ouvrage existe deux types de planchers :

- Plancher en corps creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons et le hall d'ascenseur.

II.1.1. Pré dimensionnement des planchers

❖ Plancher en corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher, disposées suivant la plus petite portée.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure (voiles, murs, poteaux, poutres) et d'assurer la protection et le confort aux occupants

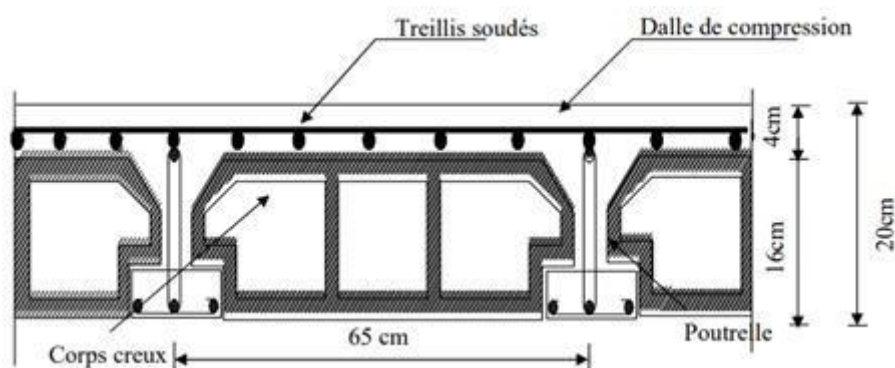


Figure II.1: coupe transversale d'un plancher en corp creux

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$\text{(Art B 6-8-423/BAEL91 modifier 99) : } Ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

- h_t : hauteur totale du plancher
- L_{\max} : la portée libre de la plus grande travée.

$$L = 370 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$$

$$Ht \geq \frac{340}{22.5}$$

$$Ht \geq 15.1$$

On adopte un plancher de $16 + 4 = 20 \text{ cm}$ d'épaisseur composé de :

- Epaisseur du corps creux = 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

❖ Planchers en dalles pleines

Les dalles pleines sont des plaques en béton, reposant sur des appuis, elles sont souvent utilisées dans les balcons, salle machine, ... L'épaisseur de la dalle pleine se détermine en fonction de sa portée tout en répondant aux conditions suivantes

: -Condition de résistance à la flexion

. -Condition d'isolation thermique et phonique.

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

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{135}{325} = 0,4$$

$$e = \frac{L_0}{10} = \frac{135}{10} = 13,5 \text{ cm}$$

Avec : L_0 : la portée

libre e : épaisseur de la

dalle

∞ Résistance au feu

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

- - - $ep \geq 7\text{cm} \rightarrow 1$ heures coupe-feu

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

$e_p \geq 11\text{cm} \rightarrow 2$ heures coupe-feu

$e_p \geq 17.5\text{cm} \rightarrow 4$ heures coupe-feu

On choisit un plancher qui devrait résister à deux heures d'exposition au feu, $e=15\text{cm}$.

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la Masse surfacique du plancher.

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique M est Supérieure à 350Kg/m^2 .

\rightarrow D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{350}{\rho_{\text{beton}}} =$$

$$\rho_{\text{beton}} = 2500\text{kg/m}^3.$$

$$e = \frac{350}{2500} = 0,14\text{m}$$

Donc : $e = \max (15, 11, 14) = 15\text{cm}$.

Conclusion :

Pour satisfaire les trois conditions si dessus ; on optera pour des dalles pleines de **15cm** d'épaisseur.

II.1.2. Pré dimensionnement des poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, ayant un rôle la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux, voiles).

Selon les règles « B.A.E.L.91_modifiées.99 », les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité), selon les lois suivantes :

- **La hauteur h_p :** $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$ (Art A.4.14 BAEL 91)
- **$L_{\max} = L - a$**

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

- **La largeur b_p** : $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$
- ✓ L_{max} : longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.
- ✓ L : portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré
- ✓ a : épaisseur du poteau
- ✓ h_p : hauteur de la poutre.
- ✓ b_p : largeur de la poutre.

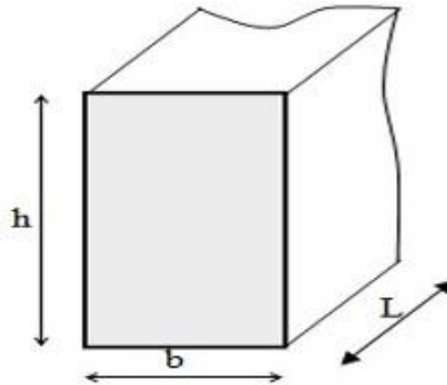


Figure II.2: dimension de poutre

De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement **RPA 2024** °Article 7.5.1° :

$$h_p \geq 30 \text{ cm}$$

$$b_p \geq 25 \text{ cm}$$

$$\frac{h_p}{b_p} \leq 4$$

1. Les poutres principales :

- **La hauteur h_{pp} :**

$$L_{max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

On a diminué 30 cm car c'est l'épaisseur minimal du poteau selon le RPA 2024

$$\frac{420}{15} \leq ht \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq ht \leq 42$$

On prend $ht = 35 \text{ cm}$

- **La largeur b_{pp} :**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend $b = 25$ cm

- **Vérification des exigences de RPA 2024 (Article 7.5.1) :**

$h_{pp} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

$b_{pp} = 25 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

$\frac{h_{pp}}{b_{pp}} = \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

2. Les poutres secondaires :

- **La hauteur h_p :**

$$L_{\max} = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$$

$$\frac{340}{15} \leq ht \leq \frac{340}{10}$$

$$23 \leq ht \leq 34.5$$

On prend $h = 30$ cm

- **La largeur b_p :**

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On prend $b = 25$ cm

- **Vérification des exigences de RPA 2024 (Article 7.5.1) :**

$h_{pp} = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

$b_{pp} = 25 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

$\frac{h_{pp}}{b_{pp}} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

3. Poutres palières (PPA) :

Hauteur ht :

$$L_{\max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{320}{15} \leq ht \leq \frac{320}{10}$$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

$$21.33 \leq ht \leq 32$$

On prend : $ht = 30 \text{ cm}$

La largeur :

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

$$12 \leq b \leq 21$$

On prend $b = 25 \text{ cm}$

Vérifications relatives aux exigences du RPA version 2024 (art 7.5.1) :

- $b \geq 25 \text{ cm}$ $25 \geq 25 \text{ cm}$ condition Vérifiée
- $ht \geq 30 \text{ cm}$ $30 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée
- $ht / b \leq 4$ $30 / 25 = 1,2 \leq 4$ condition Vérifiée

➤ **CONCLUSION :**

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

Poutre principale : $25 \times 35 \text{ cm}^2$.

Poutre secondaire : $25 \times 30 \text{ cm}^2$.

Poutre palière : $25 \times 30 \text{ cm}^2$.

II.1.3. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux qui résistent principalement aux charges horizontales, dues au séisme, mais ils participent à la reprise d'une partie des efforts dus aux charges verticales. Leur dimensionnement sera conforme au (R.P.A 2024) (Art 7.7.1) figure 7.7

le prédimensionnement d'un voile de contreventement doit satisfaire la condition suivante :

$$lw \geq \max\left(\frac{he}{3}, 4bw, 1 \text{ m}\right)$$

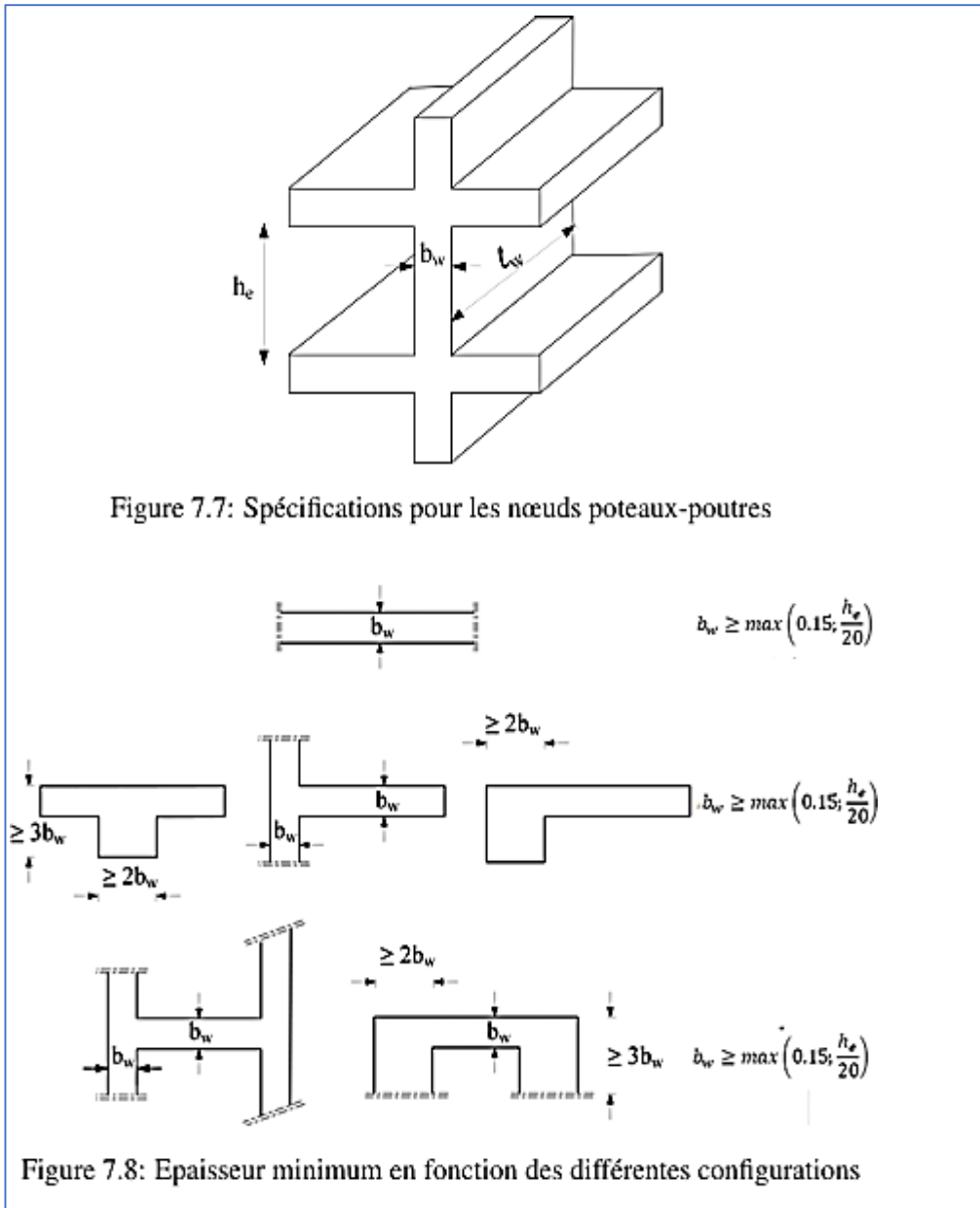


Figure II.3 Schéma descriptif d'un voile selon le RPA 2024.

$$a \geq \max \left(15\text{cm}, \frac{he}{20} \right)$$

$$he = h - e$$

Avec :

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

e : épaisseur du plancher

h : hauteur d'étage.

➤ **Etage courant :**

$$h = 306 \text{ cm}$$

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

$$a \geq \max \left(15 \text{ cm}; \frac{286}{20} \right)$$

$$a \geq \max (15 \text{ cm} ; 14.3)$$

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

➤ **RDC :**

$$h = 408 \text{ cm}$$

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a \geq \max \left(15 \text{ cm}; \frac{388}{20} \right)$$

$$a \geq \max (15 \text{ cm} ; 19.4)$$

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

$e = \max (20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \rightarrow$ donc on opte pour une épaisseur de voile de : $e = 20 \text{ cm}$

La longueur minimale du voile selon le rpa 2024 : art 7.7.1 figure (7.9)

$$l_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3}; 4b_w ; 1 \text{ m} \right)$$

$$l_w \geq \max \left(\frac{388}{20}; 4 \times 20 ; 100 \text{ cm} \right)$$

$$l_w \geq \max (19.4 ; 80 ; 100)$$

$$l_w \geq 100 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

Tous les voiles doivent donc avoir une longueur au moins égale à 100cm. Et une épaisseur de 20 cm.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1.4. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Le prédimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en effectuant une décente de charges pour le poteau le plus sollicité en compression simple, en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations. $N_s = G + Q$

– G : charge permanente

–Q : charge d'exploitation

– N_s : effort normal de calcul repris par le poteau.

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

Min (b1 ; h1) \geq 30cm : en zones V

Min (b1 ; h1) $\geq \frac{l_{cl}}{20}$ quelle que soit la zone (RPA2024 Art 7.4.1)

$$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$$

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$v = \frac{Nd}{Bc \cdot fc28} \leq 0.35 \quad \text{RPA 2024 Art 7.4.3}$$

Avec :

- ✓ Nd: désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton
- ✓ Bc: est l'aire (section brute) de cette dernière
- ✓ fcj: est la résistance caractéristique du béton à j jours.

$$\text{Donc : } S \geq \frac{Nd}{0.35 \times fc28}$$

➤ **Conclusion :**

On considère, en premier lieu pour nos calcul la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de (30×30) cm^2

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

- **Déterminations des charges et surcharges**

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

- **Les charges permanentes G :**

a) **Plancher Terrasse inaccessible en corps creux :**

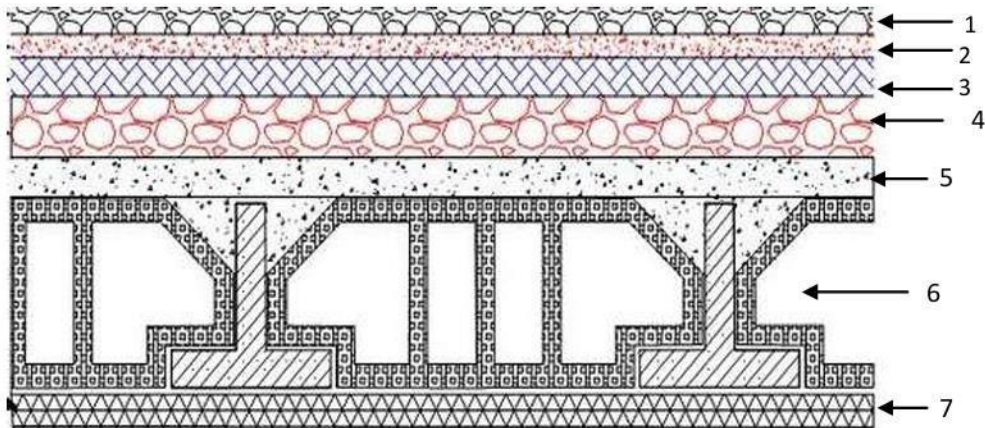


Figure II.4 : coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible :

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poid volumique ρ (KN/m ³)	Référence	Charges G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	17	VI.C.5, G	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	VI.C.5, G	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	VI.B Béton non armé	1.32
4	Isolation thermique (liège)	0.04	4	VI.B Bloc en Liège	0.16
5	Feuille de polyane	0.01	1	/	0.01
6	Plancher en corps creux	0.2	14	VI.C.3, E	2.8
7	Enduit en plâtre	0.02	10	VI.C.2.1	0.2
Charge permanente G =					5,46

b) Planchers corps creux :

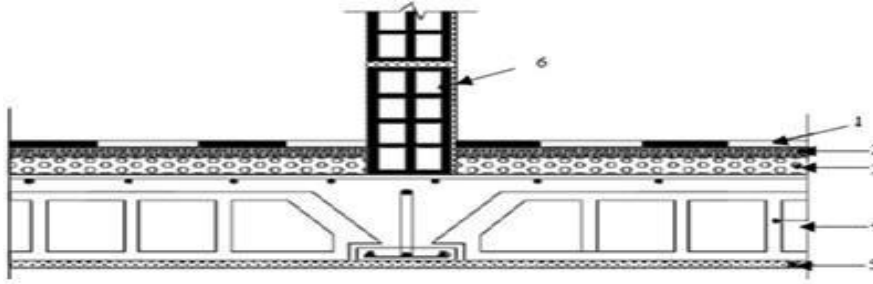


Figure II.5: coupe d'un plancher corps creux

Tableau II.2. Calcul de la charge permanente de plancher corps creux.

N°	Elément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
	R evêtement carrelage	0.02	22	0.44
	Mortier de pose	0.02	20	0.4
	Couche de sable	0.03	18	0.54
	Dalle en corps creux	0.2	14	2.8
	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
	Cloison de séparation	0.1	9	0.9
G total =		5.28		

. Planchers dalles pleines :

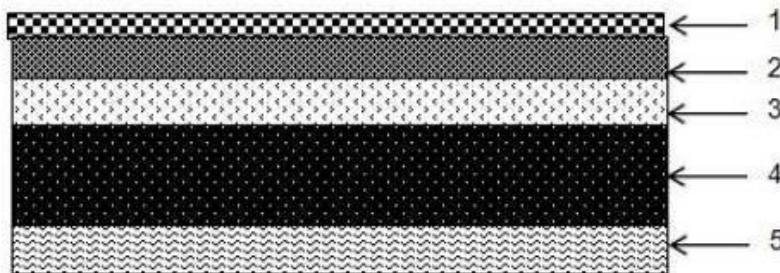


Figure II.6: coupe d'un plancher dalle pleine

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de la dalle pleine.

	Elément	Épaisseur (m)	Poids 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.	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5.	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total		=	5.33	

Murs extérieurs :

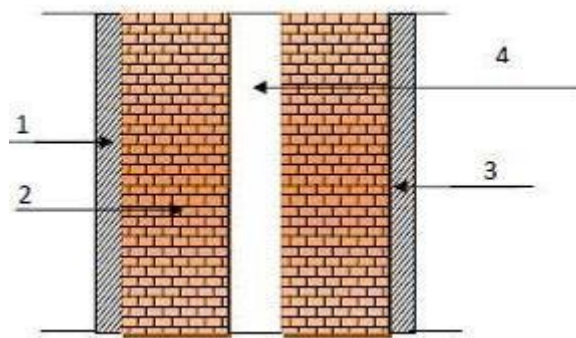


Figure II.7 : coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau II.4. Calcul de la charge permanente des murs extérieurs :

	Elément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1.	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2.	Brique creuse Intérieure	0,1	9	0.9
3.	Brique creuse extérieure	0,1	9	0.9
4.	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
5.	L'âme d'air	0.05	0	0
G total		=	2.36	

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Murs intérieurs :

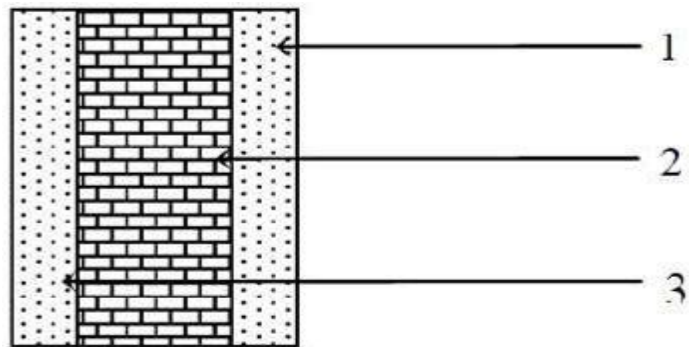


Figure II.8: coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.5. Calcul de la charge permanente des murs intérieurs

Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Élément
	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
	Brique creuse	0,1	9	0.9
	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total		=	1.3	

Tableau II.6. Les Surcharges d'exploitation Q

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

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Descente de charge

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment. La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure, depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations d'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile).

. Surface du poteau le plus sollicité :

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

- **Surface nette :**

$$S_n = (1.7 \times 1.39) + (1.55 \times 1.7) + (1.95 \times 1.39) + (1.95 \times 1.55)$$

$$S_n = 10.73 \text{ m}^2$$

- **Surface brute :**

$$S_b = 3.24 \times 3.95 = 12.8 \text{ m}^2$$

- **Poids propre des éléments :** 0.30 m

❖ Plancher

- Plancher terrasse :

$$P = G_T \times S = 5.46 \times 10.73 = 58.59 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant :

$$P_{éc} = G_{éc} \times S = 5.28 \times 10.73 = 56.65 \text{ KN}$$

❖ Poutres :

- Poutres secondaires :

$$P = b \times h \times L \times \rho = 0.3 \times 0.25 \times 25 \times (1.39 + 1.55) = 5.51 \text{ KN}$$

- Poutres principales :

$$P = b \times h \times L \times \rho = 0.35 \times 0.25 \times 25 \times (1.95 + 1.7) = 9.58 \text{ KN}$$

Le poids propre total des poutres :

$$P_T = P_P + P_S = 5.51 + 9.58 = 15.09 \text{ KN}$$

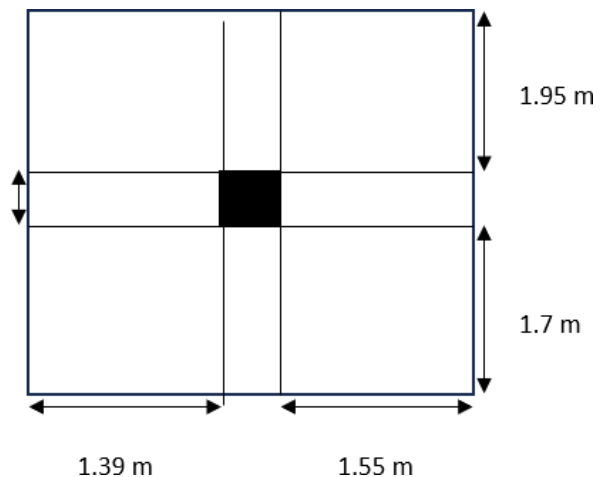


Figure II.9 : surface d'influence du poteau le plus sollicité

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

❖ Poteaux :

- Poteaux du RDC :

$$P_{\text{pot}} = b \times h \times h \times \rho = (0.3 \times 0.3) \times 4.08 \times 25 = 9.18 \text{ KN}$$

- Poteaux étage courant :

$$P_{\text{pot}} = b \times h \times h \times \rho = (0.3 \times 0.3) \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$$

Loi de dégression de charge

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

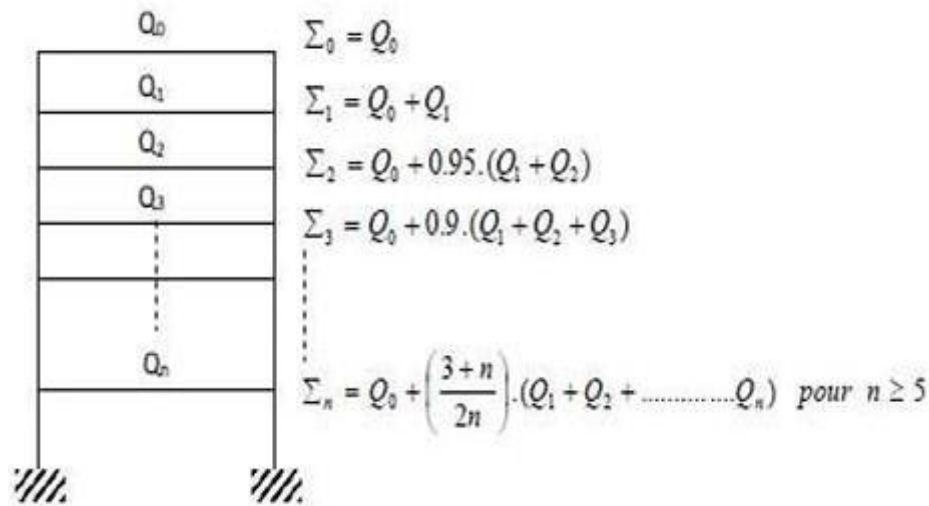


Figure II.10 : loi de dégraissions des surcharges d'exploitation

Avec :

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

Q_0 : charge d'exploitation de la terrasse

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

Q_i : ($i=1$ à n) charge d'exploitation respective des planchers des étages

La terrasse : $Q_0 = 12.8 \text{ KN}$

6eme étage : $Q_0 + Q_1 = 12.8 + 16.095 = 28.895 \text{ KN}$

5eme étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 12.8 + 0.95(16.095 + 16.095) = 43.38 \text{ kN}$

4eme étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = \Rightarrow 12.8 + 0.90 (16.095 + 16.095 + 16.095) = 56.257 \text{ KN}$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

$$\text{3eme étage : } Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = \Rightarrow 12.8 + 0,85 (16.095 + 16.095 + 16.095 + 16.095) = 67.523 \text{ KN}$$

$$\text{2eme étage : } Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = \Rightarrow 12.8 + 0,80 (16.095 + 16.095 + 16.095 + 16.095 + 16.095) = 77.18 \text{ KN}$$

$$\text{1eme étage : } Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12.8 + + 0.75 (16.095 + 16.095 + 16.095 + 16.095 + 16.095) = 85.228 \text{ KN}$$

$$\text{RDC : : } Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 12.8 + 0.71 (16.095 + 16.095 + 16.095 + 16.095 + 16.095 + 16.095) = 92.792 \text{ KN}$$

Tableau II.7 : Pré dimensionnement des poteaux.

Niv	Les charges permanentes (KN)					Les surcharges (KN)			Ns (KN)	S (cm ²)	Section Minimal	Choix
	Poteau	Poutre	Plancher	G(KN)	G Cumulée	Q(KN)	Coeff	Q Cumulée				
Ter	6.885	15.09	58.59	80.565	80.565	12.8	1	12.8	93.36	62.24	30X30	30x30
6	6.885	15.09	56.65	78.625	159.19	16.095	1	28.895	188.085	125.39	30X30	30X30
5	6.885	15.09	56.65	78.625	237.815	16.095	0.95	43.381	281.196	187.464	30X30	35X35
4	6.885	15.09	56.65	78.625	316.44	16.095	0.9	56.257	372.697	248.465	30X30	35X35
3	6.885	15.09	56.65	78.625	395.065	16.095	0.85	67.523	462.588	308.392	30X30	40X40
2	6.885	15.09	56.65	78.625	473.69	16.095	0.80	77.18	550.87	367.247	30X30	40X40
1	6.885	15.09	56.65	78.625	552.315	16.095	0.75	85.228	637.543	425.028	30X30	45X45
RDC	9.18	15.09	56.65	80.92	633.235	16.095	0.71	92.792	726.027	484.018	30X30	45x45

Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Selon le RPA (Art 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq \ll 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Poteaux RDC : (35x35)

He= 408 cm

Min (b,h) ≥ 30 Cm → 35 Cm ≥ 30 cm condition vérifiée

• Min (b,h) ≥ $\frac{he}{20}$ → $\frac{408}{20} = 20.4$ → 30 ≥ 20.4 condition vérifiée

• $1 \leq \frac{b}{h} \leq 4$ → $\frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4$ condition vérifiée

Poteaux étages courants :

He= 306 cm

Min (b, h) ≥ 30 Cm → 30Cm ≥ 30 cm condition vérifiée

• Min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$ → $\frac{306}{20} = 15.3$ → 30 ≥ 15.3 condition vérifiée

• $1 \leq \frac{b}{h} \leq 4$ → $\frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} = 1 \leq 4$ condition vérifiée

Vérification des poteaux au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$\lambda = \frac{L}{i} \leq 50$ Avec :

λ : l'élancement des poteaux.

L : Longueur de flambement (L = 0.7 L0 car le poteau est encasté à ses deux extrémités d'après le BAEL.91).

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

L0 : longueur libre du poteau.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

S : section transversale du poteau (b x h) tel que b=h.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{1}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{b} \quad \rightarrow \quad \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b}$$

Poteaux (30×30) : $L_0 = 306 \text{ cm}$. $\rightarrow \lambda = 24.73 < 50$.

Poteaux (35×35) RDC : $L_0 = 408 \text{ cm}$. $\rightarrow \lambda = 32.73 < 50$

La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

Conclusion :

A ce niveau on a pré-dimensionné tous les éléments structuraux de cet ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Donc, on a opté pour le prédimensionnement suivant :

- **Plancher à corps creux** : (16+4)
- **Dalles pleines** : épaisseur de 15cm
- **Poutre : Poutres principales** : (25×35) cm².
- **Poutres secondaires** : (25×30) cm²
- **Poteaux** : (35×35) cm² pour le RDC.
- **Poteaux** (30×30) cm² pour les étages courants.
- **Voile** : Épaisseur de 20 cm. longueur minimale égale à 100cm

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui a pour objectif d'étanchéiser et d'assurer la sécurité au niveau du plancher terrasse. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m, dont la section est soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et à une poussée latérale « Q » due à la main courante, provoquant un moment de renversement « M ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

III.1.1. Dimensionnement

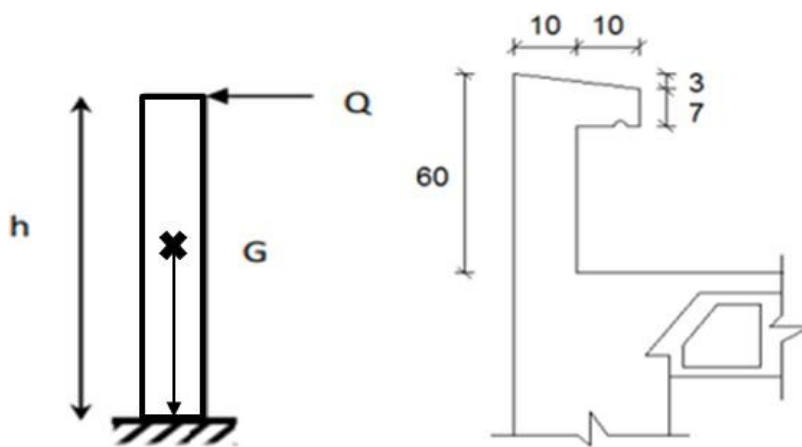


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

-Hauteur $h=60\text{cm}$

-Epaisseur $e_p=10\text{ cm}$

III.1.2. Calcul des sollicitations

➤ Chargement

- Charge permanente (G)

$$G = \rho \times S.$$

Avec ρ : masse volumique du béton $\rho=25\text{KN/m}^3$

S : section transversale de l'acrotère

$$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1)] - \left(\frac{0.03 \times 0.2}{2} \right) = 0.067\text{m}^2$$

$$\rightarrow G = 25 \times 0.067 = 1.67 \text{ KN/ml}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Charge d'exploitation (Q)

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

➤ **Sollicitations**

- Effort normal : $N=G \times 1 \text{ ml} = 1.67 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $V= Q \times 1 \text{ ml}=1 \text{ KN}$
- Moment de renversement : $M= Q \times h= 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

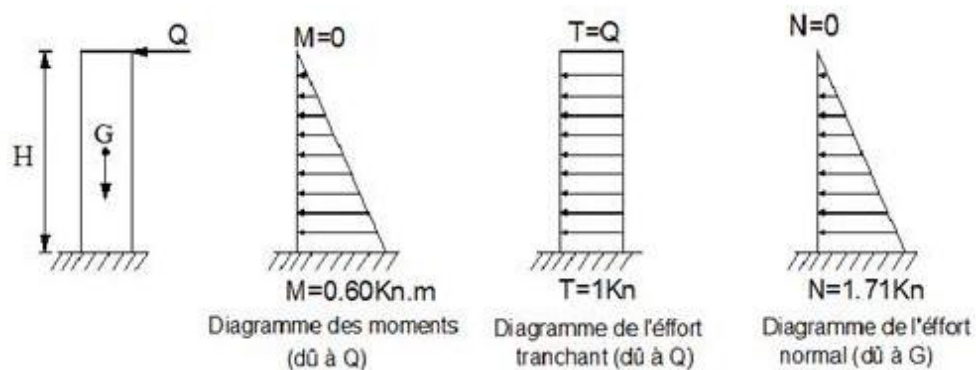


Figure III.2: Diagrammes des efforts internes.

III.1.3. Combinaisons de charges

➤ **A'ELU : $1.35G+1.5Q$**

- Effort de compression : $N_u= 1.35G= 1.35 \times 1.67= 2.25 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $V_u= 1.5Q=1.5 \times 1=1.5 \text{ KN}$
- Moment de flexion : $M_u=1.5M=1.5 \times 0.6=0.9 \text{ KN.m}$

➤ **A'ELS : $G+Q$**

- Effort de compression : $N_s=G= 1.67 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $V_s= Q = 1 \text{ KN}$
- Moment de flexion : $M_s= M = 0.6 \text{ KN.m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur $h=10\text{cm}$ et de largeur $b=100\text{cm}$, soumise à un effort normal (N) et un moment renversant (M).

Avec c, c' : enrobage $c=c'=3\text{cm}$ et d : hauteur utile $d=h-c=7\text{cm}$

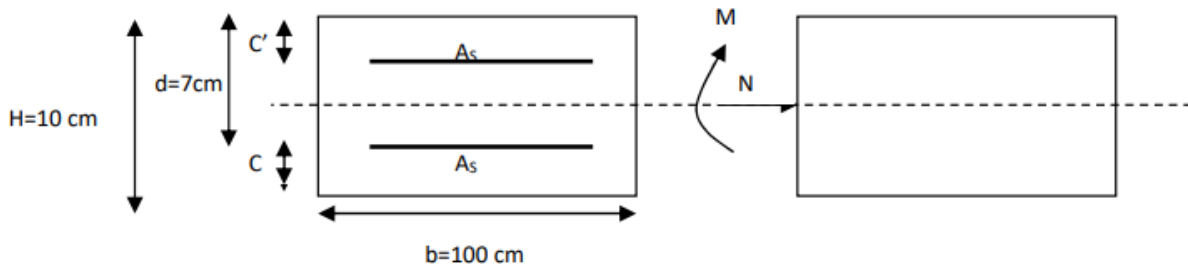


Figure III.3 : section d'armature.

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.25} = 0.4\text{m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.03 = 0.02\text{m}$$

$$e_u = 0.4\text{m} > \frac{h}{2} - c = 0.02\text{m} \rightarrow \text{section partiellement comprimée (SPC)}$$

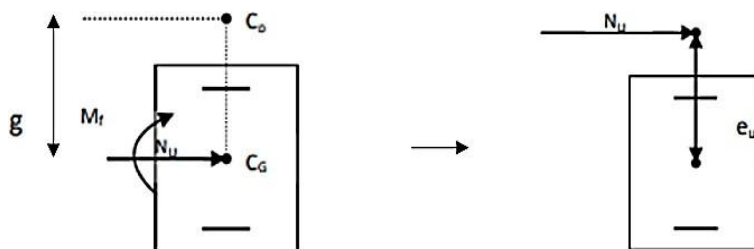


Figure III.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

III.1.4.1 Calcul de la section d'armature en flexion simple

➤ Moment fictif

$$M_f = N_u \times g$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Avec :

g : la distance entre le centre de pression C et le CDG des aciers tendus

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.4 - 0.02$$

$$g = 0.38 \text{ m}$$

$$M_f = 2.25 \times 0.38 = 0.85 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85.f_c28}{\theta.\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0.85 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_u = 0.012 < \mu_1 = 0.372 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$

➤ Armatures fictives

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

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{0.85 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 434.78} = 0.29 \text{ cm}^2$$

III.1.4.2 Calcul de la section d'armature en flexion composée

➤ Armatures réelles

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A = 0.29 - \frac{2.25}{34.8}$$

$$A = 0.23 \text{ cm}^2$$

III.1.5. Vérification à l'ELU

III.1.5.1. Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times bd$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.67} = 0.359 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{500} \times \frac{35.9 - 0.455 \times 7}{35.9 - 0.185 \times 7} \times 100 \times 7$$

$$A_{\min} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.64 \text{ cm}^2 > A = 0.23 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A = A_{\min} = 0.64 \text{ cm}^2$.

On adopte pour une section $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

III.1.5.2. Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.38 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.1.5.3. Vérification de l'écartement des barres

-Pour les armatures principales : $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{30\text{cm} ; 33\text{cm}\}$

$S_t = 25\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée

-Pour les armatures de répartitions : $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{40\text{cm} ; 45\text{cm}\}$

$S_t = 25\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée

III.1.5.4. Vérification de l'adhérence des barres

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_t = 1.5 \times 1.2 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma_{ui} = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 10.048}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{conditio vérifiée}$$

III.1.5.5. Vérification au cisaillement

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

$$\text{Avec} \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.1.5.6. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23. BAEL91/modifiée 99)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec: } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1$$

$$\tau_{su} = 2.8 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 500}{4 \times 2.8} = 35.2 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.2 = 14 \text{ cm}$$

On prend $L_c = 15 \text{ cm}$

III.1.6. Vérification à l'ELS

III.1.6.1. Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Avec} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\text{Pour: } \rho = 0.287 \rightarrow K = 43.82; \beta = 0.915$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 46.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{46.61}{43.82} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\sigma_b = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.1.6.2. Vérification de la contrainte dans l'acier

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

La fissuration est préjudiciable donc : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

Avec : $\eta=1.6$ (coefficient de fissuration des barres HA) ; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.1.6.3. Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale dû au séisme

$$F_p = (A \times I \times S) C_p \times \left(1 + \frac{3h_z}{H} \right) W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas on prend $A = 0.2$ (Art6.2.3. Tableau 3-2/RPA2024)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires on prend $C_p = 0.4$ (Tableau 6-1/RPA2024)

W_p : poids de l'acrotère, on prend $W_p = 1.67 \text{ kN/ml}$

H : la hauteur totale du bâtiment on prend $H = 22.44 \text{ m}$

h_z : la hauteur d'étage on prend $h_z = 3.06 \text{ m}$

$$F_p = (0.2 \times 1 \times 1.2) 0.4 \times \left(1 + \frac{3 \times 3.06}{22.44} \right) \times 1.67 = 0.16 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.16 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère a été calculé avec un effort horizontal $Q=1\text{KN/ml}$ supérieur à la force sismique.

Donc les armatures choisit suffisons pour un effort dû au séisme.

Conclusion

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

-Armatures principales : $A=4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t=25 \text{ cm}$.

-Armatures de répartitions : $A_r=4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t=25 \text{ cm}$.

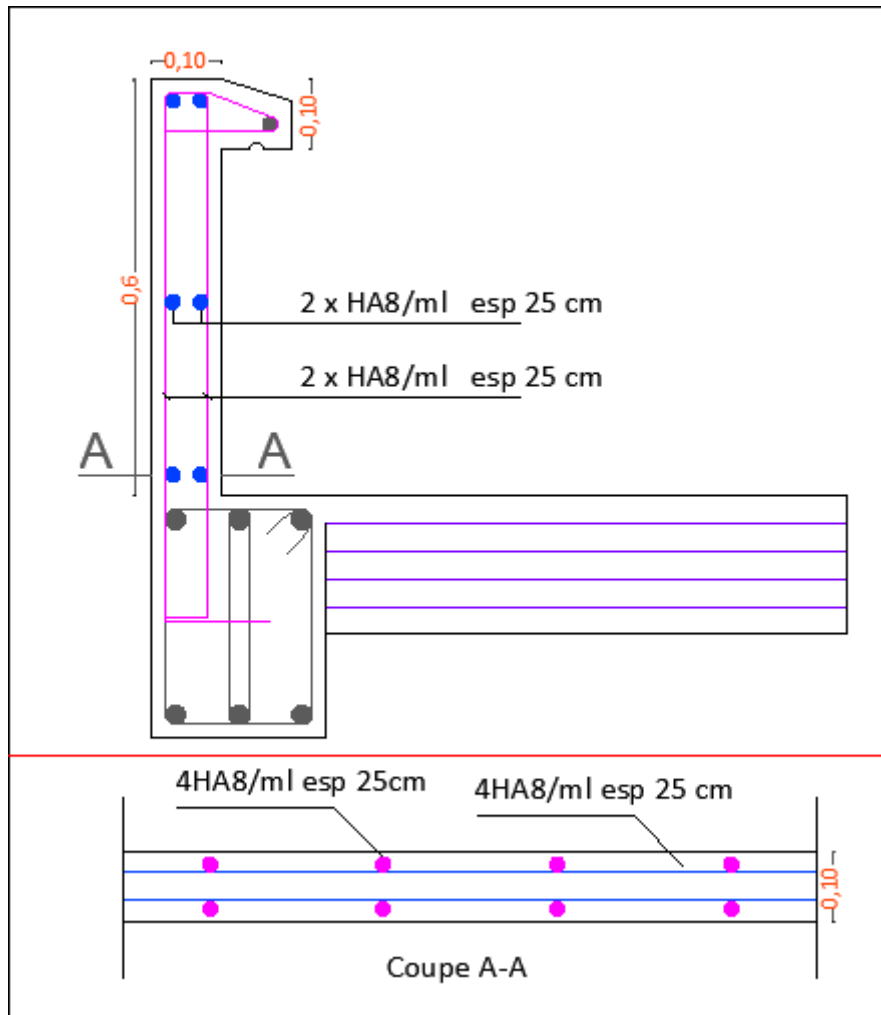


Figure III.5. Ferrailage de l'acrotère

III.2. Plancher en Corps creux

Les planchers de la structure sont réalisés en corps creux avec dalle de compression, un système léger, performant et adapté aux constructions courantes. Les poutrelles préfabriquées, en béton armé et de section en T, sont disposées selon la petite portée, avec un espacement de 65 cm entre axes. Elles assurent la fonction porteuse et sont équipées d'armatures en attente solidarisiées à la dalle supérieure.

Entre les poutrelles, les corps creux de 16cm de hauteur font office de coffrage perdu tout en contribuant à l'isolation thermique et acoustique du plancher.

Enfin, l'ensemble est recouvert d'une dalle de compression en béton armé de 4 cm, coulée en place, qui assure la rigidité du plancher et permet le travail solidaire des éléments.

III.2.1. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 5cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520), ayant pour but :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)** :

- 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- 30 cm pour les barres parallèle aux poutrelles

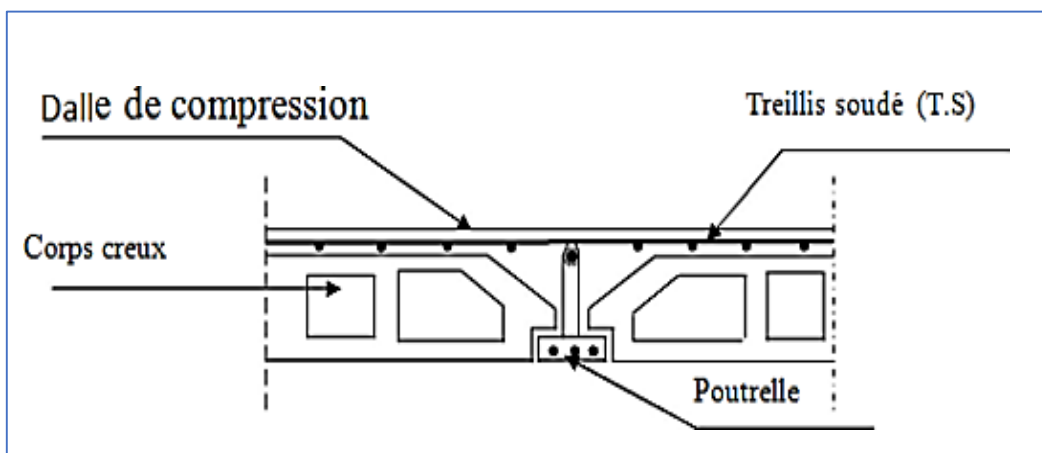


Figure III.6 : Coupe verticale sur un plancher en corps

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,423) :**

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \rightarrow \text{pour } l \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \rightarrow \text{pour } 50 \text{ cm} \leq l \leq 80 \text{ cm}$$

Avec : A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire.

l : entre axes des poutrelles (cm).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

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

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

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0.98\text{cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $e = 20\text{ cm}$

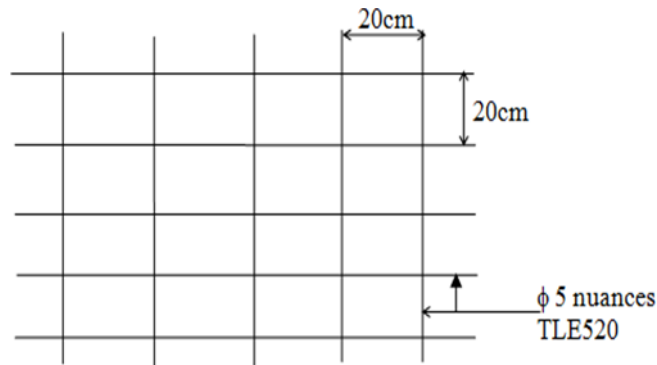


Figure III.7 : treillis soudés (20x20) cm²

Conclusion :

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5×200×200) mm².

III.2.2 Etude de la poutrelle

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12×4) cm².

- **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère deux de la continuité :

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

- **Dimensionnement des poutrelles :**

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

- $b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelles
- $h = (20+5)$: hauteur du plancher en corps creux
- $b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- $h_0 = 5 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression
- La hauteur du plancher : $h_t = 24 \text{ cm}$.
- L'épaisseur de la dalle de compression : 4 cm
- La hauteur de l'âme : $h = 20 \text{ cm}$.

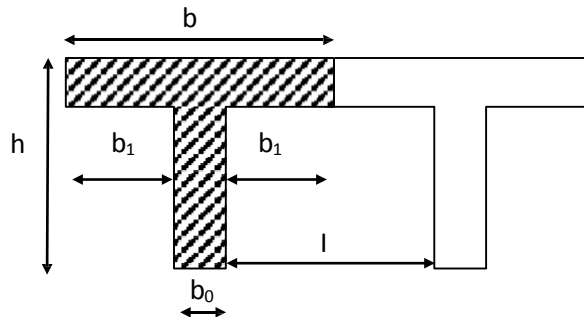


Figure III.8 : Dimensions de la poutrelle

Avec : $L_1 = (65 - 12) = 53 \text{ cm}$: distance entre deux parements voisins de deux poutrelles :

$L = 370 \text{ cm}$: longueur de la plus grande travée.

$b_1 = 26,5 \text{ cm}$: largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure

III .2.2.1. Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier. La section est insuffisante donc il faut des ert La section est estimée à $(4 \times 12) \text{ cm}^2$.

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis (Art B.6.1, 1\ BAEL 91).

III .2.2.2. Après coulage de la dalle de compression :

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Plancher terrasse Inaccessible	$5,46 \times 0,65 = 3,55$	$1 \times 0,65 = 0,650$	5,77	4,2
Plancher étage courant	$\frac{5,28 \times 0,65}{2} = 3,43$	$1,5 \times 0,65 = 0,975$	6,1	4,407
Plancher étage RDC	$\frac{5,28 \times 0,65}{2} = 3,43$	$5,0 \times 0,65 = 3,25$	6,1	4,407

III.2.3. Choix de la Méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type du plancher à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

1. Méthode forfaitaire.
2. Méthode des 3 moments.
3. Méthode de Caquot.

❖ Méthode forfaitaire :

□ Principe de la méthode : (BAEL91/ (modifié 99) Art B.2.11) :

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq \min \{2G ; 5\text{KN/ml}\}$
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25

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

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

□ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

La surcharge d'exploitation doit vérifier la condition suivante :

a. $Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN /m}^2)$.

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 ; 2G = 2 \times 3,55 = 7,1 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1,625 \text{ KN/m}^2 < 7,1 \text{ KN/m}^2$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées..... (Condition vérifiée)

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{365}{370} = 0,98. \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{350}{370} = 0,9. \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{370}{350} = 1,06. \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{370}{365} = 1,01. \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

c. La fissuration est non préjudiciable..... (Condition vérifiée)

Conclusion :

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

III.2.4. Exposé de la méthode

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

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

M_t : moment Max en travée dans la travée considérée.

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

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

M_w, M_e : moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - \frac{M_w M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow$ Dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow$ Dans une travée de rive.

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre de deux travées.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 M_0$ pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

⇒ **Calcul du rapport de charge α :**

$$\alpha = \frac{0,98}{0,98+3,432} = 0,222$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$1 + 0,3\alpha = 1,066$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,533$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,633$$

III.2.5. Calcul à l'ELU :

- **Cas : poutrelles à 5 travées**

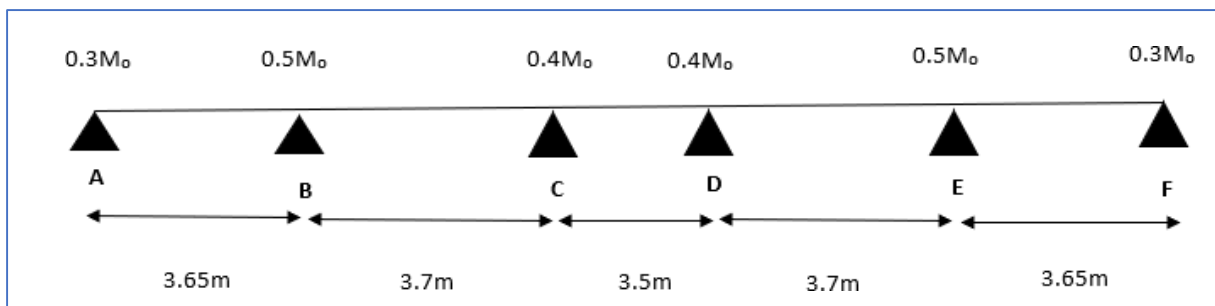


Figure III.9 : schéma des moments isostatique d'une poutrelle à 5 portées

⇒ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6,1 \times 3,65^2}{8} = 10,16 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6,1 \times 3,7^2}{8} = 10,43 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{6,1 \times 3,5^2}{8} = 9,34 \text{KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{6,1 \times 3,7^2}{8} = 10,43 \text{KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$M_{05} = \frac{6.1 \times 3.65^2}{8} = 10,16 \text{ KN.m}$$

⇒ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3(10,16) = 3,048 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5(10,43) = 5,215 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4(10,43) = 4,17 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4(10,43) = 4,17 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,5(10,43) = 5,215 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 M_{05} = 0,3(10,16) = 3,048 \text{ KN.m}$$

⇒ **Calcul des moments en travées :**

- **Étude de la travée AB :** (travée de rive AB=EF)

$$M_t^{AB} \geq \max \{1.05 M_{01}; (1+0.3\alpha) M_{01}\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (10,67; 10,83) - 4,132$$

$$M_t^{AB} \geq 6,698 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 6,43 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend; } M_t^{AB} = M_t^{EF} = 6,698 \text{ KN.m}$$

- **Étude de la travée BC :** (travée intermédiaire BC=DE)

$$M_t^{BC} \geq \max \{1.05 M_{02}; (1+0.3\alpha) M_{02}\} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (10,95; 11,12) - 4,694$$

$$M_t^{BC} \geq 6,43 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_t^{BC} \geq 5,56 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend; } M_t^{BC} = M_t^{DE} = 6,43 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Étude de la travée CD : (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max \{ 1.05M_{03} ; (1+0.3\alpha) M_{03} \} - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max (9,81 ; 9,96) - 4,17$$

$$M_t^{CD} \geq 5,79 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03}$$

$$M_t^{CD} \geq 4,98 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_t^{CD} = 5.79 \text{ KN.m}$

⇒ **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU)**

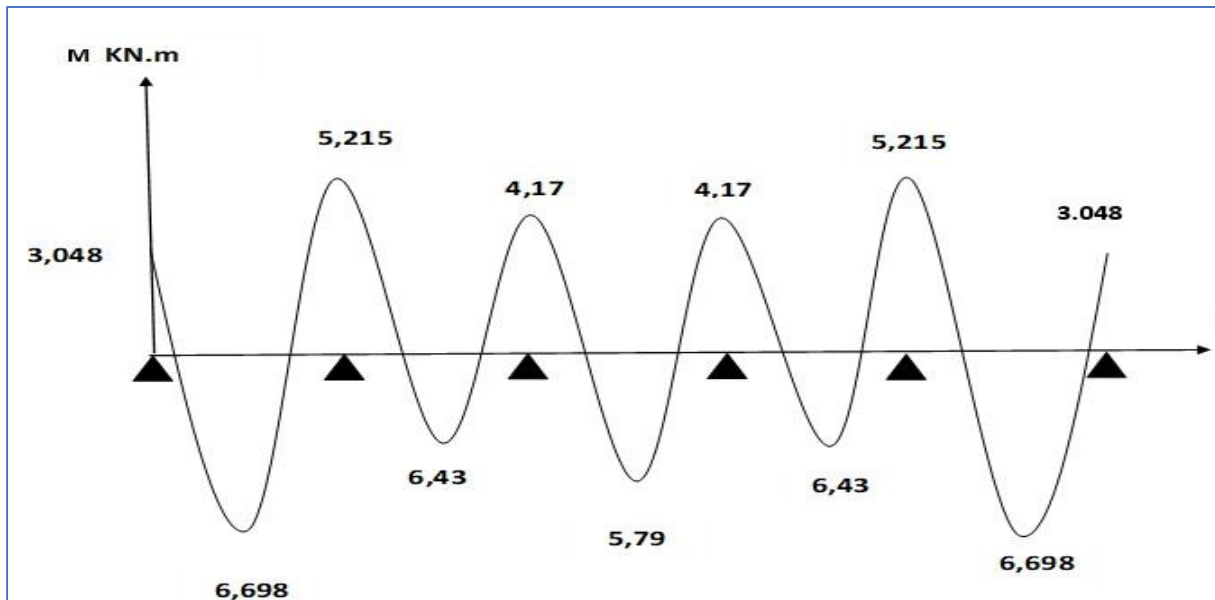


Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle à 5 travées.

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = V(x) + \frac{(M_{i+1}) - M_i}{L_i}; \quad \text{avec} \begin{cases} V_w = \frac{quli}{2} \\ V_e = \frac{quli}{2} \end{cases}$$

Avec : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui. V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Travée de rive (AB) :

$$T_A = qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = 6.1 \frac{3.65}{2} + \frac{5,215-3,048}{3,65} = 11,73 \text{KN.}$$

$$T_B = -qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = -6.1 \frac{3.65}{2} + \frac{5,215-3,048}{3,65} = -10,54 \text{KN}$$

- Travée de rive (BC) :

$$T_B = qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = 6.1 \frac{3.7}{2} + \frac{4,17-5,215}{3,7} = 11 \text{KN}$$

$$T_C = -qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = -6.1 \frac{3.7}{2} + \frac{4,17-5,215}{3,7} = -11,57 \text{KN}$$

- Travée de rive (CD) :

$$T_C = qu \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = 6.1 \frac{3,5}{2} + \frac{4,17-4,17}{3,5} = 10,675 \text{ KN}$$

$$T_D = -qu \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = -6.1 \frac{3,5}{2} + \frac{4,17-4,17}{3,5} = -10,675 \text{ KN}$$

- Travée de rive (DE) :

$$T_D = qu \frac{LDE}{2} + \frac{ME-MD}{LDE} = 6.1 \frac{3.7}{2} + \frac{5,215-4,17}{3,7} = 11,57 \text{KN}$$

$$T_E = -qu \frac{LDE}{2} + \frac{ME-MD}{LDE} = -6.1 \frac{3.7}{2} + \frac{5,215-4,17}{3,7} = -11 \text{KN}$$

- Travée de rive (EF) :

$$T_E = qu \frac{LEF}{2} + \frac{MF-ME}{LEF} = 6.1 \frac{3.65}{2} + \frac{3,048-5,215}{3,65} = 10,54 \text{KN}$$

$$T_F = -qu \frac{LEF}{2} + \frac{MF-ME}{LEF} = -6.1 \frac{3.65}{2} + \frac{3,048-5,215}{3,65} = -11,73 \text{KN}$$

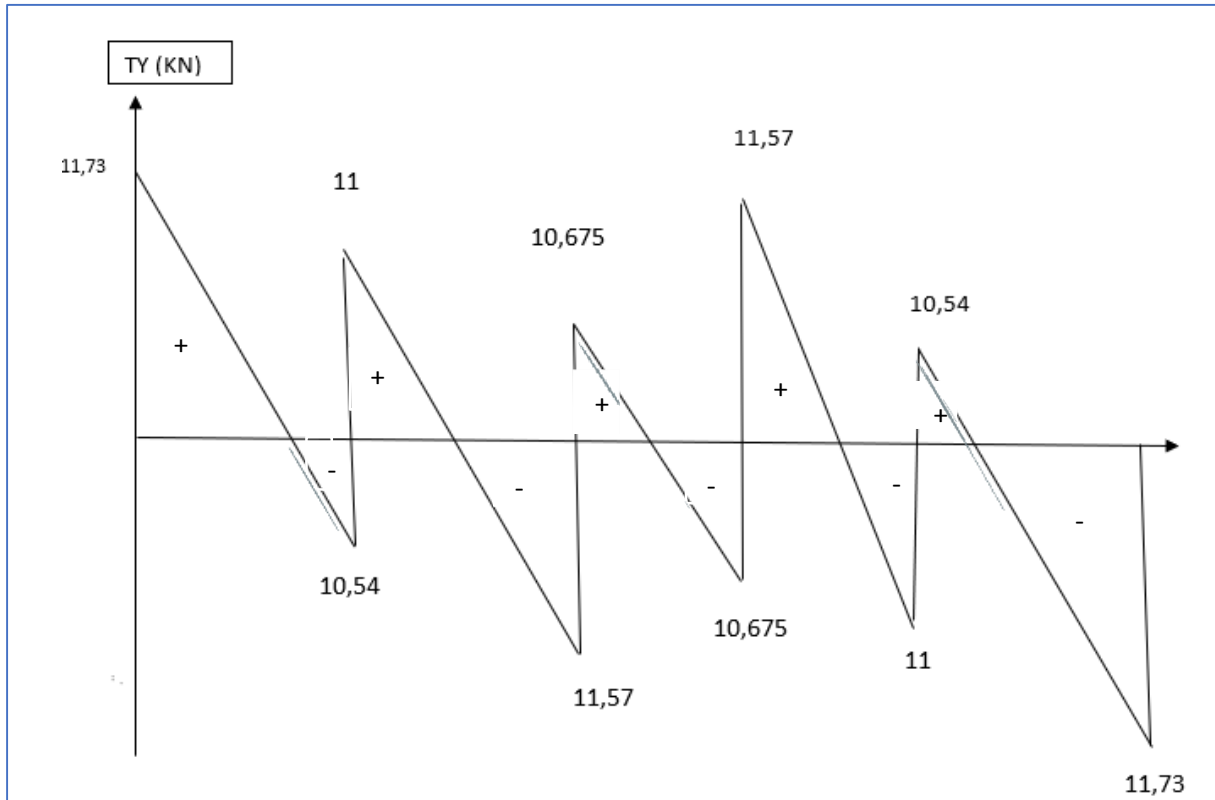


Figure III.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle à 5 travées.

⇒ **Calcul des armatures a L'ELU :**

- **Armatures longitudinales**

Les moments max aux appuis et en travées sont :

$$M_{\max}^t = 6,698 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max}^a = 5,215 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 11.73 \text{ KN}$$

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

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

$M_{\max}^t = 6,698 \text{ KN.m} < M = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, donc le calcul se fait comme si la section est rectangulaire (b, h) de largeur constante égale à la largeur de la table (65x25).

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{6,698 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.372 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,022 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,698 \times 10^3}{0.956 \times 18 \times 435} = 0,865 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,865 \text{ cm}^2$ on adopte : **3HA10 = 2,36 cm²**.

b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) :

$$M_a^{\max} = 5,215 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{5,215 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,094 < 0.372 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,272 \rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,215 \times 10^3}{0.951 \times 18 \times 435} = 0,7 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2,14 \text{ cm}^2$ on adopte : **3HA8 = 1,51 cm²**

c) Calcul des armatures transversales : (BAEL91/Art 7.2.21)

$$\varphi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{\max} \right)$$

min 20 12

$$\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

$\varphi \leq 0.57 \text{ cm}$ On prend $\varphi = 6 \text{ mm}$

On adopte : $2\varphi 6 \rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\varphi 6$

• Espacement des cadres :

L'espacement est donné par le règlement (Art : A.5.1.22/BAEL 91 modifiée 99)

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (0,9 \times 22; 40 \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{on prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Conclusion :

- ⇒ En travée $A_{st} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$.
- ⇒ En appui $A_{st} = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$.
- ⇒ Les armatures transversales : $A_{st} = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

⇒ Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL91/99. A.4.2) :**

✓ **Calcul de la section minimale :**

- En travée

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{500} = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

- Aux appuis

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 12 \times \frac{2,1}{500} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{adt} = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

- **Vérification aux cisaillements (BAEL 91 modifiée 99 Art 5.1.211) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \langle 0,2f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \rangle \langle \text{Fissuration peu nuisible} \rangle.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \langle 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \rangle = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{11,73 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

Conclusion : Pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :**

$$2T u_{\max} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$T = \frac{2 \times 11,73 \times 10^3}{650} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ KN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99/Art 6.1.3) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Ψ : coefficient de scellement

Avec : $\Psi = 1,5$ (acier de haute adhérence) et : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

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

$$\tau_{se} = \frac{T^{max}}{0,9d \Sigma u_i}$$

Σu_i : somme des périmètres utiles des armatures

$$\Sigma u_i = n \pi \phi = 3 \times 3,14 \times 8 = 75,39 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,73 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 0,96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

- **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_s} = \frac{0,8 \times 500}{4 \times 2,84} = 35,21$$

Pour $\phi = 8 \text{ mm}$ $L_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrées, alors le BAEL Artc 6,1 admet que l'ancrage d'une barre termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochet est :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm} \rightarrow L_c = 16 \text{ cm}$$

Avec : L_s : longueur de scellement droit.

L_c : longueur d'ancrage

III.2.7. Vérification à l'ELS

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

$$\frac{q_s}{q_u}$$

$$q_s = G+Q = 3,432+0,975 = 4,407 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6,1 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,407}{6,1} = 0,722 \text{ kn/ml}$$

➤ **Moments fléchissant :**

$$\text{Sur appuis : } M_{\text{ser}}^a = 5,215 \times 0,722 = 3,77 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_{\text{ser}}^t = 6,698 \times 0,722 = 4,84 \text{ KN.m}$$

Etat limite de la compression du béton :

- **En travée :**

$$M_t^{\text{max}} = 4,84 \text{ KN.m}$$

- **Contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 1,51}{18 \times 12} = 0,690$$

$$\rho_1 = 2,57 \rightarrow \beta_1 = 0,879 \rightarrow K = 0,026$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{max}}}{\beta_1 A_s} = \frac{4,84 \times 10^3}{0,879 \times 18 \times 1,51} = 202,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 435 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 202,58 \times 0,026 = 5,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

- **Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

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

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

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

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

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b_0 : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{24}{56} = 0.045 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.045 > \frac{4,84}{10 \times 28,85} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0d} = \frac{1,51}{18 \times 12} = 0.006 \leq \frac{4,2}{500} = 0,008 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

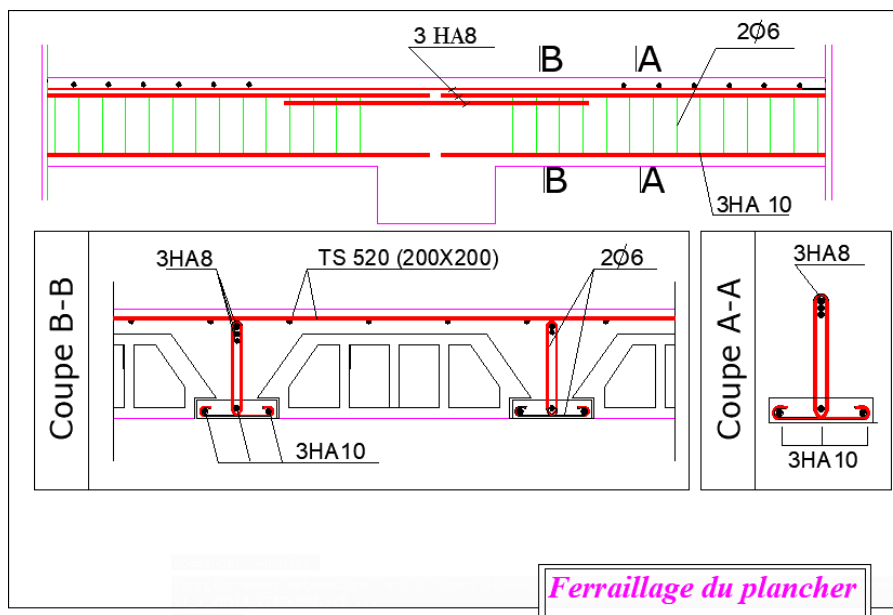


Figure III.12 : Ferrailage du plancher

III.3. Porte-à-faux

Le porte-à-faux est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur $h=1\text{m}$, soumise à des charges permanentes dues à son poids propre (G). Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m, dont la section est assimilée à la flexion simple. Le porte-à-faux est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

III.3.1. Dimensionnement

L'épaisseur des porte-à-faux est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{l}{10} = \frac{135}{10} = 13,5\text{cm}$$

On adopte : $e = 15\text{ cm}$

III.3.2. Détermination des charges et surcharges

➤ **Charges permanentes :**

Poids propre du balcon : $G = 5.33 \times 1 = 5.33\text{ kN/ml}$ ($G = 5.33\text{ kN/m}^2$ dans le chapitre II).

Poids du garde-corps : $g = 1.62 \times 1 = 1.62\text{ kN/ml}$.

➤ **Surcharges d'exploitations :**

$Q = 3.5 \times 1 = 3.5\text{ KN /ml}$. (DTR B.C.2.2)

III.3.3. Combinaisons de charges

A L'ELU :

. Charge uniforme : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.45\text{ kN/ml}$.

. Charge concentrée : $g_u = 1.35g = 1.35 \times 1.62 = 2.19\text{ kN/ml}$.

A L'ELS :

. Charge uniforme : $q_s = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83\text{ kN/ml}$.

. Charge concentrée : $g_s = g = 1.62\text{ kN/ml}$.

III.3.4. Calcul des efforts

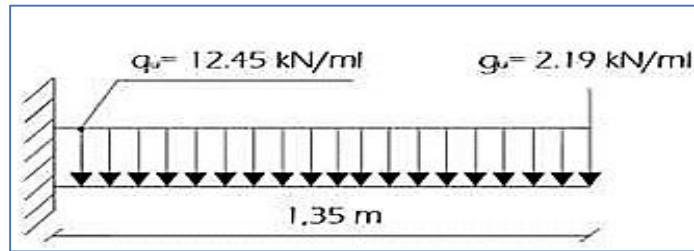


Figure III.13 : Schéma statique du porte à faux a l'ELU

✚ A l'ELU

- Calcul du moment fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + g_u \cdot l = \frac{12,45 \times 1,35^2}{2} + 2,19 \times 1,35 = 14,3 \text{ kN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = (q_u \cdot l) + g_u = 12,45 \times 1,35 + 2,19 = 18,99 \text{ kN}$$

III.3.4.1. Ferrailage a l'ELU

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. La section de la console est comme suit :

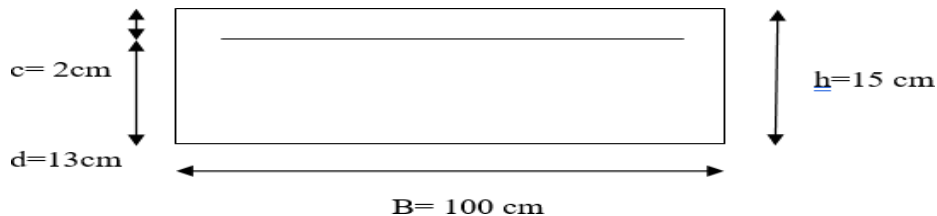


Figure III-14 Section du porte à faux

➤ Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,3 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,06 < \mu_1 = 0,372 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

A partir des abaques on obtient pour $\mu = 0,06$: $\beta = 0,969$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,3 \times 10^3}{0,969 \times 13 \times 434,78} = 2,6 \text{ m}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

➤ Les armatures de répartition :

Selon l'article A.8.2, 41 du BAEL 99 [3], Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas du balcon) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.4.2 Vérifications a l'ELU

a- Conditions de non fragilité (BAEL91modifié 99 /Art A.4.2.1) :

On doit vérifier que $A > A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0,23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{500} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2$(Condition vérifiée)

b- Vérification de la condition d'adhérence (/BAEL91modifié 99/Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3,14 \times 4 \times 10 = 125,6 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{18,99 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

c- Vérification au cisaillement (BAEL91modifié 99/A.5.1,2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{18,99 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

d- Vérification de l'espacement des barres (BAEL91 modifié99/Art A.8.2,42) :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :**

$$S_t = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures secondaires :**

$$S_t = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e- Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99/art 6.1.23) :

Pour les aciers à haute adhérence FeE500 et pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{\text{e}}}$$

$$\tau_{\text{e}} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 2,84} = 44\text{cm}$$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 44 = 17,6\text{cm}$$

Alors on opte pour $L_c = 18\text{cm}$

✚ à l'ELS :

Charge uniforme : $q_s = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83\text{ kN/ml}$.

. Charge concentrée : $g_s = g = 1.62\text{ kN/ml}$.

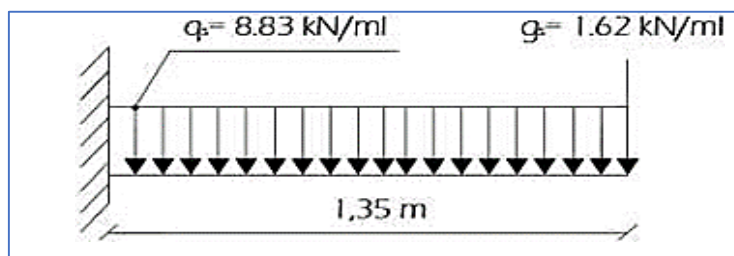


Figure III.15: Schéma statique du porte à faux a l'ELS

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Calcul du moment fléchissant :

$$M_{\square} = \frac{q_{\square} \times l^2}{2} + g_{\square} \cdot l = \frac{8,83 \times 1,35^2}{2} + 1,62 \times 1,35 = 10,23 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T_{\square} = (q_{\square} \cdot l) + g_{\square} = 8,83 \times 1,35 + 1,62 = 13,54 \text{ KN}$$

III.3.5. Vérifications à l'ELS

a. Contrainte de compression dans le béton :

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{\square\square}}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K_1 = 48,29 \end{cases}$$

$$\sigma_{\square\square} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{10,23 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 272,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{272,11}{48,29} = 5,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,63 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de l'état limite de déformation :

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

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \frac{15}{135} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \quad \frac{15}{135} = 0,1 \geq \frac{10,23}{10 \times 14,3} = 0,07 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{3,6}{500} = 0,0072 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Conclusion : Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- **Armatures principales :** 4 HA 10 ($S_t = 25$ cm).
- **Armatures de répartition :** 4 HA 8 ($S_t = 25$ cm)

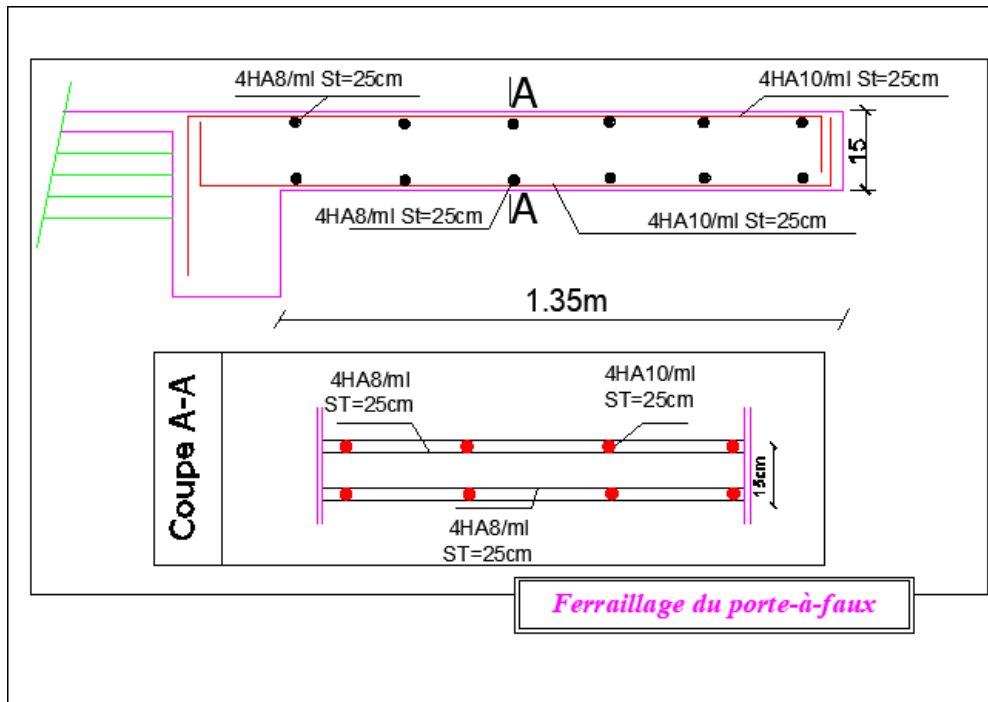


Figure III.16 : Ferrailage du porte-à-faux

III.4. Calcul de la salle machine

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes et des objets hauteur sur des niveaux définis d'une construction. Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes, c'est pour ça elle devrait être conçu pour résister aux charges et aux contraintes imposées par son fonctionnement ainsi que par les secousses sismiques éventuelles. La conception de l'ascenseur doit être conforme aux normes et aux exigences en vigueur.

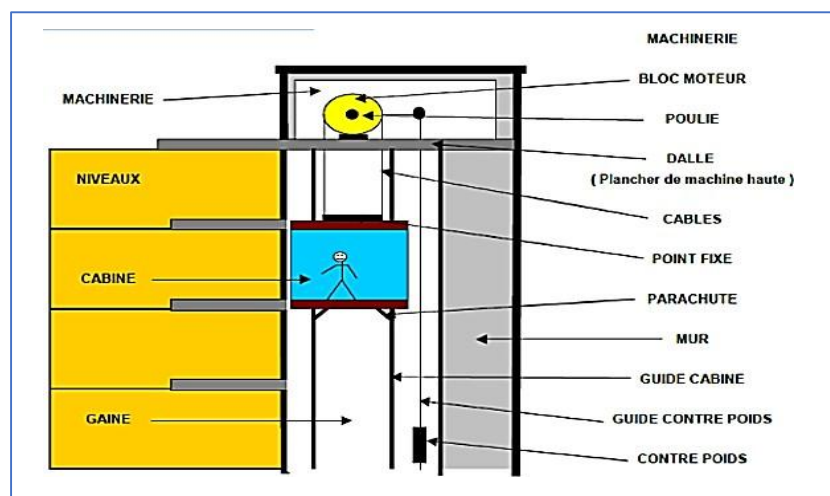


Figure III.17 : Schéma de la salle machine

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.4.1. Pré dimensionnement de la dalle pleine

La dalle repose librement sur les porteurs et est soumise à une charge localisée. Le calcul s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

$$\rho = \frac{L_x}{l_y} = \frac{115}{120} = 0,96$$

$$0,4 \leq \rho \leq 0,96$$

$0,4 \leq 0,96 \leq 1$Le panneau travail dans les deux sens

Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{115}{30} = 3,8 \text{ cm}$$

Le RPA 2024 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$

On opte pour $h_t = 15 \text{ cm}$

On a :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

- ✓ q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.
- ✓ U, V : côtés de la surface réduite.
- ✓ h_0 : épaisseur de la dalle. ($h_t = 20 \text{ cm}$)
- ✓ e : épaisseur du revêtement (5 cm)
- ✓ ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton.
- ✓ U_0, V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$).

⇒ **Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :**

Les moments dus au système de M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = q (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + v \cdot M_1)$$

- ✓ M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des abaques de **PIGEAUD** en fonction des rapports ($L_x/L_y, U/L_x, V/L_y$)
- ✓ v : Coefficient de poisson de béton qui est égal à : $v = 0$ à l'ELU ; $v = 0,2$ à l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\frac{u}{l_x} = \frac{105}{115} = 0.9$$

$$\frac{v}{l_y} = \frac{105}{120} = 0.9$$

D'où : $M_1 = 0.044$ $M_2 = 0.044$ (tableau de PIGEAUD)

$$v = 0$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 1.35 (90) = 121.5 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 121.5 \times 0.044 = 5.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121.5 \times 0.044 = 5.35 \text{ KN.m}$$

1. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\text{On a : } \rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0368 ; \mu_y = 1 ; l = 1.15 \text{ m}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times (25 \times 0.15 \times 1) + 1.5 \times 1 = 6,65 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.32 \text{ KN.m}$$

➤ Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = \mathbf{5.67 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = \mathbf{5.67 \text{ KN.m}}$$

Calcul des moments réels :

- **En travée :** sens x-x' : $M_{\xi}^x = 0.85x M_x = 4,82 \text{ KN.m}$

$$\text{Sens y-y' : } M_{\xi}^y = 0.85x M_y = 4,82 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :** sens x-x' : $M_{\alpha}^x = -0.3x M_x = -1,7 \text{ KN.m}$

$$\text{Sens y-y' : } M_{\alpha}^y = -0.3x M_y = -1,7 \text{ KN.m}$$

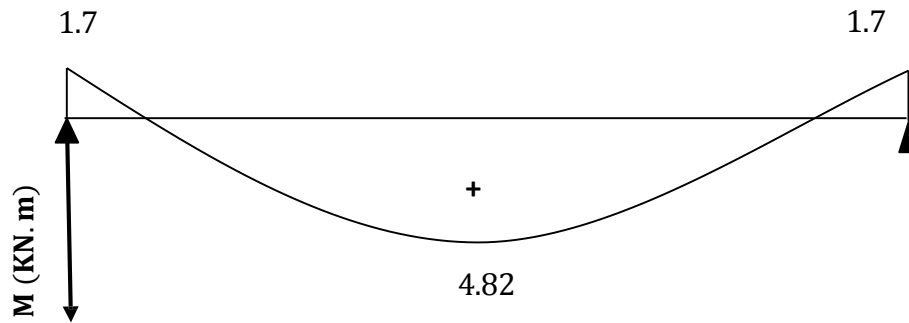


Figure III .18 : Diagramme des moments corrigés

III.4.2. Ferrailage de la dalle

Détermination de la section d'armature :

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple à L'ELU. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100\text{cm}$ $h=15\text{cm}$ $c=2\text{cm}$ $d=13\text{cm}$ $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x'

• En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,02 < \mu = 0,372 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_{bu} = 0,02 \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,82 \times 10^3}{0,99 \times 13 \times 435} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec $S_t = 25\text{cm}$

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,51 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,07 < \mu = 0,372$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,07 ; \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,51 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 435} = 0,3 \text{ cm}^2.$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\beta \times d \times \sigma_{st} \quad 0,996 \times 13 \times 435$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

On opte pour : **4HA8 = 2,01 cm²** avec : **St=25 cm.**

➤ **Dans le sens de la petite portée : y-y'**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,02 < \mu_l = 0,372 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_{bu} = 0,02 \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,82 \times 10^3}{0,99 \times 13 \times 435} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec $S_t = 25\text{cm}$

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,51 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,07 < \mu_l = 0,372$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,07 ; \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,51 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 435} = 0,3 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **4HA8 = 2,01 cm²** avec : **St=25 cm²**

III.4.3. Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91) :**

Les armatures tendues d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant :

$$A_{st} > A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$$

Avec :

- ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0.0008$ pour les HA, FeE400 et FeE500)
- A_{\min} : section minimale d'armature.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- $b \times h$: Section totale

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3-1}{2}\right) = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.21 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

- **Espacement des armatures :**

La fissuration est non préjudiciable L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Direction principale :

$$St \leq \min \{2h; 25 \text{ cm}\} \rightarrow St = 25 \text{ cm} < \{30 \text{ cm}; 25 \text{ cm}\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Direction secondaire :

$$St < \min \{3h; 33 \text{ cm}\} \rightarrow St = 25 \text{ cm} < \{45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Diamètre maximale des barres :**

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \phi : \text{Diamètre des armatures longitudinales.}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $U = V$ Donc :

Au milieu de U on a :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$U = V$, alors on a l'expression de V_u dans les deux sens est :

$$P_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$T_u = \frac{P_u}{3 \times U} = \frac{121,5}{3 \times (1,05)} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{38,57 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,30 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,07 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) \quad \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa.}$$

Donc : $\tau_u = 0,30 \leq \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

- **Condition de non poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91 modifiée 99) :**

$$P_u \leq Q = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : P_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$P_u = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5 \text{ kN.}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$P_u = 121,5 \text{ kN/ml} < Q = 472,5 \text{ kN/ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.4.4. Calcul a l'ELS

$$v = 0,2$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 90 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 90(0,044 + 0,2 \times 0,044) = 4,75 \text{ KN. m}$$

$$M_{y1} = 90(0,044 + 0,2 \times 0,044) = 4,75 \text{ KN. m}$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

D'ou :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,28 \text{ KN. m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,28 \text{ KN. m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

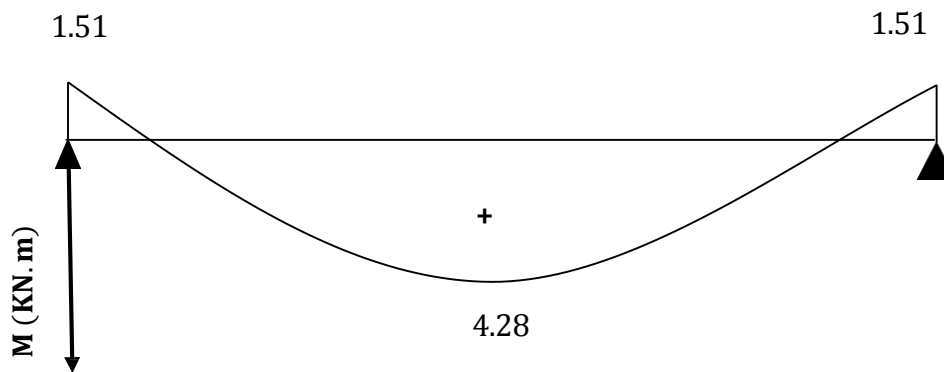
Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,03 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,03 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

- **En travée :** sens x-x' : $M_t^x = 0.85x M_x = 4,28 \text{ KN.m}$
Sens y-y' : $M_t^y = 0.85x M_y = 4,28 \text{ KN.m}$
- **Aux appuis :** sens x-x' : $M_a^x = -0.3x M_x = -1,51 \text{ KN.m}$
Sens y-y' : $M_a^y = -0.3x M_y = -1,51 \text{ KN.m}$



III.4.5. Ferrailage de la dalle

Dans le sens de la grande portée x-x :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$= \frac{4,28 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} \quad 0,02 < \mu = 0,372 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,04 ; \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,28 \times 10^3}{0,99 \times 13 \times 435} = 0,76 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$; avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$b \times d^2 \times f_{bu}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\mu = \frac{1,51 \times 10^3}{100 \times 13^3 \times 14,2} = 0,006 < \mu l = 0,372 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,006 ; \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,51 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 435} = 0,267 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$, Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Dans le sens de la grande portée y-y :

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,28 \times 10^3}{0,99 \times 13 \times 435} = 0,76 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$; avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{1,51 \times 10^3}{100 \times 13^3 \times 14,2} = 0,006 < \mu l = 0,372 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,006 ; \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,51 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 435} = 0,267 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$, Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.4.5. Vérification à l'ELS :

a. Vérification de l'état limite de déformation :(ArtB.7.5 BAEL91/99)

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

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{xt}}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec : M_x moment en travée dans le sens x-x.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

M^s_x moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m.

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{150}{115} = 1,3 \geq \frac{4,28}{20 \times 5,03} = 0,043 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{Ax}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,002 < \frac{2}{500} = 0,004 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

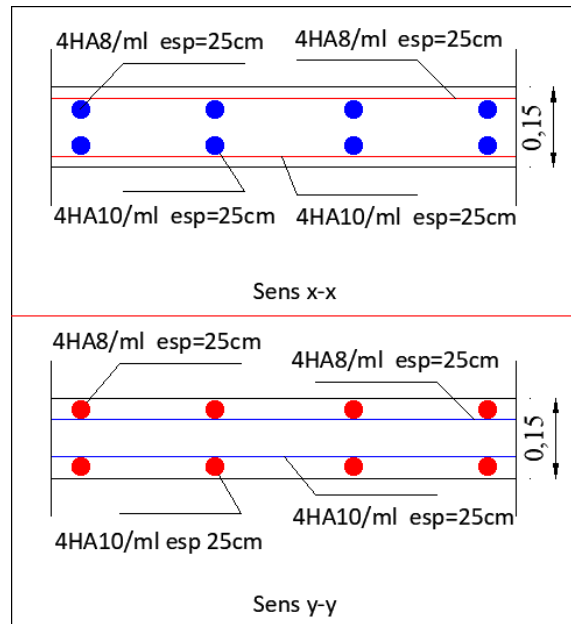


Figure III.19 : Ferrailage de la dalle salle machine

III.5. Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite des marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre montant ou en descendant.

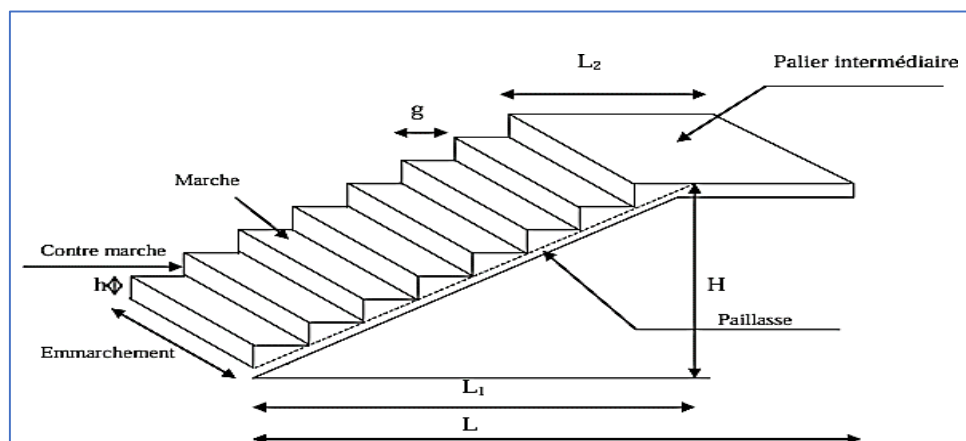


Figure III.20 : Schéma de l'escalier

Avec :

- h : hauteur du contre marche.
- g : Longueur de la volée.
- H : hauteur de la volée.
- L : Longueur de la volée.
- n : nombre de contre marche
- n - 1 : nombre des marches

III.5.1. Calcul de l'escalier

Pour dimensionner les marches, les contre marches, et le nombre des marches on utilise généralement la loi de **BLANDEL** qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

- **La formule de BLANDEL :**

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

- **Hauteur des contres marches h :**

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

Donc on prend : h = 17 cm

- **Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \text{ marches}$$

On prend 12 contre marche par volée

- **Nombre de marche :**

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches}$$

- **Le giron :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{300}{11} = 27.27 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq \ll 35 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

Nous avons : g = 30 cm et h = 17 cm

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

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

$$59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64$$

$$59 \leq 64 \leq 64 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

➤ Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse (ep) est donnée par la relation suivantes :

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

L_0 : La longueur réelle de la paillasse et des paliers.

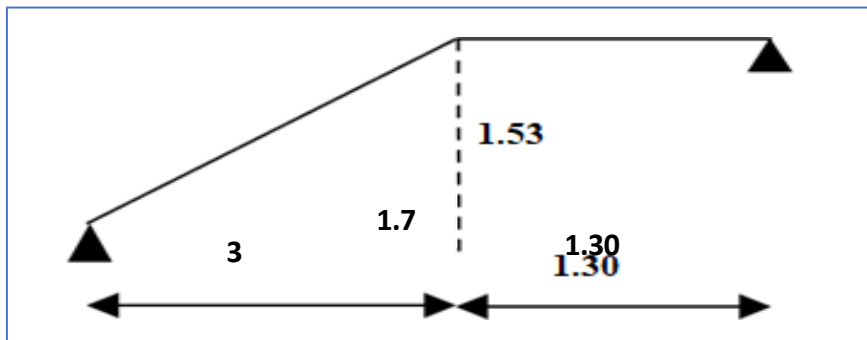


Figure III.21 : Schéma statique de l'escalier

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \quad \rightarrow \quad 29,25^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{300}{0,925} = 344 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + L_1 = 3,44 + 1,35 = 479 \text{ Cm}$$

$$\frac{479}{30} \leq ep \leq \frac{479}{20} \quad \rightarrow \quad 16 \leq ep \leq 24 \quad \rightarrow \quad e = 20 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la volée et du palier $ep = 20 \text{ cm}$

III.5.1.1 Détermination des charges et surcharges

- Les charges permanentes :

Le poids des revêtements :

Le tableau suivant donne le poids des revêtements.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.2: Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

N °	Élément	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
4	Enduit ciment	0.02	20	0.40
5	Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
G TOTAL				1.78 KN/m²

Le palier :

Tableau III.3: Charges permanentes revenant au palier.

N °	Élément	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Dalle pleine en béton armé	0.2	25	5
2	Poids des revêtements	/	/	1.78
G total				6.78 KN/m²

La volée :

✓ **Poids de la pailleasse :**

$$P_p = \frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.2}{\cos 29,25}$$

$$P_p = 5.74 \text{ KN/m}$$

✓ **Poids de la marche :**

$$P_m = \frac{25 \times h}{2} \times 1m = \frac{25 \times 17}{2} \times 1$$

$$P_m = 2,13 \text{ KN/m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.4: Charges permanentes revenant à la paillasse.

N°	Élément	G (KN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	5,74
2	Poids des marches	2,13
3	Poids des revêtements	1,78
	G total	9,65 KN/m ²

III.5.1.2.2. Les charges d'exploitations

La charge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR D-C2.2 4 est :

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

III.5.1.3. Calcul des efforts internes :

III.5.1.3. Les combinaisons de charges

a. A L'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Volée : } q_1 = 1,35G_1 + 1,5 Q \\ \text{Palier : } q_2 = 1,35 G_2 + 1,5 Q \end{array} \right.$$

- Volée : $q_1 = (1,35 \times 9,65) + (1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 16,78\text{KN/ml}$
- Palier : $q_2 = (1,35 \times 6,78) + (1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 12,9\text{KN/ml}$

b. A L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Volée : } q_1 = 1,35G_1 + 1 Q \\ \text{Palier : } q_2 = 1,35 G_2 + 1 Q \end{array} \right.$$

- Volée : $q_1 = (9,65 + 2,5) \times 1\text{m} = 12,15 \text{ KN/ml}$
- Palier : $q_2 = (6,78 + 2,5) \times 1\text{m} = 9,28 \text{ KN/ml}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.5.1.4. Calcul à l'ELU :

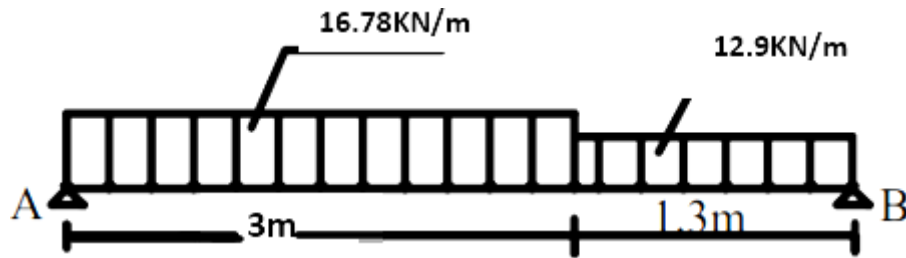


Figure III.22 : schéma statique du chargement à l'ELU

- Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F/Y=0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B - 16,78 \times 3 - 12,9 \times 1,3$$

$$R_A + R_B = 67,75 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \quad \rightarrow \quad -R_B \times 4,35 - (12,9 \times 1,35 \times (\frac{1,35}{2} + 3)) - 16,78 \times 3 \times \frac{3}{2}$$

$$R_B = \frac{139,5}{4,35} = 32,07 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \quad \rightarrow \quad -R_A \times 4,35 + (16,78(\frac{3}{2} + 1,35) \times 3) + 12,9 \times 1,35 \times \frac{1,35}{2}$$

$$R_A = \frac{155,22}{4,35} = 35,68 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 67,75 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad 32,07 + 35,68 = 67,75 \text{ KN}$$

\rightarrow Calcul Vérifié

Finalemment :

$$R_A = 35,68 \text{ KN}$$

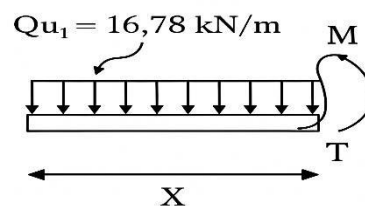
$$R_B = 32,07 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts internes :

- Calcul des efforts tranchants :

- Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 3\text{m}$

$$-T_y + R_A - 16,78x$$



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$T_y = R_A - 16,78 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0\text{m} \quad \rightarrow \quad 35,68 \text{ KN} \\ x = 3\text{m} \quad \rightarrow \quad -14,66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_z + 16,78 \cdot x \cdot \frac{x}{2} - R_A \cdot x$$

$$M_z = -16,78 \cdot \frac{x^2}{2} + 35,68 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0\text{m} \quad \rightarrow \quad 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ x = 3\text{m} \quad \rightarrow \quad 31,53 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

○ Tançons 2 : $3\text{m} \leq x \leq 4,35\text{m}$

$$-T_y + R_A - 16,78 \cdot 3 - 12,9(x-3)$$

$$T_y = R_A - 16,78 \cdot 3 - 12,9(x-3) + 35,68$$

$$T_y = 24,04 - 12,9x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 3\text{m} \quad \rightarrow \quad -14,66 \text{ KN} \\ x = 4,35\text{m} \quad \rightarrow \quad -32,07 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_z - R_A \cdot x + 16,78 \cdot 3 \cdot \left(x - \frac{3}{2}\right) + 12,9 \cdot (x-3) \cdot \left(\frac{x-3}{2}\right)$$

$$M_z = -6,45 x^2 + 24,04x + 17,46$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 3\text{m} \quad \rightarrow \quad 31,53 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ x = 4,35 \text{ m} \quad \rightarrow \quad 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

• **Calcul du moment maximal Max :**

$$T_y = -12,9x + 24,04 \quad \rightarrow \quad T_y = 0 \quad \rightarrow \quad -12,9x + 24,04 = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{-24,04}{-12,9} \quad \rightarrow$$

$$x = 1,89 \text{ m}$$

La distance correspondante à l'effort tranchant nul est : $x = 1,89\text{m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Donc : $M_{\max}(1,89) = 39,86 \text{ KN.m}$

Les moments corrigés à l'ELU :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} aux niveaux des Appuis et en travée.

Aux appuis : $-0,3 \cdot 39,86 = -11,96 \text{ KN.m}$

En travée : $-0,85 \cdot 39,86 = 33,88 \text{ KN.m}$

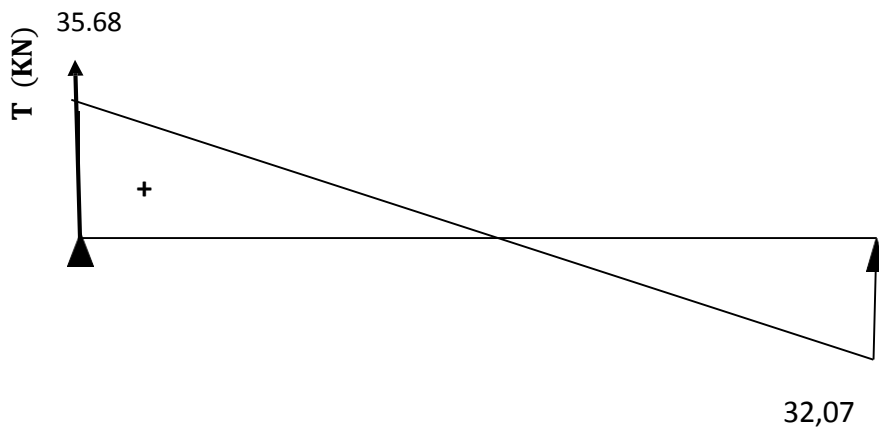


Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

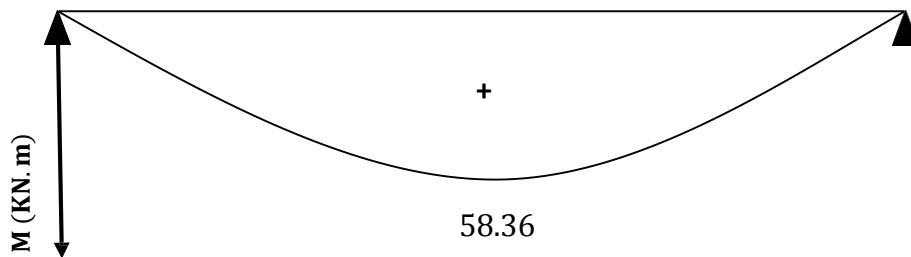


Figure III.24 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

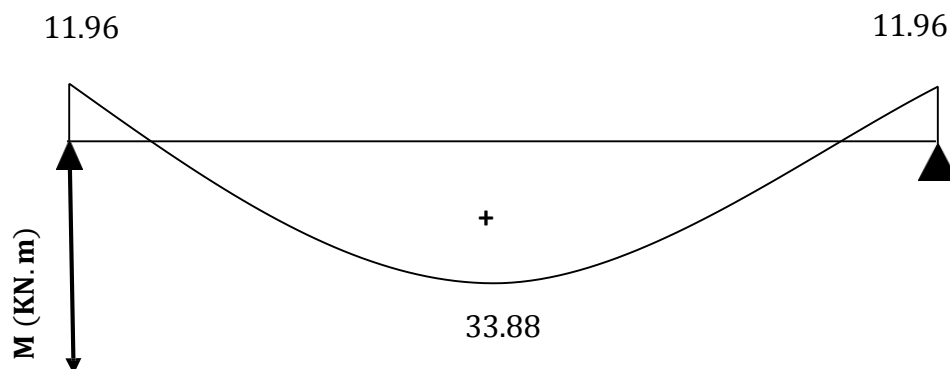


Figure III.25 : Diagramme des moments corrigés à l'ELU

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.5.1.5. Calcul des armatures :

➤ **Aux appuis :**

Le calcul se fera à la flexion simple pour une section rectangulaire

$$M_{ua} = 11,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - 2 = 20 - 2 = 18$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15}$$

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

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,96 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu = 0,372$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,026 \Rightarrow \beta_u = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,96 \times 10^6}{0,987 \times 180 \times 434,782} = 193,4 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 1,55 \text{ cm}^2$$

Soit : Adoptée = **4 HA 10** = 3.14 cm². Avec un espacement : St = 25 cm

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \text{ Soit :}$$

$$A_r = \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement : St = 25 cm}$$

➤ **En travée :**

$$M_{ut} = 33,88 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{33,88 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14,2} = 0,07 < \mu = 0,372$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Asc = 0 cm²)

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\mu_t = 0,07 \Rightarrow \beta_u = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{33,88 \times 10^6}{0,987 \times 180 \times 434,782} = 438,61 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 5,61 \text{ cm}^2$$

Soit : Adoptée = **4 HA 14** = 6,16 cm². Avec un espacement : St = 25 cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$A_r = \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : St = 25 cm

III.5.1.5.1. Vérifications à l'ELU :

a- Condition de non fragilité (BAEL91. Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{500} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Armatures principales : $A_{rt} = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,74 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures principales : $A_{ra} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,74 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

b- Espacement des barres (BAEL 91/ 99 Art A.8.2.42) :

➤ **Armatures principales :**

$$S_{t\max} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 18 ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Aux appuis : St = 25cm < 33cm (Condition vérifiée)

En travée : St = 25cm < 33cm (condition vérifiée)

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_{t\max} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 18 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Aux appuis : St = 25cm < 45cm (Condition vérifiée)

En travée : St = 25cm < 45cm (Condition vérifiée)

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

c- Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL99 Art A.51, 211) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{35,68 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,2 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{2 \times 25}{1,5}; 5 \text{MPa}\right) = \min(3,33 \text{MPa}; 5 \text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Pas de risque de cisaillement. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d- Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.1.3) :

$$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{KN}$$

$$35,68 \text{KN} \leq 1080 \text{KN} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

e- Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.61.3) :

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (barre de haute adhérence)}$$

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

- En travée

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 14 = 175,9 \text{ mm}$$

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

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{35,68 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 175,9} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

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

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,66 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{35,68 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 125,66} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

f- Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A.1.6.221):

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 2,84} = 44,01 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 45 \text{ cm}$

Le BAEL propose d'adopter le crochet normal à 180° (A.6.1,253) de longueur d'encombrement de l'ancrage $l_a = 0,4 \times l_s$ pour des aciers HA.

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

Donc on prend : $L_a = 18 \text{ cm.}$

III.5.1.6. Calcul à l'ELS

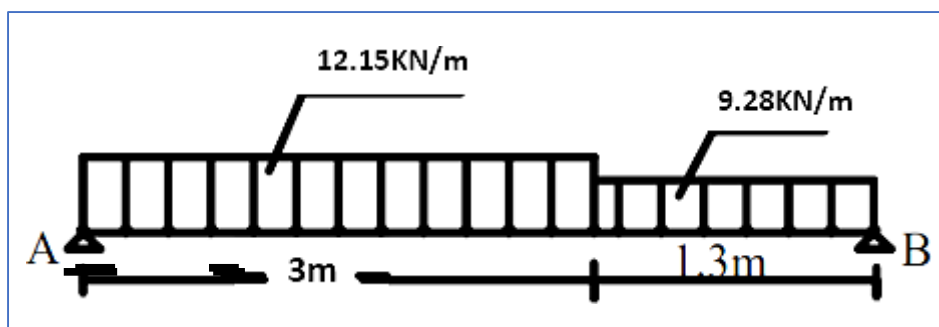


Figure III.26 : schéma statique du chargement à l'ELS

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F/Y=0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B - 12,15 \times 3 - 9,28 \times 1,3 = 0$$

$$\rightarrow \quad R_A + R_B = 48,97 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \quad \rightarrow \quad -R_A \times 4,35 + (12,15 \times 3 \times (\frac{3}{2} + 1,35)) + 9,28 \times 1,35 \times \frac{1,35}{2}$$

$$\rightarrow \quad R_A = \frac{-112,}{-4,35} = 25,82 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \quad \rightarrow \quad -R_B \times 4,35 + (9,28 \times 1,35 \times (\frac{1,35}{2} + 3)) + 12,15 \times 3 \times \frac{3}{2}$$

$$\rightarrow \quad R_B = \frac{-100,72}{-4,35} = 23,15 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 48,978 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad 25,82 + 23,15 = 48,97 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Calcul Vérifié}$$

Finalemment :

$$R_A = 25,82 \text{ KN}$$

$$R_B = 23,15 \text{ KN}$$

III.5.1.6.1. Calcul des efforts internes :

➤ Calcul des efforts tranchants :

- **Tronçon 1** : $0 \leq x \leq 3\text{m}$

$$T_y = R_A - 12,15 x$$

$$x = 0\text{m} \quad : \quad 25,82 \text{ KN}$$

$$x = 3\text{m} \quad : \quad -10,63 \text{ KN}$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$M_z + 12,15 \cdot x \cdot \frac{x}{2} - R_a \cdot x$$

$$M_z = - 12,15 \cdot \frac{x^2}{2} + 25,82 \cdot x$$

$$x = 0\text{m} \quad : \quad 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$x = 3\text{m} \quad : \quad 22,79 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Tançons 2** : $3\text{m} \leq x \leq 4,35\text{m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$-T_y + R_A - 12,15 \cdot 3 - 9,28(x-3)$$

$$T_y = -9,28x + 17,21$$

$$x = 3\text{m} \quad : \quad -10,63 \text{ KN}$$

$$x = 4,35\text{m} \quad : \quad -23,16 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_z - R_A \cdot x + 12,15 \cdot 3 \cdot \left(x - \frac{3}{2}\right) + 9,28 \cdot (x-3) \left(\frac{x-3}{2}\right)$$

$$M_z = -4,64 x^2 + 17,21x + 12,92$$

$$x = 3\text{m} \quad : \quad 22,79 \text{ kN.m}$$

$$x = 4,35 \text{ m} \quad : \quad 0 \text{ KN.m}$$

• **Calcul du moment maximal Max :**

$$T_y = -9,28x + 17,21 \rightarrow T_y = 0 \rightarrow -9,28x + 17,21 = 0 \rightarrow x = \frac{-17,21}{-9,28}$$

$$x = 1,85 \text{ m}$$

La distance correspondante à l'effort tranchant nul est : $x = 1,89\text{m}$

Donc :

$$M_{\max}(1,85) = 28,9 \text{ KN.m}$$

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} aux niveaux des Appuis et en travée.

$$\text{Aux appuis : } -0,3 \cdot 28,9 = -8,67 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } -0,85 \cdot 28,9 = 24,6 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des efforts interne

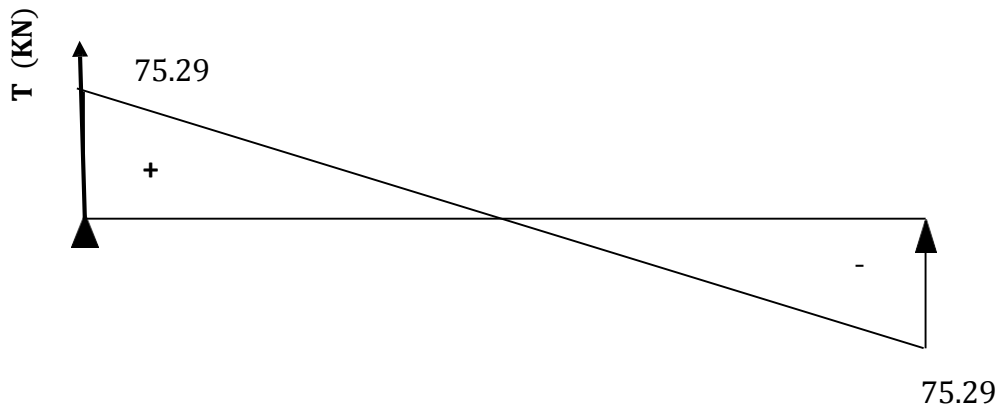


Figure III .27 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

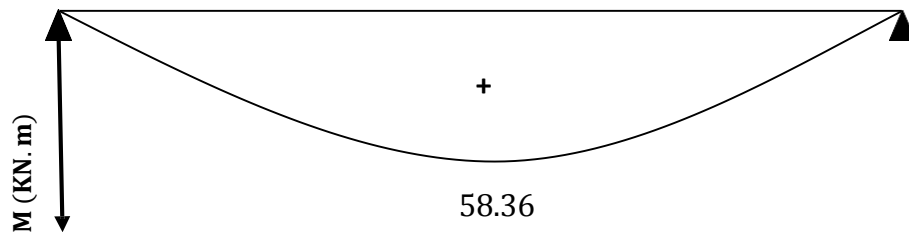


Figure III.28 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

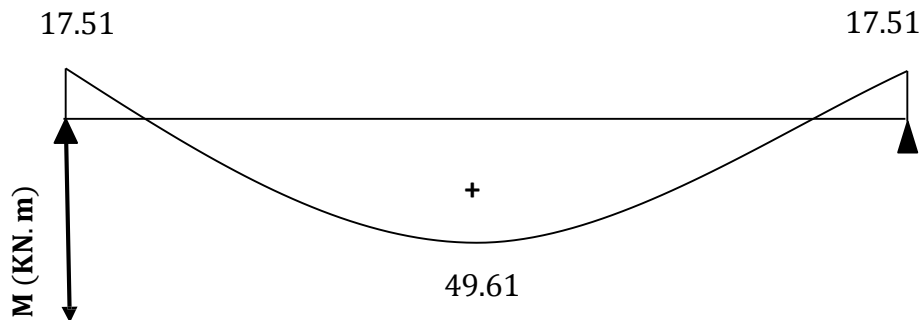


Figure III.29 : Diagramme des moments corrigés à l'ELS

III.5.1.6.2. Vérification à l'ELS

a- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

- L'état limite d'ouverture des fissurations (BAEL91/révisé 99 /A.4.5, 32) [2] :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ;
Alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

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

- En travée ($M_t = 24,6 \text{ KN.m}$) :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 6,16}{100 \times 18} = 0.342$$

$$\rho_1 = 0,342 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.909 \quad \rightarrow \quad K_1 = 39,95$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{24,6 \times 10^3}{0.916 \times 0.16 \times 6,16} = 244,07 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{244,07}{39,95} = 6,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

- Aux appuis

$M_a = -8,67 \text{ KN.m}$):

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\rho_1 = 0,174 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.932 \quad \rightarrow \quad K_1 = 58,53$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{8,67 \times 10^3}{0.932 \times 0.18 \times 3,14} = 164,59 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{164,59}{58,53} = 2,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,81 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Art.B.6.3) :

La fissuration est peu préjudiciable car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment, donc aucune vérification à effectuer.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

c- Vérification de la flèche (BAEL99 Art.B.6.5 ,1) :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10.M_0}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{20}{408} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{(Condition non vérifiée)}$$

La première vérification elle n'est pas vérifiée donc on calcule la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{s\max}^4}{EVI} < f = \frac{l}{500} = \frac{408}{500} = 0,82 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = \max (q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}})$$

$$\text{Alors : } q_{\max} = 12,15 \text{ KN/ml}$$

$$L = 408 \text{ cm}$$

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

I : moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} \quad V_2 = h - V_1$$

$S_{/xx}$: Moment statique

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,16 \times 18$$

$$S_{/xx} = 21663,2 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 20) + (15 \times 6,16) = 2092,4 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$V1 = \frac{21663,2}{2092,4} = 10,35\text{cm}$$

$$V2 = 20 - 10,35 = 9,65\text{cm}$$

$$I_{fv} = \frac{100}{3}(10,35^3 + 9,65^3) + 15 \times 6,1 \times (9,65 - 2)^2 = 72266,48\text{cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{12,15 \times (4,08^4)}{10818,865 \times 10^3 \times 72266,48 \times 10^{-8}} = 0,006\text{cm}$$

$$f = \frac{408}{500} = 0,816\text{cm} \rightarrow f = 0,06\text{cm} < f = 0,816\text{cm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

Conclusion :

Aux appuis : Ast= 4HA10 St= 25 cm

Armature de répartition Ar = **4HA8** Avec un espacement : St= 25 cm

En travée : Ast= 4HA14 St= 25 cm

Armature de répartition Ar = **4HA8** Avec un espacement : St= 25 cm

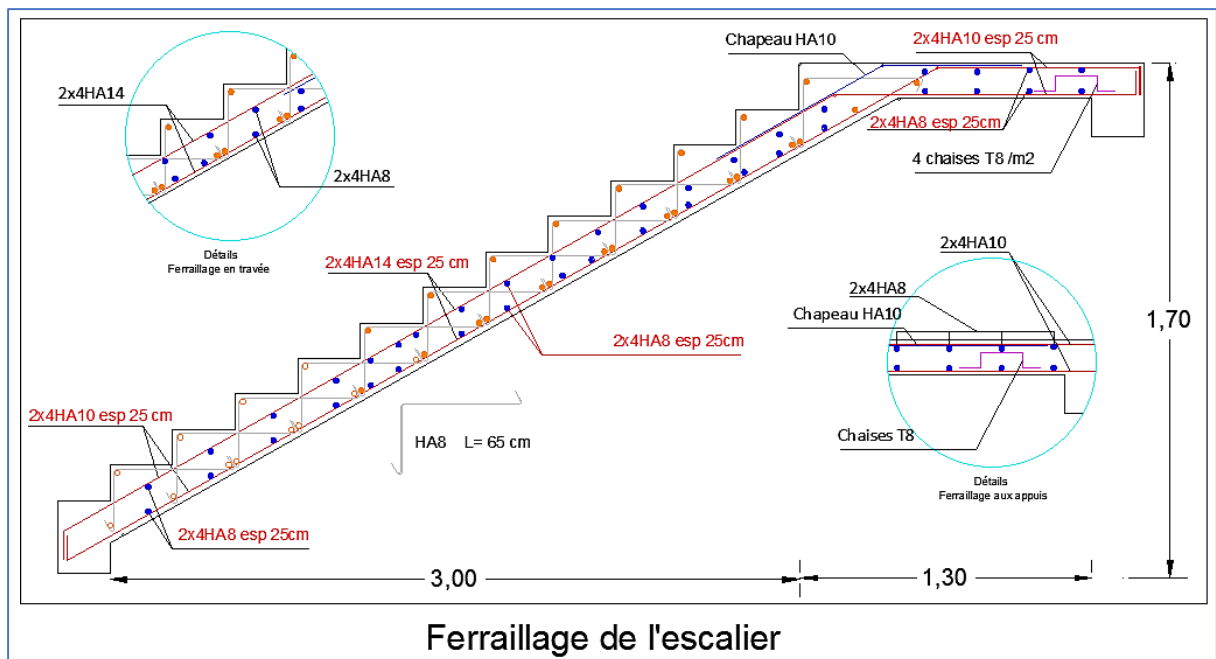


Figure III.30 : Ferrailage de l'escalier

III.6. Calcul de la poutre palière

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ($b \times h$). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux, sa portée est de 3m et le calcul se fera en flexion simple.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.6.1. Prédimensionnement de la poutre palière

Le prédimensionnement de la poutre palière nous a donné :

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

$$b = 25 \text{ cm}$$

III.6.2. Calcul des charges et surcharge revenant à la poutre palière

- Poids propre de la poutre

$$G = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.87 \text{ kN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation

$$Q = 2.5 \text{ KN /ml}$$

- L'effort tranchant à l'appui A

$$\text{ELU : } T_u = R_A = 35,68 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } T_s = R_a = 25,82 \text{ kN/ml}$$

Combinaison de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 1.87) + 35,68 = 38.20 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + T_u = 1.87 + 25.82 = 27.69 \text{ kN/ml}$$

III.6.3. Calcul des efforts internes à l'ELU

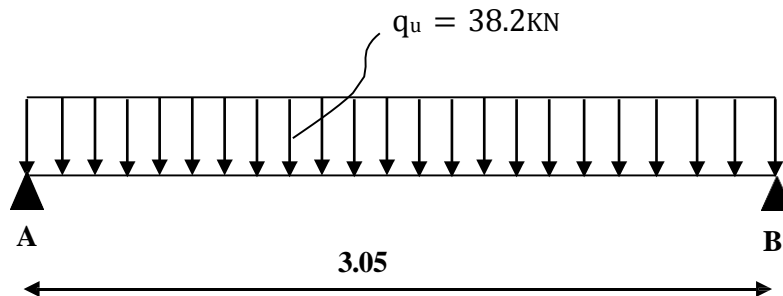


Figure III.31 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

- Réaction d'appuis

$$R_A = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$R_A = \frac{38.2 \times 3.05}{2} = 58.26 \text{ KN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$R_A = R_B = 58.26 \text{ KN}$$

- Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{38.2 \times 3.05^2}{8} = 44.42 \text{ KN.m}$$

- Moment corrigé (pour tenir du semi encastrement)

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 44.42 = 37.76 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 44.42 = -13.33 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_{max} = 58.26 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne

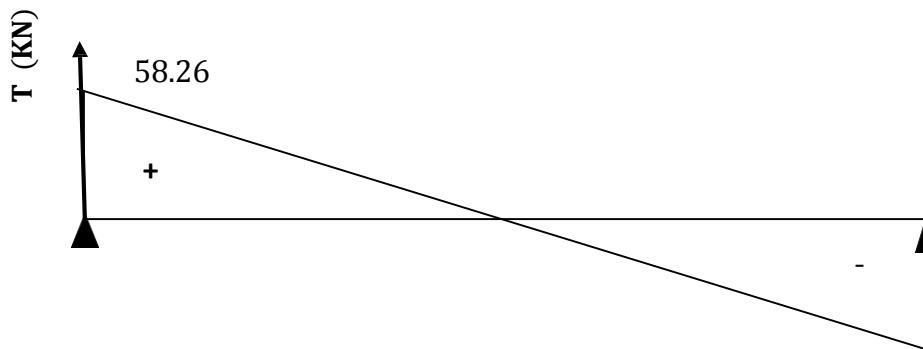


Figure III.32 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU 58.26

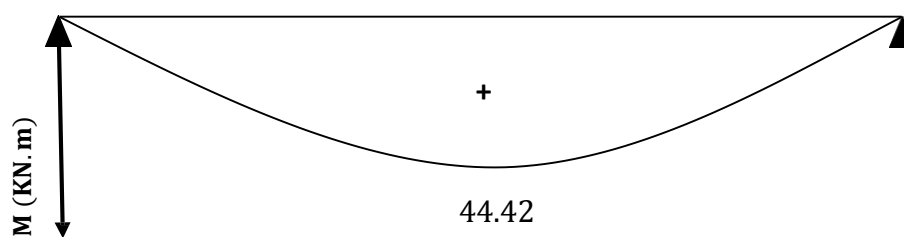


Figure III.33 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

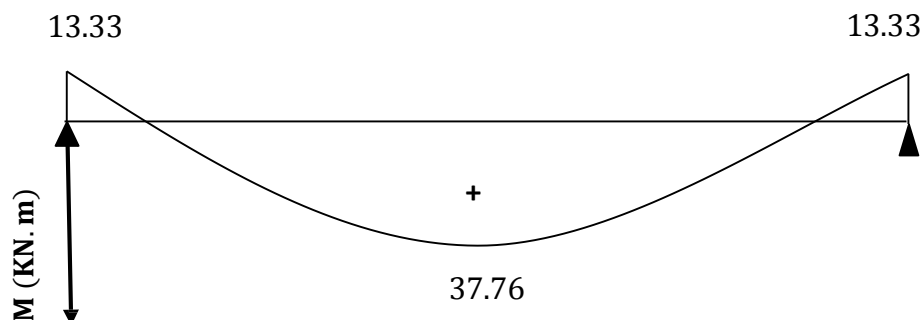


Figure III.34 : Diagramme des moments corrigés à l'ELU

III.6.4. Ferrailage à l'ELU

➤ **En travée :** $\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}}$

Avec: $M_t = 37.76 \text{ KN.m}$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

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

$$\mu = \frac{37.76 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.136$$

$$\mu = 0.136 < \mu_l = 0.372 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.136 \rightarrow \beta = 0.927$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{37.76 \times 10^3}{0.927 \times 28 \times 434.78} = 3.35 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :** $\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}}$

Avec: $M_a = 13.33 \text{ KN.m}$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{13.33 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.048$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$\mu = 0.048 < \mu_l = 0.372 \rightarrow$ La section est simplement armée.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{13.33 \times 10^3}{0.975 \times 28 \times 434.78} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

III.6.5. Vérification a l'ELU

III.6.5.1. Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

$A_{calcule} \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{500} = 0.68 \text{ cm}^2$$

❖ En travée

$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.68 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ Aux appuis

$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.68 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

III.6.5.2. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Avec : T_{max} : effort tranchant ($T_{max} = 58.26 \text{ KN}$).

$$\tau_u = \frac{58.26 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{w28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

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

$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.6.5.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99)

$$\frac{2T_{max}}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{w28}}{\gamma_b}$$

Avec : T_{max} : Effort tranchant.

$$\frac{2 \times 58.26 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 280} = 1.85 \text{ MPa} \leq 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.5.4. 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

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 12 = 113.09 \text{ mm,}$$

n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{58.26 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.09} = 2.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

III.6.5.5. Calcul des armatures transversal

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 transversal.
- ϕ_l : diamètre des armatures longitudinal.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1; \frac{25}{10} \right\} = \min \{0.85; 1; 2.5\} = 0.85 \text{ cm}$$

Soit : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de HA8

III.6.5.6. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23. BAEL91/modifiée 99)

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

D'où :

$$L_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 2.84} = 44.01 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 35.21 = 17.6 \text{ cm}$$

On prend : $L_c = 18 \text{ cm}$

III.6.6. Calcul a l'ELS

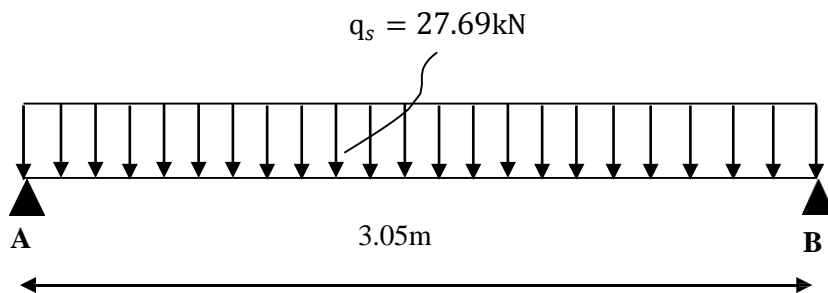


Figure III.35 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS

- Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{27.69 \times 3.05}{2} = 42.23 \text{ KN}$$

- Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{27.69 \times 3.05^2}{8} = 32.2 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Moment corrigé

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 32.2 = 27.37 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 32.2 = -9.66 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_{max} = 42.23 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne

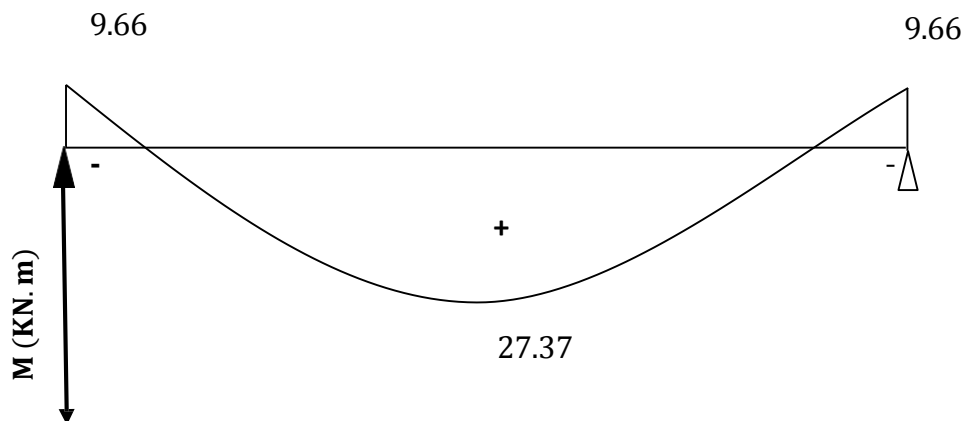
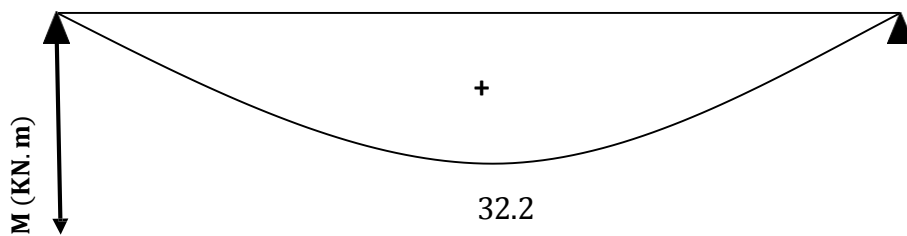
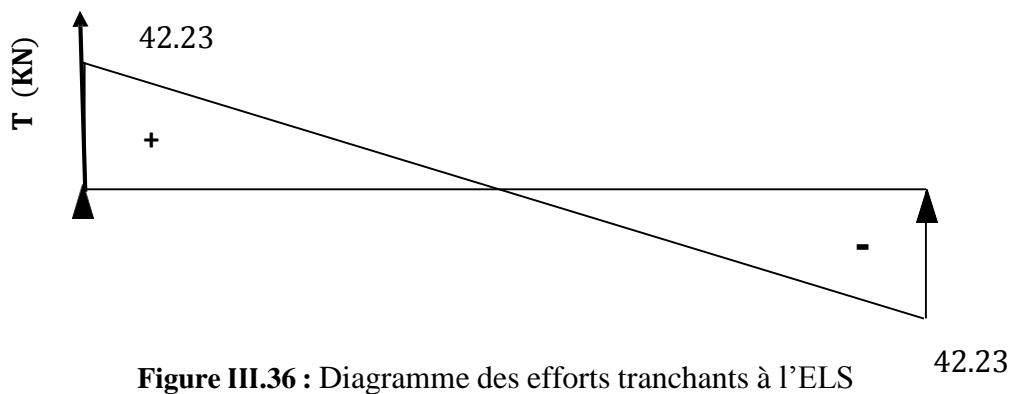


Figure III.38 : Diagramme des moments corrigés à l'ELS.

III.6.7. Vérification a l'ELS

III.6.7.1. 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.

III.6.7.1. Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/modifiée 99)

❖ En travée

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Avec} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.66$$

$$\text{Pour: } \rho = 0.66 \rightarrow K = 27.02 ; \beta = 0.881$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{27.37 \times 10^3}{0.881 \times 28 \times 4.62} = 240.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{240.16}{27.02} = 8.89 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = 8.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Aux appuis

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Avec{

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 28} = 0.337$$

$$\text{Pour: } \rho = 0.34 \rightarrow K = 39.95 ; \beta = 0.909$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{9.66 \times 10^3}{0.909 \times 28 \times 2.36} = 160.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{160.82}{39.95} = 4.02 \text{ MPa}$$

$$\{ \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.7.3. Vérification de la flèche (Art B.6.5,1 BAEL91 modifiée 99)

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

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

- h : hauteur totale. (h = 30 cm)
- l : portée entre nue d'appuis. (l = 305 cm)
- M_t : moment max en travée.
- M_0 : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section des armatures.
- b : largeur de la poutre.
- d : hauteur utile de la section droite.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{305} = 0.098 > \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{30}{305} = 0.1 > \frac{27.37}{10 \times 32.2} = 0.085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066 < \frac{4.2}{500} = 0.008 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion

Le ferrailage retenu pour la poutre palière est le suivant :

- En travée : $A_t = 3HA14 = 4.52 \text{ cm}^2$
- Aux appuis : $A_a = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

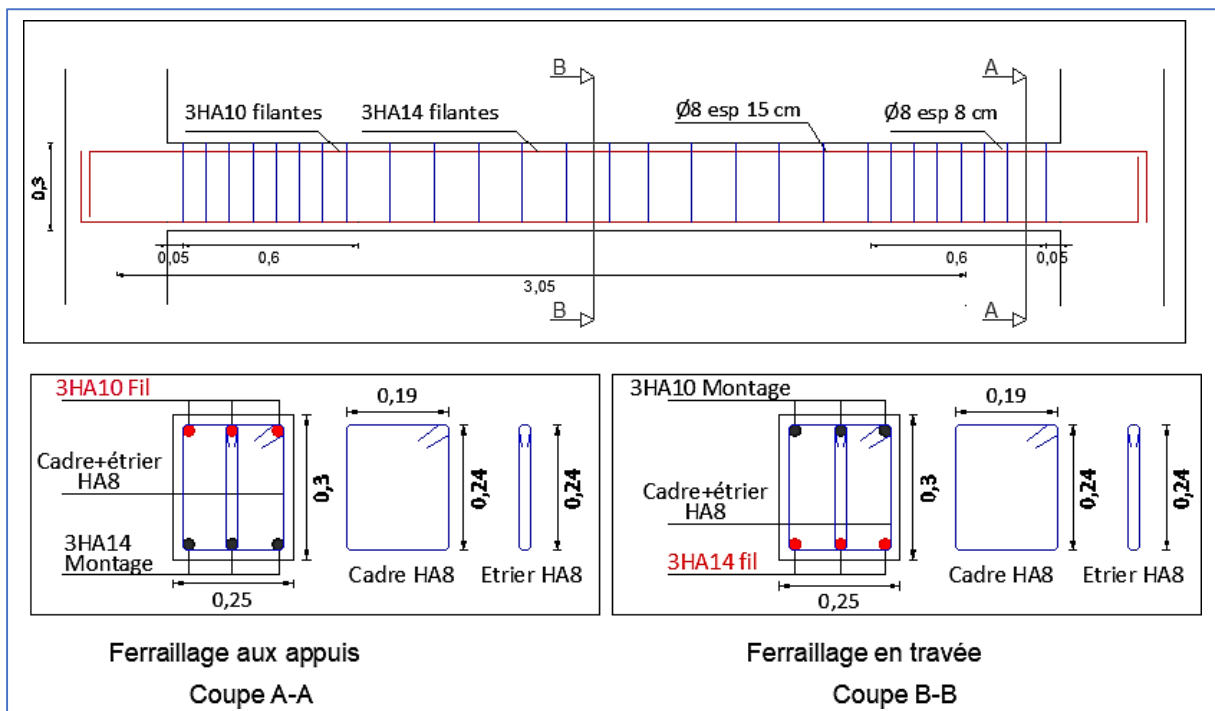


Figure III.39 : Ferraillage de la poutre palière

Chapitre IV
Modélisation ETABS

IV. 1. Généralités sur le logiciel

➤ Définition

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur a choisi.

ETABS a été élaboré aux USA par la compagnie "computers and structures Inc.Berkeley, California «, sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, désigné par ETABS Nonlinear 9.6.0

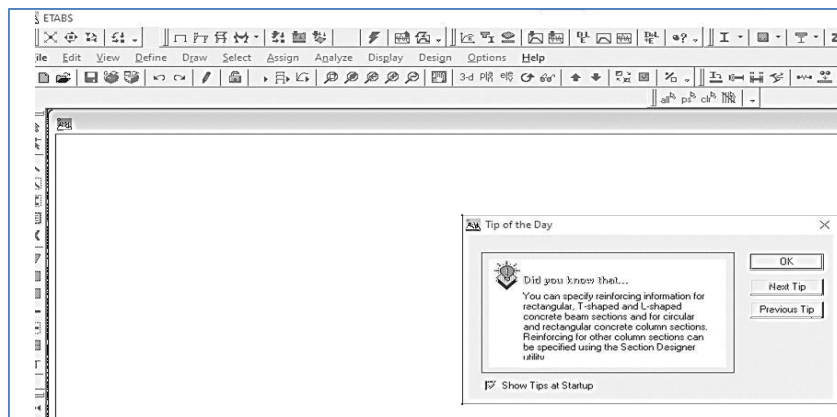


Figure IV.1: fenêtre d'accueil d'ETABS

IV. 2. Etape de modélisation

IV. 2.1. La géométrie de la structure

➤ **Choix d'unité** : On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unité de base pour les forces et les déplacements :



Figure IV.2: Choix des unités.

➤ **Création d'un nouveau modèle**

Menu « file » c'est une option qui permet de créer un nouveau fichier « new file ».

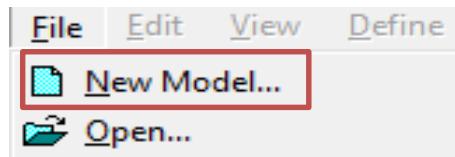


Figure IV.3 : Création d'un nouveau modèle.

L'icône ci-dessous permet de saisir les données d'un nouveau projet de structure, qu'on désigne par le terme « New Model Initialisation ».

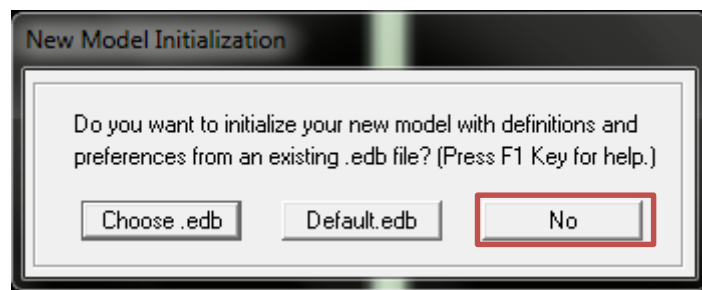

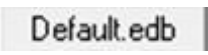
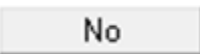


Figure IV.4 : choisir si on prend en considération les anciennes modélisations ou non

- a.  : Il permet l'obtention d'un fichier (.edb) précédant ; l'avantage ici est d'avoir les mêmes définitions des matériaux précédant et les mêmes cas de charge.
- b.  : Création d'un nouveau fichier par défaut pour saisir les données d'un nouveau modèle.
- c.  : Création d'un nouveau fichier ETABS vide avec l'extension (.edb)

➤ **Dimensionnement de la structure**

Après avoir cliqué sur la 3^{ème} case, une fenêtre sous le nom de « Building Plan Grid System and Story Data Definition » apparaît.

Cette option permet de définir :

- a) Le nombre et la hauteur des étages à l'aide de « Story Dimensions »
- ✓ « Number of story » : Le nombre de niveaux y compris le RDC.
- ✓ « Typical story height » : La hauteur des étages courants.
- ✓ « Bottom story height » : La hauteur du RDC.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options « Custom Grid Spacing » et « Edit Grid » permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

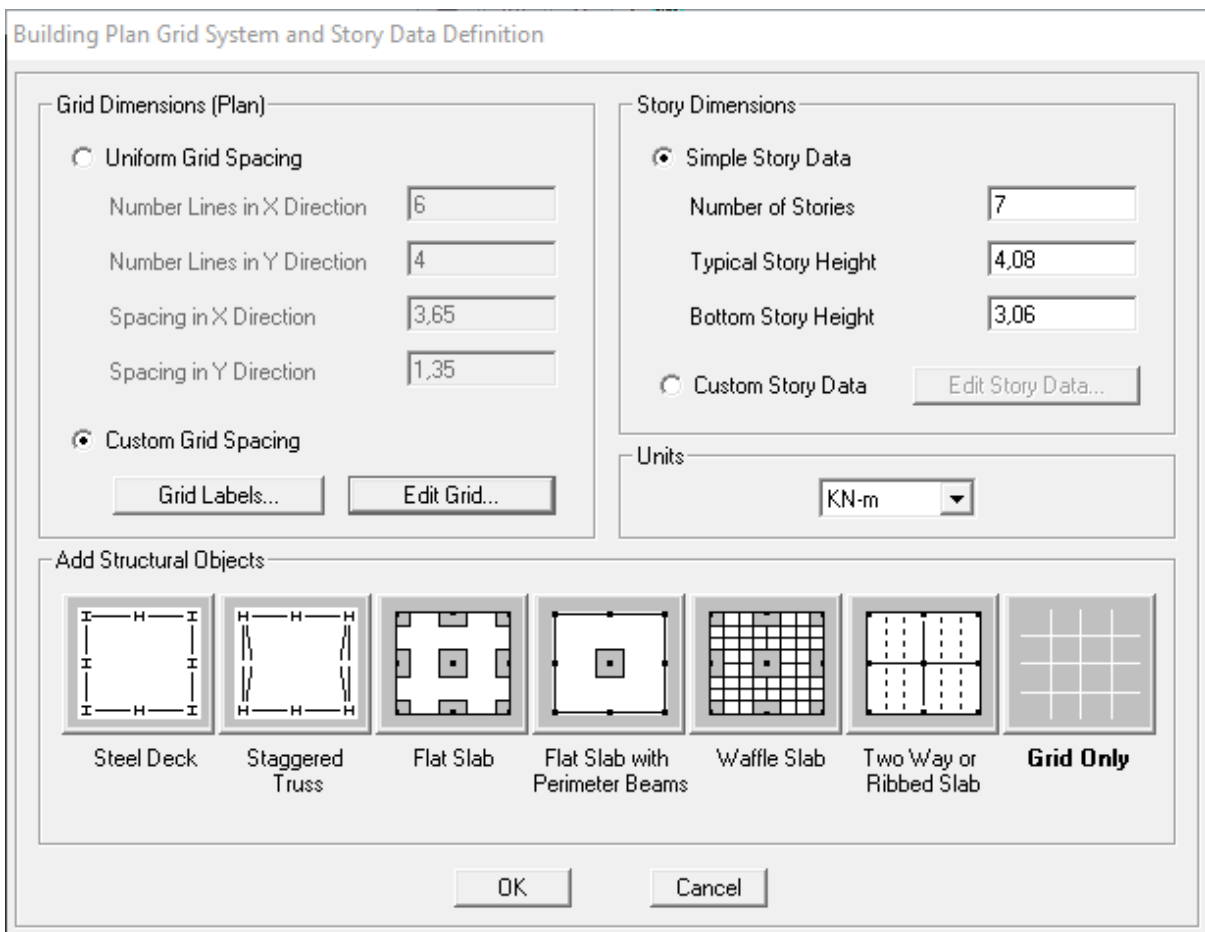


Figure IV.5 définitions d'étages sur etabs

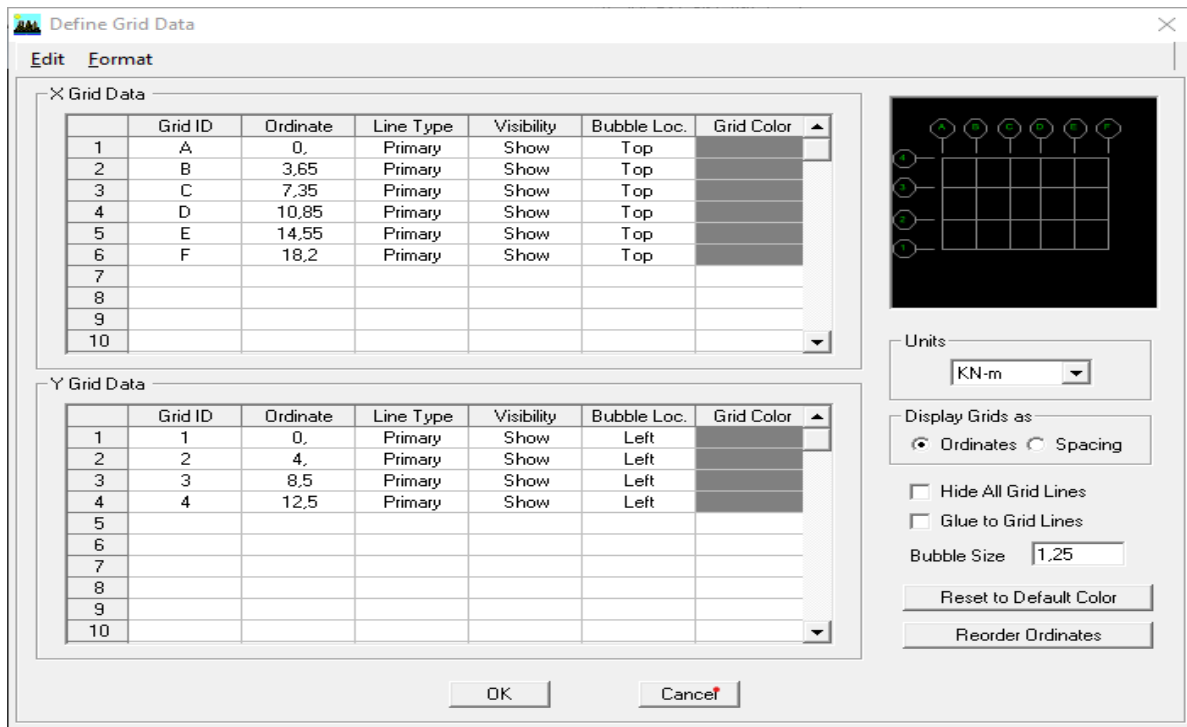


Figure IV.6 introductions de la géométrie de base

IV. 2.2. Les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments

➤ Dimensionnement de la structure :

On utilise le raccourci  pour introduire :

- ✓ La masse volumique ;
- ✓ Module d'élasticité ;
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours f_{c28} ;
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal f_e ;
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal.

Material Property Data


Material Name	BETON25	Display Color	
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design	Concrete
Analysis Property Data	Mass per unit Volume: 2,5 Weight per unit Volume: 25, Modulus of Elasticity: 32164200, Poisson's Ratio: 0,2 Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06 Shear Modulus: 13401750,	Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000, Bending Reinf. Yield Stress, fy: 500000, Shear Reinf. Yield Stress, fys: 500000, <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor:
OK		Cancel	

Figure IV.7 : Caractéristiques du béton

Material Property Data



Material Name	CC	Display Color	
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design	Concrete
Analysis Property Data	Mass per unit Volume: 0, Weight per unit Volume: 0, Modulus of Elasticity: 32164200, Poisson's Ratio: 0,2 Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06 Shear Modulus: 13401750,	Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000, Bending Reinf. Yield Stress, fy: 500000, Shear Reinf. Yield Stress, fys: 500000, <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor:
OK		Cancel	

Figure IV.8 caractéristiques du corp creux

➤ Introduction des sections

Ensuite on introduit les dimensions des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci

suivant  :

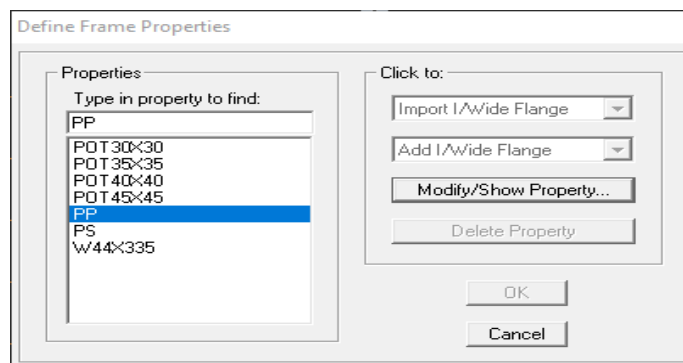
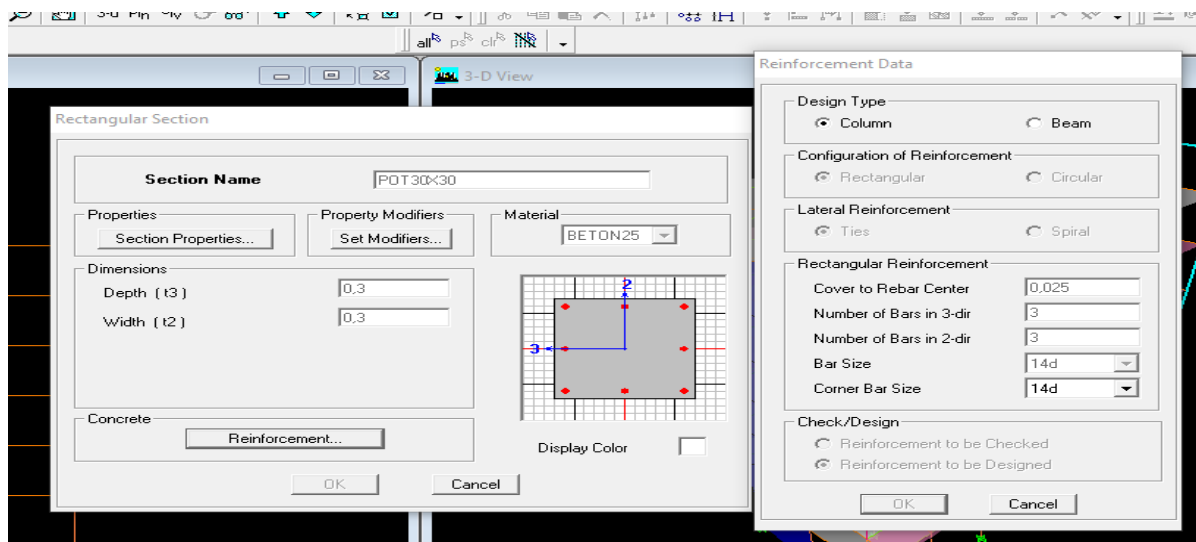
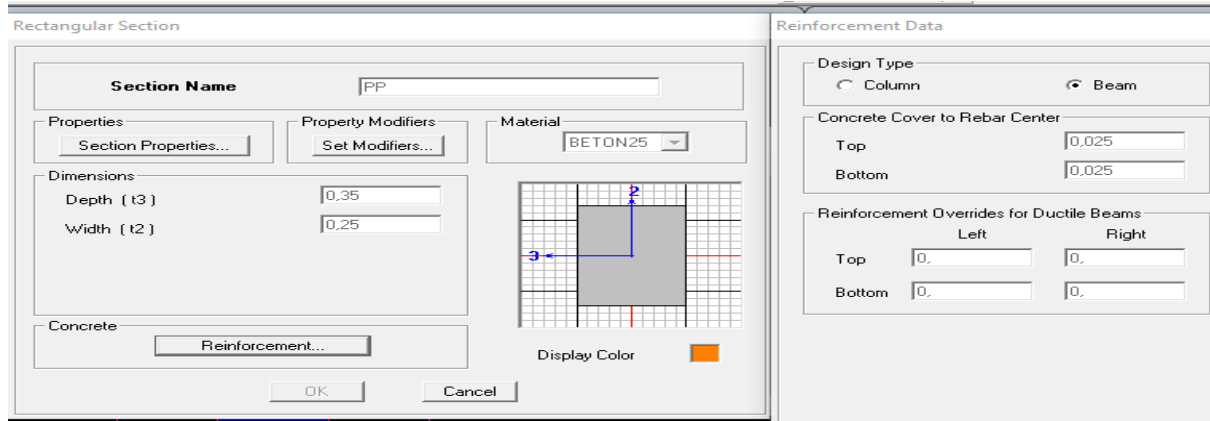


Figure IV.9 Définition des sections

➤ Introductions des caractéristiques des éléments plans

Pour introduire les planchers, dalle pleine et les voiles on utilise le raccourci 

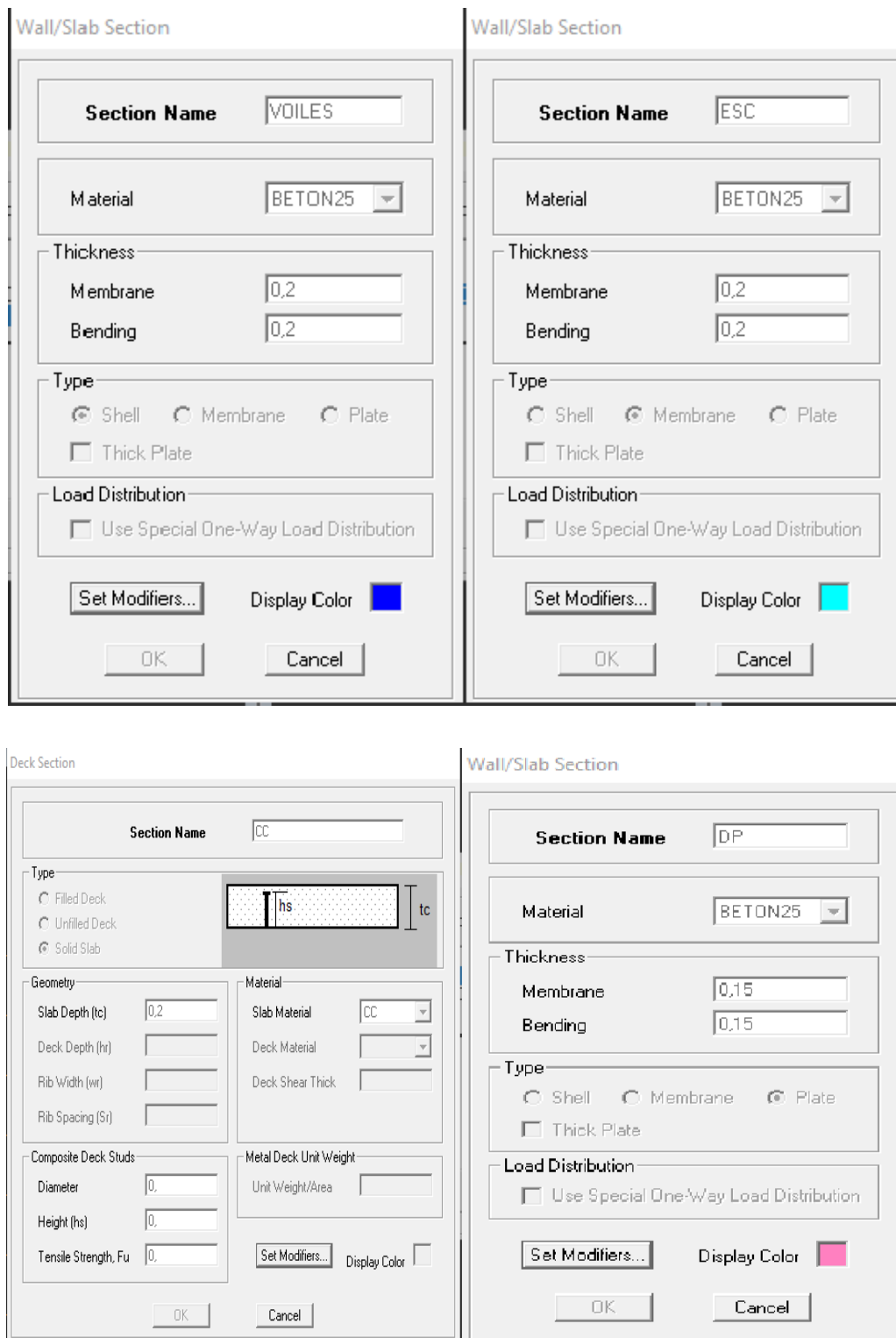






Figure IV.10 Définition des éléments plans

➤ **Affectation des sections aux différents éléments des portiques**

Pour affecter les sections présentes des différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

- Pour les poteaux on clique sur l'icone 
- Pour les poutres on clique sur l'icone 
- Pour les planches et les dalles pleines on clique sur l'icone 
- Pour les voiles on clique sur 

Enfin, on obtient la structure suivante :

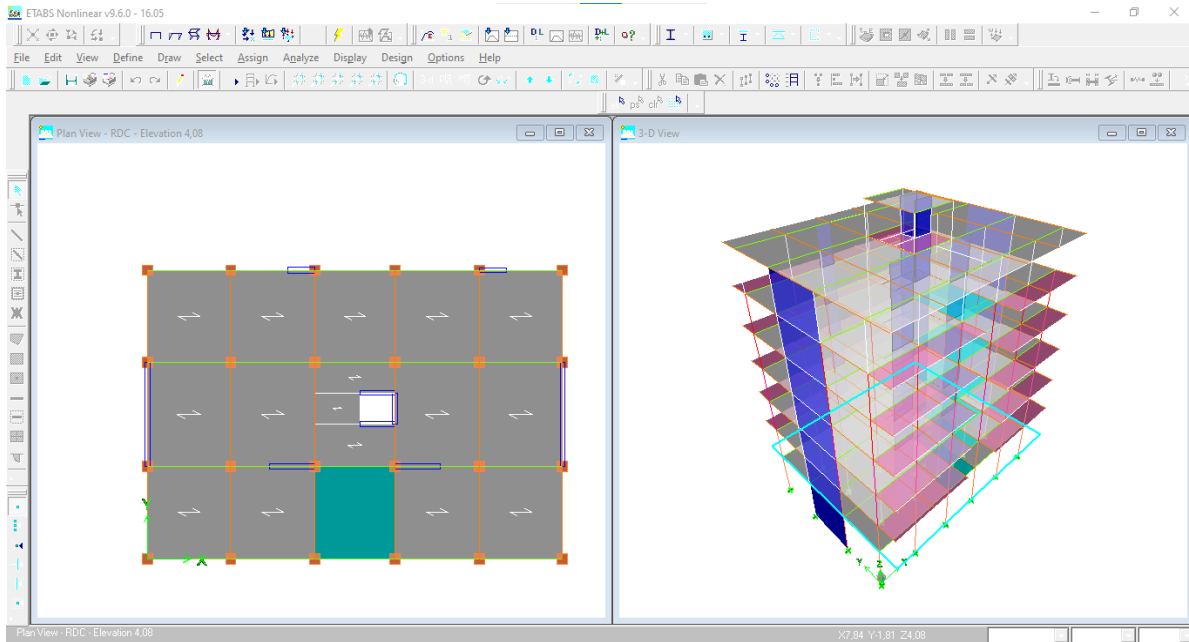


Figure IV.11.vue en plan des éléments structuraux d'un étage

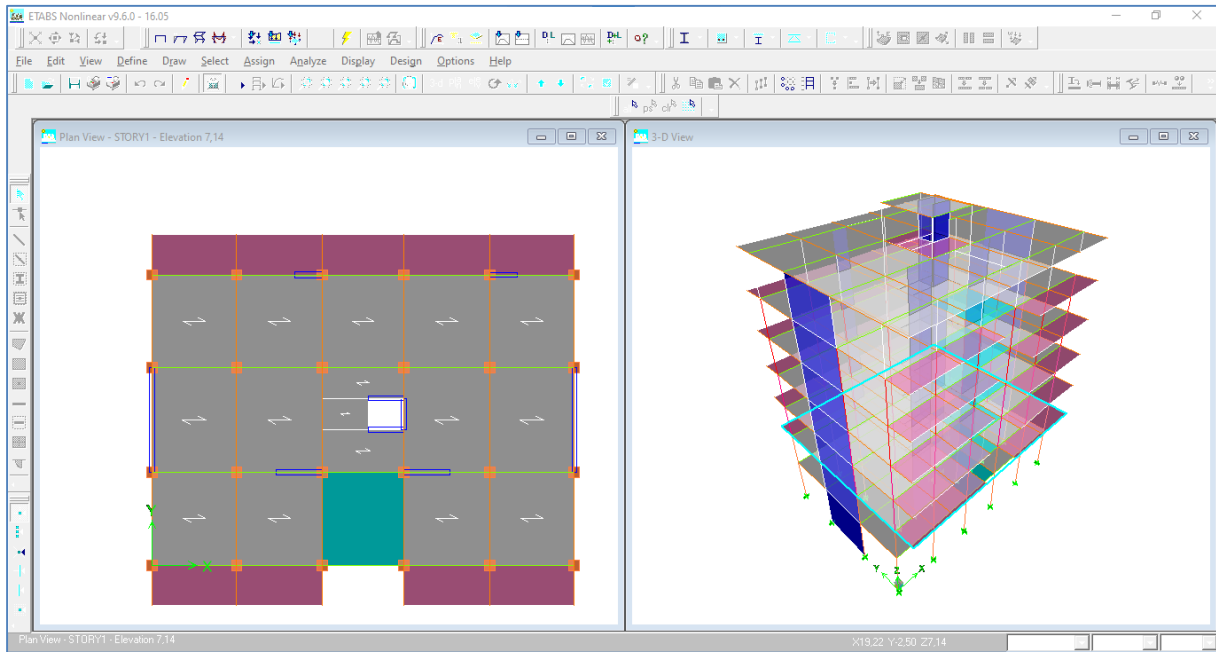



Figure IV.12. Vue en plan des éléments structuraux du RDC

➤ **Changement de supports (l'encastrement)**

Pour introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure on utilise le raccourci suivant 

Dans notre cas on a un encastrement

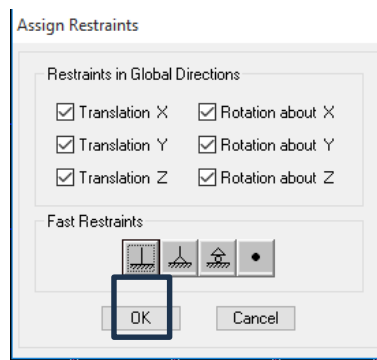



Figure IV.13. Définitions des appuis

IV. 2.3. Introductions des charges

➤ Charge statique « Static Load Cases »

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d’exploitation(Q).

Pour les définir on utilise le raccourcie 

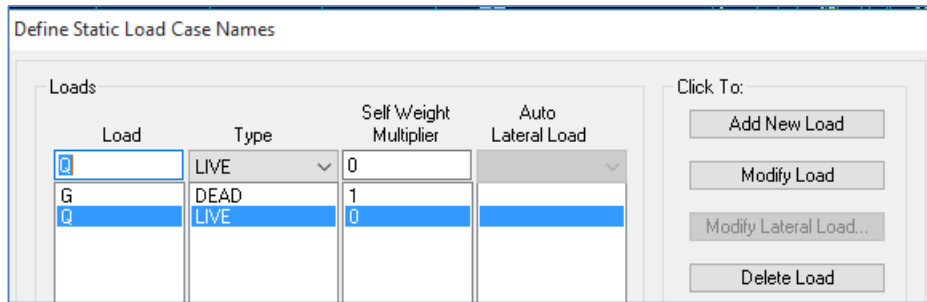


Figure IV.14. Définitions des charges statiques

➤ Charges dynamique

Pour le calcul dynamique de la structure, on passe par trois étapes

1^{ère} étape : Définition de spectre de réponse

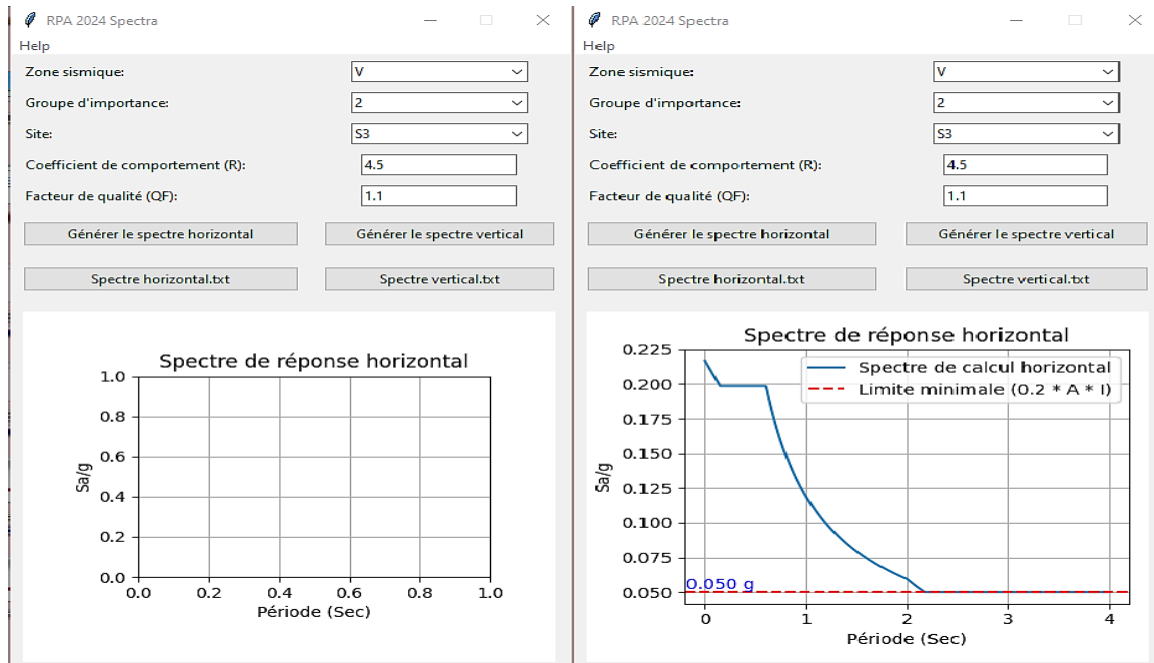


Figure IV.15: Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2024

2^{ème} étape : Introduction de spectre

Pour introduire le spectre de réponse on utilise le raccourcie 

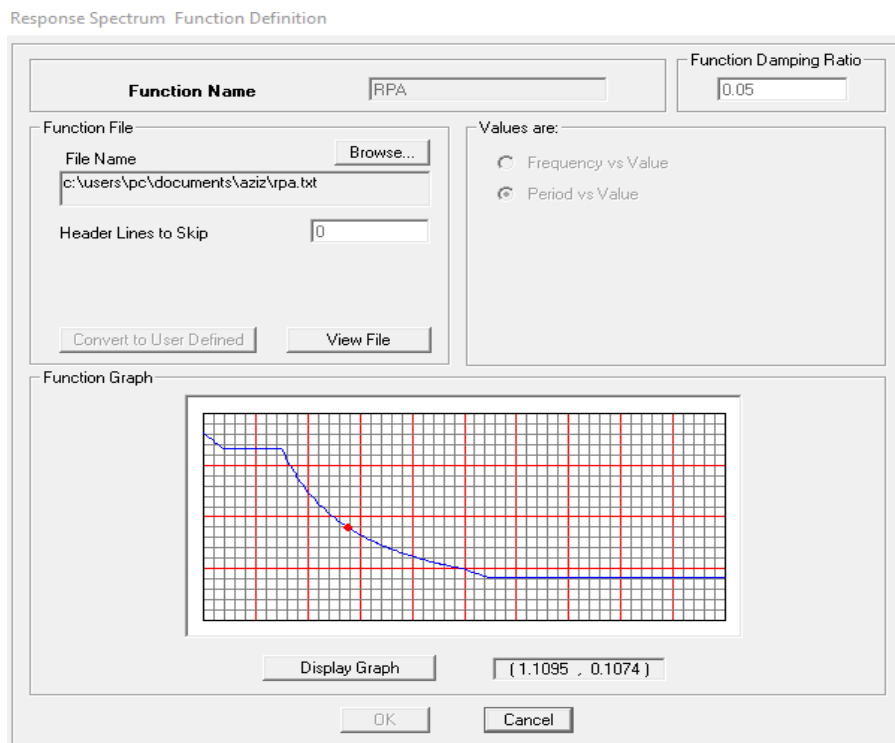
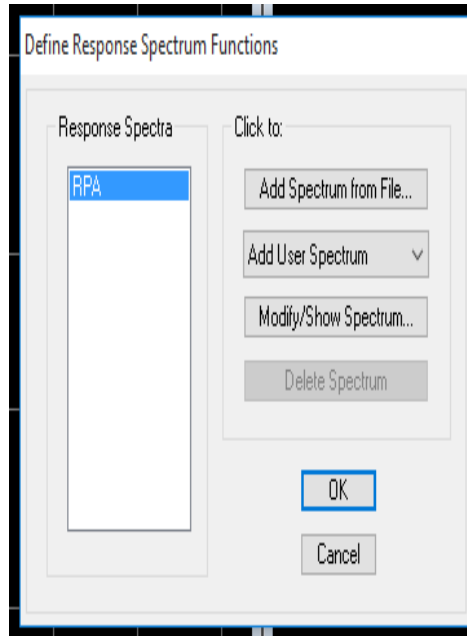



Figure IV.16. Introductions du spectre de réponses selon le RPA 2024

3^{ème} étape : définir la charge sismique

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y.

Pour l'introduire on utilise le raccourci 

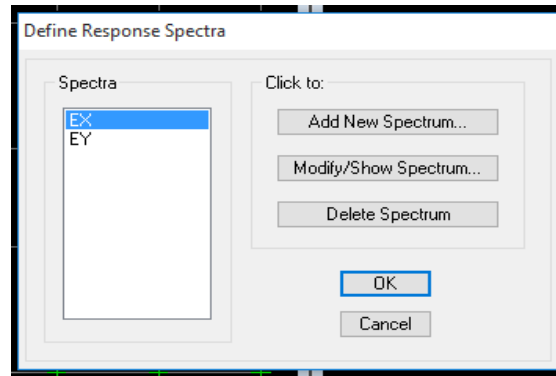


Figure IV.17: Définition des charges sismiques.

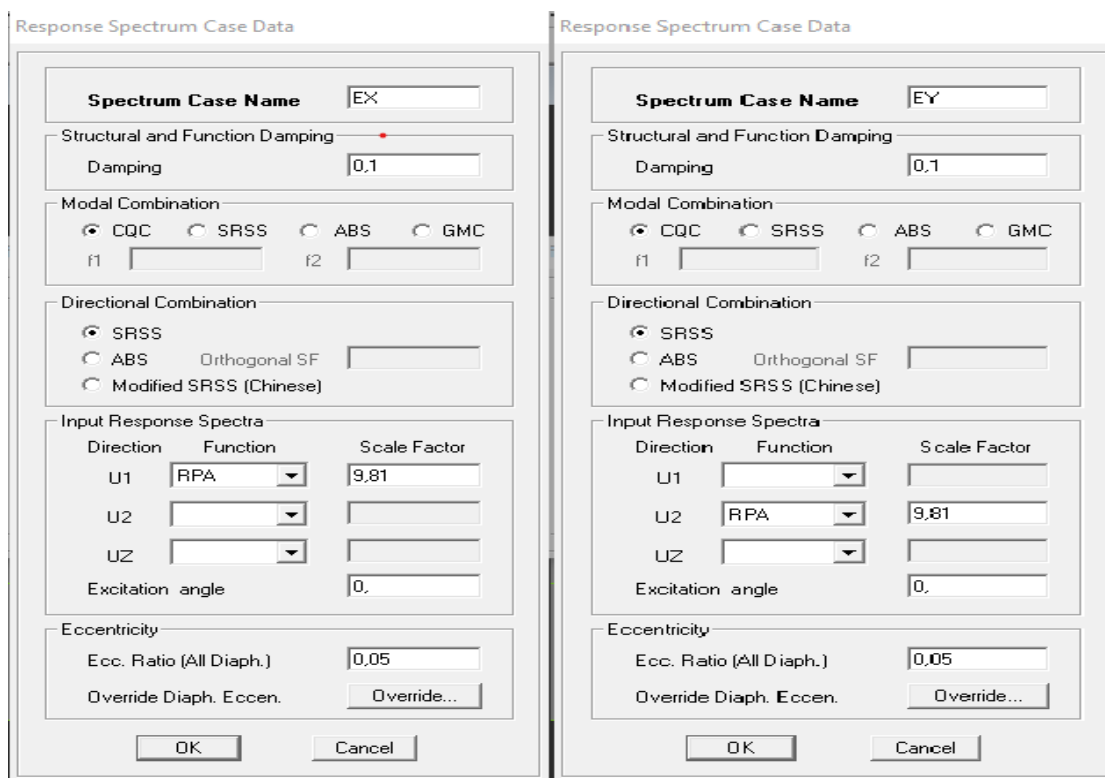


Figure IV.18 Désignation des charges sismique pour les deux directions principales

IV. 2.4. Combinaisons de charge « Load Combinations »

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- Combinaisons courantes

ELU : $1.35G+1.5Q$


ELS : $G+Q$

Poids : $G+0,3Q$

- Combinaisons accidentelles du RPA

$G+0.3Q\pm EX \pm 0.3EY$

$G+0.3Q\pm EY \pm 0.3EX$

Pour l'introduire on utilise le raccourci 

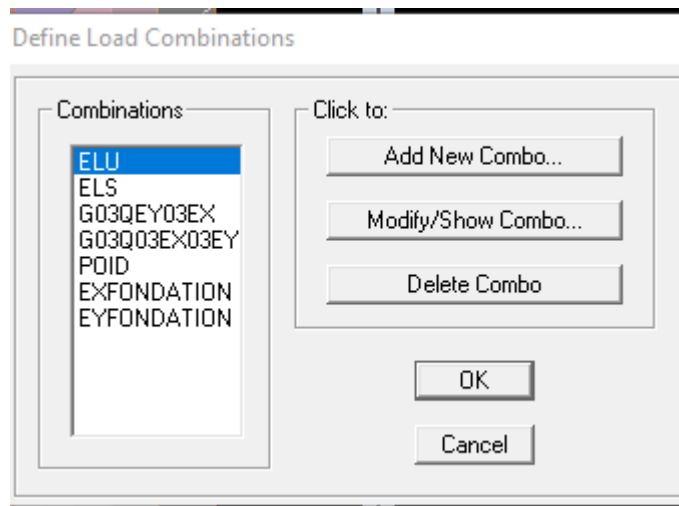



Figure IV.19. Introductions des combinaisons d'actions

IV. 2.5. Masse source

La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à

$$W = G + \beta Q$$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\Rightarrow \beta=0.3$

Pour l'introduire on utilise le raccourci 

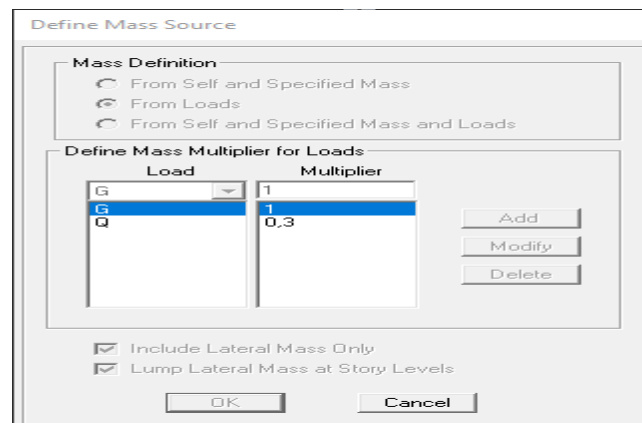


Figure IV.20. Introduction du poids propre


Introduction des Chargement des planchers à corps creux :

Plancher terrasse : $G = 5.46 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant : $G = 5.28 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$


Chargement de la dalle pleine :

- **Dalle de la salle machine :** $G = 5.33 \text{ KN/m}^2$, $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- **Balcon :** $G = 5.33 \text{ KN/m}^2$, $Q = 4.5 \text{ KN/m}^2$

Pour charger les planchers on commence dans un premier lieu par sélectionner les planchers puis cliquer sur cette icône 

IV. 2.6. Diaphragme

Les planchers sont supposés infiniment rigide, pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher

Pour l'introduire on utilise le raccourci 

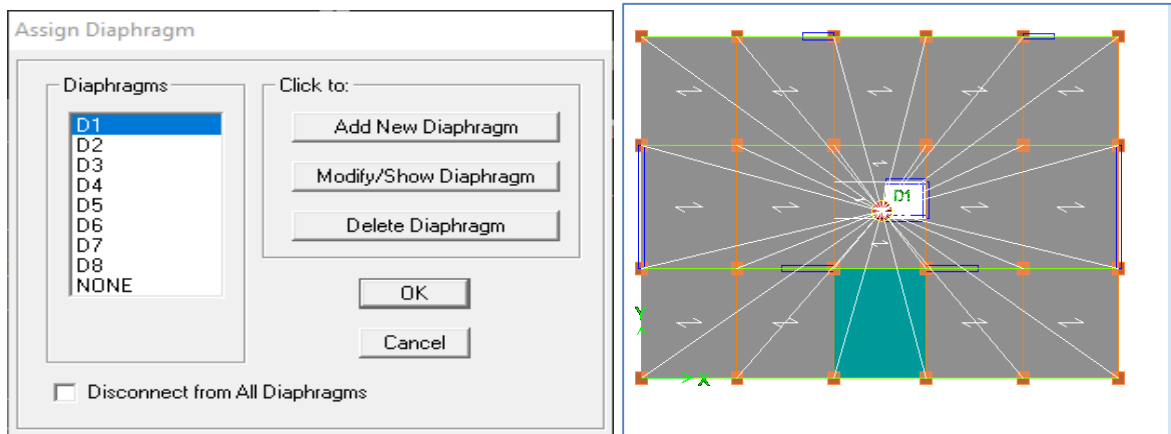


Figure IV.21. Introduction des diaphragmes

IV. 2.7. Checker et Lancer l'analyse

On va sur Analyse on sélectionne check model pour vérifier que y`a pas d'erreurs

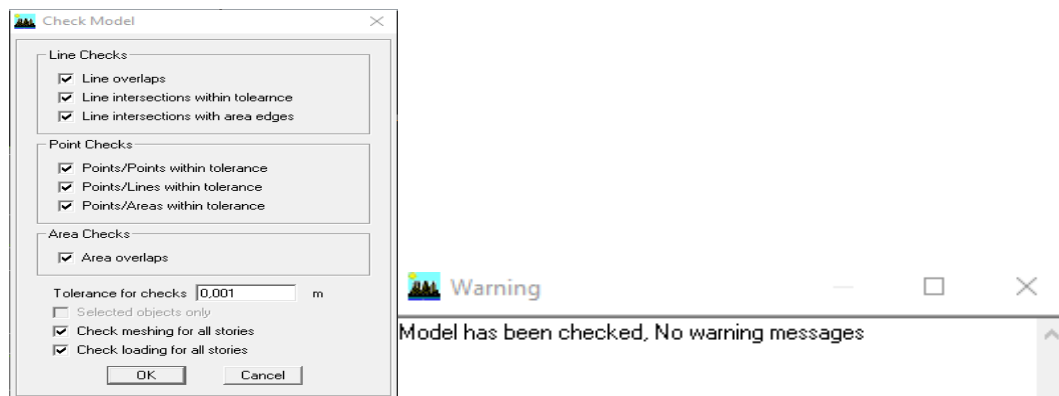


Figure IV.22 Lancer La vérifications

Pour actionner ETABS vers l'exécution des tâches d'analyse de notre modèle, on utilise le

raccourci 

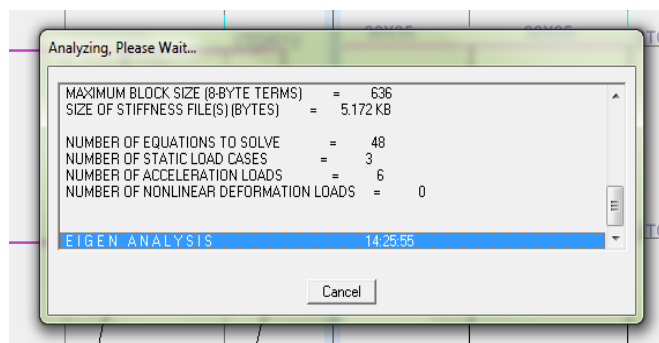




Figure IV.23 Lancer l'analyse de la structure

IV. 2.8. 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 visualiser la déformée 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 Diagrame** 

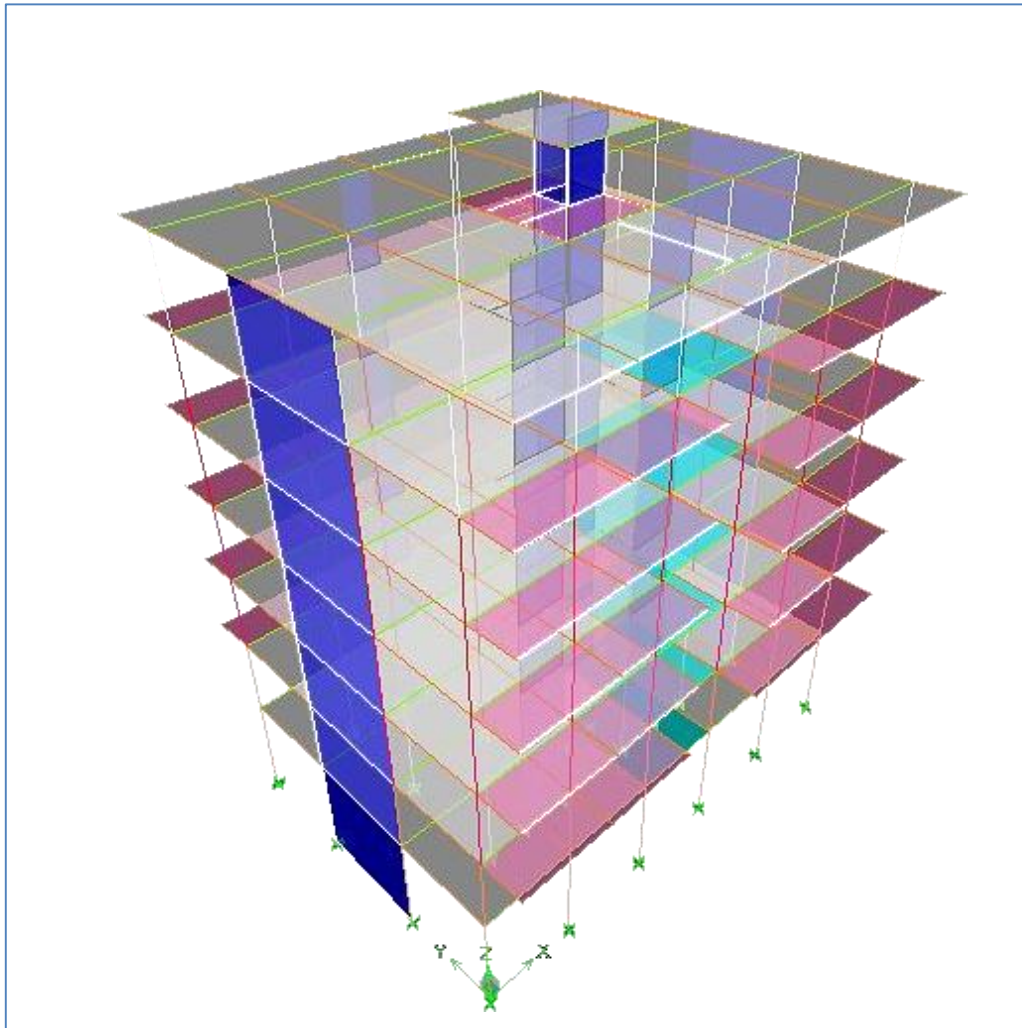


Figure IV.24 VUE en 3D de la structure

Chapitre V
Vérification des conditions
du RPA

V. Vérifications des conditions du RPA

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA version 2024 qui sont :

- Vérification de la période.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
- L'effort tranchant à la base.
- Justification vis-à-vis des déplacements
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

V.1. Vérification de la période fondamentale T (Art 4.2.4 RPA 2024)

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

- ✓ h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où : $h_N = 24.84$
- ✓ C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.3 de RPA. D'où : $C_T = 0.05$

Donc

$$T_{RPA} = 0.05(24.88)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0.6s$$

• Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = 1.3 \times 0.6 = 0.78 s$$

$$T_{maj} = 0.78$$

A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le T analytique :

➤ **Display** → **Show Tables** → **Modal Information** → **Building Modal Information**
 → **Modal Participating Mass Ratios** → **OK**.

Tableau V.1. Resultat de la période donnée par Etabs

Modal Participating Mass Ratios									
Edit View									
Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,786319	74,5154	0,0294	0,0000	74,5154	0,0294	0,0000	0,0424
	2	0,504578	0,0395	70,8049	0,0000	74,5550	70,8343	0,0000	97,8550
	3	0,412032	0,0222	0,1212	0,0000	74,5771	70,9555	0,0000	0,1647
	4	0,208910	15,0840	0,0071	0,0000	89,6611	70,9626	0,0000	0,0054
	5	0,113472	0,0009	19,7380	0,0000	89,6620	90,7006	0,0000	1,6292
	6	0,091106	0,0076	0,0535	0,0000	89,6696	90,7540	0,0000	0,0041
	7	0,089389	5,4900	0,0002	0,0000	95,1596	90,7543	0,0000	0,0001
	8	0,078898	0,0177	0,5145	0,0000	95,1773	91,2688	0,0000	0,0467
	9	0,049041	0,7459	3,9616	0,0000	95,9232	95,2304	0,0000	0,1469
	10	0,048723	1,7233	1,6933	0,0000	97,6466	96,9237	0,0000	0,0631
	11	0,039330	0,0003	0,0000	0,0000	97,6469	96,9237	0,0000	0,0000
	12	0,032005	1,1290	0,0205	0,0000	98,7759	96,9442	0,0000	0,0003

V.2. Sollicitations Normales (effort normal réduit).

D'après l'article 7.4.3. Du RPA 2024, l'effort normal de compression à prendre en compte, également appelé effort normal réduit, doit respecter la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35$$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

- *B_c* : L'aire de la section (section brute).
- *f_{cj}* : Résistance caractéristique du béton.

-D'abord en doit sélectionner les poteaux à la base non liée aux les voiles, puis on clique sur :

Display → **Show table** → **Select cases/ Combos** (on sélectionne les combinaisons

D'action sismique « G03Q03EX03EY » et « G03QEY03EX ») → **Frame output** → **Frame forces**

→ **Column forces** → **OK**.

❖ Après plusieurs essais d'augmentation des sections des poteaux les résultats sont résumés comme suit :

- **Pour les poteaux de (30 × 30)** (le dernier étage et la salle machine).

Nd = 122.14 KN

$$V = \frac{122.14 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0.05 \leq 0.35 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Pour les poteaux de (35 × 35)** (les 2 niveaux intermédiaires)

Nd = 321.89 KN

$$V = \frac{321.89 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.105 \leq 0.35 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Pour les poteaux de (40 × 40)** (les 2 niveaux intermédiaires)

Nd = 433.78 KN

$$V = \frac{546.81 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.13 \leq 0.35 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Pour les poteaux de (45 × 45)** (les 2 premiers niveaux)

Nd = 789.57KN

$$V = \frac{789.57 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.155 \leq 0.35 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

. Justification du système de contreventement

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques, afin de justifier la valeur du coefficient de comportement R à considérer.

Les charges verticales et horizontales reprise par le système de contreventement sont données du logiciel ETABS comme suit :

- **Charges Horizontales :**

Cliquez sur :

➤ **View** → **Set 3D view** → **xz (Plan : 270°, Élévation : 0°, Ouverture : 0°)** → **OK**.

- **Pour le sens X-X :**

Cliquez sur : ➤ **Display** → **Deformed shape** → **Ex Spectra** → **Draw**

→ **Draw section cut** (dessinez une ligne horizontale à la base) → **OK**.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.672	1.8071
End Point	22.4439	1.7596

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.3859	1.7833	0.	359.887

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2052.9561	67.8846	2.618E-11	2052.9561	67.8846	2.519
Moment	1156.6573	33060.319	11038.316	1156.6573	33060.319	11038

Close Refresh

Ensuite on doit cocher juste Wall afin d'obtenir les efforts horizontaux repris par les voiles uniquement

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.672	1.8071
End Point	22.4439	1.7596

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.3859	1.7833	0.	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1822.6474	62.08	464.7501	1822.6474	62.08	464.7501
Moment	2921.2266	22595.3481	10015.6236	2921.2266	22595.3481	10015.6236

Close Refresh

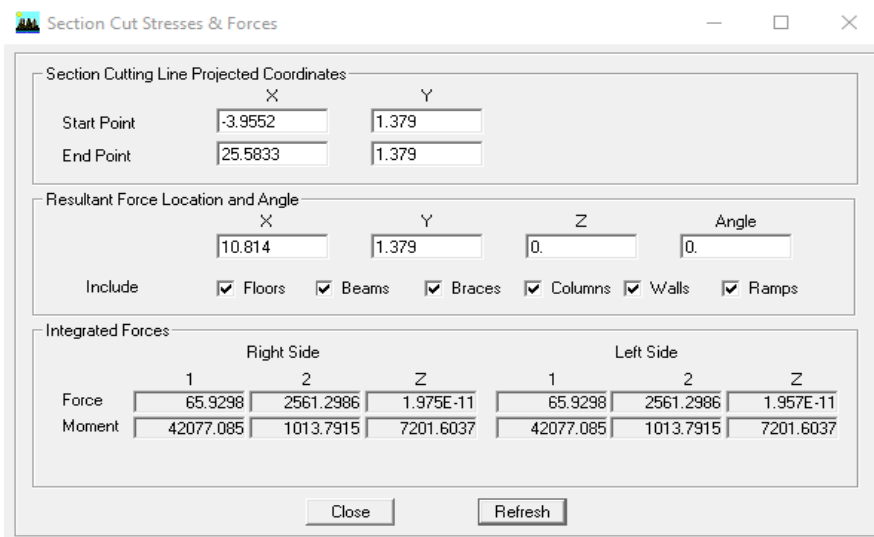
Tableau. V.2. Pourcentages des forces horizontales selon les sens xx

Story X-X	Fx totale	Pourcentage %	Fx (voiles)	Pourcentage %
La base	2052.9561	100%	1822.6474	88.78%

$$N (\%) = \frac{F_x (\text{voiles})}{F_x \text{ totale}} \times 100 = \frac{1822.6474}{2052.9561} \times 100 = 88.78\%$$

• Pour le sens Y-Y :

- Cliquez sur :
- **Display** → **Deformed shape** → **EY Spectra** → **Draw** → **Draw section cut** (dessinez une ligne horizontale à la base) → **OK**.



Ensuite on doit cocher juste Wall afin d’obtenir les efforts horizontaux repris par les voiles uniquement

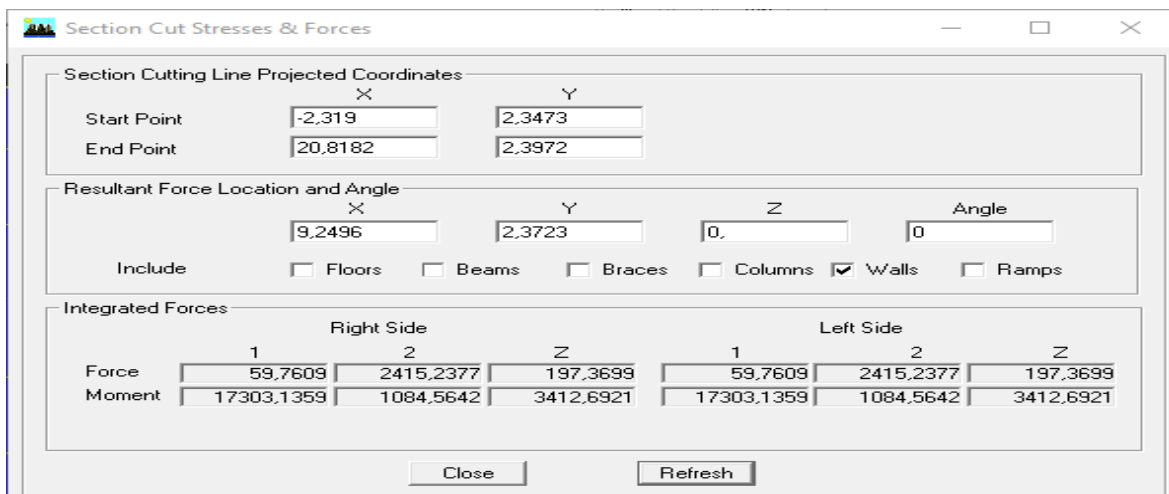


Tableau. V.3. Pourcentages des forces horizontales selon les sens y-y

Story Y-Y	Fy totale	Pourcentage %	Fy (voiles)	Pourcentage %
La base	2561.2986	100%	2415.2377	87%

$$N (\%) = \frac{Fy \text{ (voiles)}}{Fy_{\text{totale}}} \times 100 = \frac{2415.2377}{2561.2986} \times 100 = 94.3\%$$

Selon les résultats trouvés, les voiles reprennent **plus de 65 % de la charge horizontale** dans les deux directions sismiques ; soit 88.78% dans le sens x-x et 94.3% dans le sens y-y.

D'après l'article **3.5 du RPA 2024**, qui classe les systèmes de contreventement (tableau 3.17 du RPA 2024) , pour le cas de notre structure ; elle est classée dans le système de contreventement constitué par des voiles (système 5) ; dont le coefficient de comportement :

$$R = 4.5$$

V.3. Résultante des Forces Sismiques de Calcul.

Conformément à l'article 4.3.5 du RPA2024, la résultante des forces sismiques V_t obtenue par la méthode modale ne doit pas être inférieure à 80 % de celle déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 80\%V$, il est nécessaire d'ajuster tous les paramètres calculés par la méthode modale en les augmentant selon le rapport $0.8 V/V_t$.

- **La formule de la force sismique totale :**

Selon **article 4.2.3** la force sismique totale V , qui est appliquée à la base de la structure, doit

Être déterminée successivement dans deux directions horizontales orthogonales en utilisant la formule suivante :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}(T)}{g} \times W$$

$\frac{S_{ad}(T)}{g}$: Ordonnée du spectre pour la période T_0 .

- **Spectre de réponse de calcul (Article 3.3.3 du RPA 2024)**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

- **T** : Période fondamentale de la structure.
- **A** : Coefficient d'accélération de zone (**Tableau 3.3**).
- **R** : Coefficient de comportement de la structure (**Tableau 3.18**).
- **T1** et **T2** : Période caractéristiques associées à la catégorie de site (**Tableau 3.8**).
- **Q** : Facteur de qualité de la structure (**Article 3.8**).

λ : Coefficient de correction.

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{Si } T_0 \leq (2 \times T_0) \text{ et si le bâtiment a plus 2 niveaux.} \\ 1, & \text{autrement.} \end{cases}$$

W : poids sismique total du bâtiment.

R : coefficient de comportement global de la structure

A partir de la justification précédente de système de contreventement on a déterminé du

(Tableau 3.18) que **R = 4.5^(b)**.

• **Q** : Facteur de qualité de la structure

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan.
- La régularité en élévation.
- La redondance en plan.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non" (Tableau 3.19).

Tableau. V.4. Détermination de la somme des pénalités à retenir

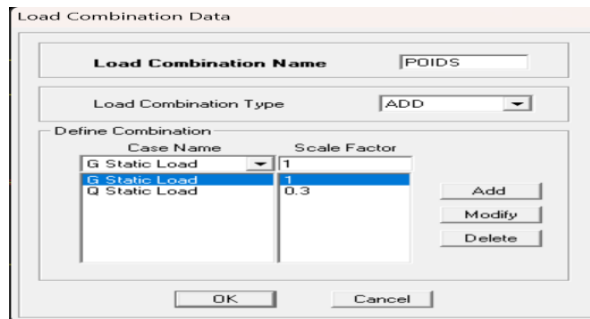
Critère q	Observé (oui/non)	Pq
-La régularité en plan.	Non	0.05
-La régularité en élévation.	Oui	0
-La redondance en plan.	Non	0.05
		$\sum Pq = 0.10$

Donc : $Q_F = 1 + 0.10 \Rightarrow Q_F = 1.10$

- W : Le poids total de la structure

On le détermine par le logiciel ETABS, est obtenu en utilisant la combinaison suivante :

$W = G + \Psi.Q$ avec $\Psi = 0,3$ pour un bâtiment d'habitation.



On clique sur:

➤ Display → Show Table → Select Cases/ Combos (POIDS) → OK → Building output → story shears → OK

On opte : $W = 18045.19 \text{ KN}$

- Calcul l'ordonnée du spectre pour la période T_0 .

$$S_{ad}^g(T) = AIS \left[2.5 \times \frac{Q_E}{R} \right] \times \left[\frac{T}{T} \right]$$

\square : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2)) : $A = 0.20$

I : Coefficient d'importance. **I** = 1

S : Type de sol.

$$S_{ad}^g(T) = 0.2 \times 1 \times 1.3 \times \left[2.5 \times \frac{1.1}{4.5} \right] \times \left[\frac{0.6}{0.737} \right] = 0.1 \text{ m/s}$$

- **Calcul la force sismique (l'effort tranchant a la base).**

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}^g(T)}{g} \times W = 0.85 \times 0.1 \times 18045.19 \rightarrow V = 1533.84 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V = 0.8 \times 1533.84 \rightarrow 1227.07 \text{ KN}$$

-Pour obtenir les efforts tranchet à partir de logiciel, on clique sur :

V.4. Calcul Les déplacements inter-étages.

- **Justification de non-effondrement.**

Conformément à l'article 4.5.2 du RPA2024, les déplacements latéraux relatifs entre un étage et les étages adjacents ne doivent pas excéder 1.5 % de la hauteur de l'étage, sauf si un déplacement plus important peut-être justifié.

D'après l'article 4.5.2 de RPA2024 :

-Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta K = \frac{R}{Q_F} \times \Delta e_k$$

R : coefficient de comportement. $\Rightarrow R=4.5$

Q_F : coefficient de qualité. $\Rightarrow Q_F=1.1$

Δe_k : Déplacement élastique du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

-Pour obtenir Δe_k à partir de logiciel, on clique sur :

Combinaison : $E_1 = E_X + 0.3E_Y$

$$E_2 = 0.3E_X + E_Y$$

➤ **Display** → **Show Table** → **Result/Dplacement** → **Diaphragme centre of mass displacement** → **Select Cases/ Comb (EX ET EY)** → **OK.**

-Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k_{.1}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

- **Selon le sens X-X :**

Tableau. V.5. Déplacement relatif selon le sens x-x.

Story	δek	R	δk	Δkx	1.5% Hk	Vérification
SALLE MACHINE	0.0356	4.5	0.1456	0.0139	0.036	C.V
TERASSE	0.0322	4.5	0.1317	0.018	0.0459	C.V
STORY5	0.0278	4.5	0.1137	0.02	0.0459	C.V
STORY4	0.0229	4.5	0.0937	0.0217	0.0459	C.V
STORY3	0.0176	4.5	0.072	0.0225	0.0459	C.V
STORY2	0.0121	4.5	0.0495	0.0213	0.0459	C.V
STORY1	0.0069	4.5	0.0282	0.0176	0.0459	C.V
RDC	0.0026	4.5	0.0106	0.0106	0.0612	C.V

Selon le sens Y-Y :

Tableau. V.6. Déplacement relatif selon le sens Y-Y.

Story	δek	R	δk	ΔkY	1.5% Hk	Vérification
SALLE MACHINE	0.0198	4.5	0.081	0.0078	0.036	C.V
TERASSE	0.0179	4.5	0.0732	0.0127	0.0459	C.V
STORY5	0.0148	4.5	0.0605	0.013	0.0459	C.V
STORY4	0.0116	4.5	0.0475	0.0127	0.0459	C.V
STORY3	0.0085	4.5	0.0348	0.0119	0.0459	C.V
STORY2	0.0056	4.5	0.0229	0.0102	0.0459	C.V
STORY1	0.0031	4.5	0.0127	0.0078	0.0459	C.V
RDC	0.0012	4.5	0.0049	0.0049	0.0612	C.V

V.5. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'article 5.9 du RPA2024, les effets du deuxième ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés si le coefficient θ est inférieur ou égal à 0,10 à tous les niveaux. Si θ se situe entre 0,10 et 0,20, une correction sismique est nécessaire. Pour des valeurs de θ supérieures à 0,20, la structure doit être redimensionnée en raison d'un risque d'instabilité.

$$\left(\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \right) \leq 0.10$$

Avec : ces valeurs sont données par logiciel ETABS.

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

-Pour obtenir P_k à partir de logiciel, on clique sur :

➤ **Display** → **Show Table** → **Select Cases/ Combos (POIDS)** → **OK** → **Building output** → **story shears** → **OK**

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

-Pour obtenir V_k à partir de logiciel, on clique sur :

➤ **Display** → **Show Table** → **Bulding output** → **Story Shears** → **Select cases/combas (EX-EY)** → **OK**.

- Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

- h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- W_k = W = G_k + Ψ. Q_k avec Ψ = 0.3 : le poids de chaque étage

Tableau. V.7. Justification vis-à-vis de l'effet delta dans le sens X-X ET Y-Y

Story	P _k	h _k	Δ _{kx}	V _{kx}	θ _k	Δ _{kx}	V _{ky}	θ _k
SALLE MACHINE	197.58	2.4	0.0139	54.29	0.0211	0.0078	61.79	0.01
TERASSE	2725.86	3.06	0.018	599.24	0.0268	0.0127	767.13	0.0147
STORY5	5239.45	3.06	0.02	1020.43	0.0336	0.013	1318.75	0.0169
STORY4	7720.78	3.06	0.0217	1350.38	0.04	0.0127	1733.71	0.0184
STORY3	10270.96	3.06	0.0225	1617.04	0.0467	0.0119	2057.86	0.0194
STORY2	12821.13	3.06	0.0213	1828.04	0.0488	0.0102	2302.14	0.0186
STORY1	15449.34	3.06	0.0176	1978.33	0.0449	0.0078	2474.51	0.0159
RDC	18045.19	4.08	0.0106	2053.02	0.0228	0.0049	2561.3	0.0085

V.6. Vérification de l'effet P- Δ

Selon l'article 5.9 du RPA2024, les effets du deuxième ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés si le coefficient θ est inférieur ou égal à 0,10 à tous les niveaux, donc d'après les résultats du tableau si dessous tous les θ sont inférieur a 0.1 donc l'effet P- Δ est négligeable dans notre cas

Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation de la masse modale est vérifié.
- Le coefficient de comportement $R=4.5$.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le déplacement relatif est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifiée.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferrailage des éléments

Chapitre VI : ferrailage des éléments

VI. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Le ferrailage est réalisé conformément aux normes RPA 2024

VI.1. Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- $1.35G+1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS.

-Selon le RPA 2024 (Combinaisons d'actions sismiques) :

- $G + \Psi Q + E_1 \rightarrow$ RPA2024.
- $G + \Psi Q + E_2 \rightarrow$ RPA2024

$$\bullet \begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

Pour ces calculs, les caractéristiques des matériaux suivantes seront utilisées :

Tableau VI.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Situation	γ_b	γ_s	Θ	f_{c28}	f_{bu}	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	500	434.78
Accidentelle	1.2	1	0.85	25	20.83	500	500

VI.1.1. Exigences du RPA 2024 pour le Ferrailage des Poutres (Article 7.5.2)

VI.1.1.1. Armatures Longitudinales (Article 7.5.2.1)

Conformément à cet article, le ferrailage des poutres doit respecter un pourcentage minimum de 0,5 % d'aciers longitudinaux par rapport à la section totale de la poutre. Le pourcentage maximum est limité à 6 % dans les zones de recouvrement et à 4 % dans les zones courantes.

Pour les poutres soumises à des charges verticales faibles et à des forces sismiques, il est requis d'avoir des armatures symétriques, avec une section en travée d'au moins la moitié de celle en appui.

Chapitre VI : ferrailage des éléments

La longueur minimale de recouvrement doit être de 60Φ en zone IV.

L'ancrage des armatures longitudinales, tant supérieures qu'inférieures, dans les poteaux de rive et d'angle doit être réalisé avec des crochets à 90° .

Armatures transversales (Article 7.5.2.2).

La quantité minimale d'armatures transversales est calculée avec la formule :

$$A_t = 0.003 \times s \times b.$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques :

$$S = \min (h/4 ; 24 \phi_t ; 17.5\text{cm} ; 6 \phi_l)$$

- En dehors de la zones critique :

$$S' \leq h/2$$

$S' = \min (h/4 ; 12\phi_l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires.

Les **premières armatures** doivent être disposées à un **maximum de 5 cm** de l'appui ou de l'encastrement.

VI .1.2. -Calcul des armatures.

a- Armatures longitudinales.

Pour des raisons économiques, les dimensions des armatures des poutres sont établies en

Fonction de quatre principaux types d'éléments

- **P.P:** Poutres principales non reliées des voiles de contreventement.
- **P.Pv:** Poutres principales reliées aux voiles de contreventement.
- **P.S:** Poutres secondaires non reliées des voiles de contreventement.
- **P.Sv :** Poutres secondaires reliées aux voiles de contreventement.

Chapitre VI : ferrailage des éléments

Poutre principal (25X35):

Tableau VI.2 : la section minimal et maximal d'armature.

	$A_{min} = 0.5\% b h$ [cm ²]	$A_{Cmax} = 4\% b h$ [cm ²]	$A_{Rmax} = 6\% b h$ [cm ²]
Poutre principale. (30X25)	3,75	30	45
Poutre secondaire. (35X25)	3,375	35	52,5

Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres principales

		Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (Cm ²)	A_{cnf} (Cm ²)	Choix A (Cm ²)	A_{adpt} (Cm ²)	
Nappe Supérieure	Appuis	G+0.3Q+EX+0.3EY G+0.3Q+EY+0.3EX	$M_{sup}=14,11$	$A_{sup}=0.89$	0,845	3HA14 (FIL)	4.62	
Nappe Inférieure			$M_{inf}=-37.34$	$A_{inf}=2.42$		3HA14 (FIL)	4.62	
Nappe Supérieure	Travée		$M_{sup}=23.786$	$A_{sup}=1.52$		3HA14 (FIL)	4.62	
Nappe Inférieure			$M_{inf}=-29.15$	$A_{inf}=1.88$		3HA14 (FIL)	4.62	
Appuis			ELU	$M_{sup} = -58.658$	$A_{sup}=4.46$	0,845	3HA14 (FIL)	4.62
Travée				$M_{sup}=-37.66$	$A_{inf}=2.87$		3HA14 (FIL)	4.62

Poutres principales adhérees aux voiles :

Tableau VI.4 : Ferrailage des poutres principal adhérees aux voiles

		Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (Cm ²)	A_{cnf} (Cm ²)	Choix A (Cm ²)	A_{adpt} (Cm ²)	
Nappe Supérieure	Appuis	G+0.3Q+EX+0.3EY G+0.3Q+EY+0.3EX	$M_{sup}=9.543$	$A_{sup}=0.6$	0,845	3HA14 (FIL)	4.62	
Nappe Inférieure			$M_{inf}=-17.283$	$A_{inf}=1.1$		3HA14 (FIL)	4.62	
Nappe Supérieure	Travée		$M_{sup}=10.38$	$A_{sup}=0.66$		3HA14 (FIL)	4.62	
Nappe Inférieure			$M_{inf}=-25,547$	$A_{inf}=1.64$		3HA14 (FIL)	4.62	
Appuis			ELU	$M_{sup}=-40.114$	$A_{sup}=3.07$	0,845	3HA14 (FIL)	4.62
Travée				$M_{sup}=16,434$	$A_{inf}=1.21$		3HA14 (FIL)	4.62

Chapitre VI : ferrailage des éléments

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Tableau VI.5. Recommandations exigées par le RPA2024

		A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
PP	Travée	3HA14=4.62	3.75	CV
	Appuis	3HA14=4.62		CV
PP _v	Travée	3HA14=4.62		CV
	Appuis	3HA14=4.62		CV

Poutre secondaire (25X30) :

Tableau VI.6 : Ferrailage des poutres secondaires

		Combinaison	Moment (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{cnf} (Cm ²)	Choix A (Cm ²)	A _{adpt} (Cm ²)
Nappe Supérieure	Appuis	G+0.3Q+EX+0.3EY	M _{sup} =-14.375	A _{sup} =1.09	0.725	3HA14 (FIL)	4.62
			M _{inf} =9.595	A _{inf} =0.72		3HA14 (FIL)	4.62
Nappe Supérieure	Travée		M _{sup} =9.781	A _{sup} =0.73		3HA14 (FIL)	4.62
			M _{inf} =-3.198	A _{inf} =0.24		3HA14 (FIL)	4.62
Appuis		ELU	M _{sup} =-22.252	A _{sup} =1.99	0.725	3HA14 (FIL)	4.62
Travée			M _{sup} =15.454	A _{inf} =1.36		3HA14 (FIL)	4.62

Chapitre VI : ferrailage des éléments

Poutres secondaires adhérees aux voiles :

Tableau VI.7. : Ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles

		Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (Cm ²)	A_{CNF} (Cm ²)	Choix A (Cm ²)	A_{adpt} (Cm ²)
Nappe Supérieure	Appuis	G+0.3Q+EX+0.3EY	$M_{sup}=15.245$	$A_{sup}=1.15$	0,845	3HA14 (FIL)	4.62
Nappe Inférieure			$M_{inf}=-3.519$	$A_{inf}=0.26$		3HA14 (FIL)	4.62
Nappe Supérieure	Travée		$M_{sup}=0.961$	$A_{sup}=0.07$		3HA14 (FIL)	4.62
Nappe Inférieure			$M_{inf}=-22.001$	$A_{inf}=1.68$		3HA14 (FIL)	4.62
Appuis		ELU	$M_{sup}=-34.741$	$A_{sup}=0.03$	0,845	3HA14 (FIL)	4.62
Travée			$M_{sup}=24.383$	$A_{inf}=0.02$		3HA14 (FIL)	4.62

Vérification des recommandations exigées par le RPA :

		A adoptée (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Observation
PS	Travée	3HA14=4.62	3.75	CV
	Appuis	3HA14=4.62		CV
PSv	Travée	3HA14=4.62		CV
	Appuis	3HA14=4.62		CV

Armatures transversales

• Poutres principales

Espacement maximum des armatures transversales.

• Zone nodale:

$$S = \min (h/4 ; 24 \phi_t ; 17.5cm ; 6 \phi_l) \Rightarrow St = 8.5cm.$$

• Zone courante:

$$St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

D'où :

Chapitre VI : ferrailage des éléments

• Zone nodal: $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 8.5 \times 25 \Rightarrow A_t = 0.64 \text{ cm}^2$.

• Zone courante: $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 15 \times 25 \Rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$.

Soit : $A_t = 4\text{HA}8$ (étrier + cadre de $\phi 8$) = 2.01 cm².

• Poutres secondaires :

Espacement maximum entre les armatures transversales

• Zone nodale :

$S = \min (h/4 ; 24 \phi_t ; 17.5 \text{ cm} ; 6 \phi_l) \Rightarrow S_t = 7.5 \text{ cm}$.

• Zone courante :

$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

D'où :

• Zone nodal: $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 7.5 \times 25 \Rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$.

• Zone courante : $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 15 \times 25 \Rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$.

Soit : $A_t = 4\text{HA}8$ (étrier + cadre de $\phi 8$) = 2.01 cm².

VI.1.3.-Vérification à L'ELU :

a- Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

• Poutres principales:

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{500} \times 25 \times 32 = 0.77 \text{ cm}^2$$

• Poutres secondaire:

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{500} \times 25 \times 27 = 0.65 \text{ cm}^2$$

b- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99).

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \tau = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : ferrailage des éléments

• Poutres principales (P.P , P.Pv) :

Tableau VI.8. Vérification de la contrainte tangentielle PP

	Tu (KN)	τ (MPa)	τ (MPa)	Observation
PP	36.9	0.461	3.33	CV
PP _v	39.83	0.497	3.33	CV

Poutres secondaires (P.S , PSv) :

Tableau VI.9. Vérification de la contrainte tangentielle PS

	Tu (KN)	τ (MPa)	τ (MPa)	Observation
PS	14.8	0.219	3.33	CV
PS _v	25.67	0.380	3.33	CV

Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :(article A.5.1.32

BAEL 91):

$$T_u \leq Tu = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.10. Influence de l'effort tranchant

	Tu (KN)	$\bar{T}u$ (KN)	Observation
PP	36.9	403.2	CV
PP _v	39.83	403.2	CV
PS	14.8	304.2	CV
PS _v	25.67	304.2	CV

Chapitre VI : ferrailage des éléments

d- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art

A6.1.3, BAEL 91 modifié 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_1}$$

$$\sum U_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

- Poutres principales non adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) = 131.88 \text{ mm}$$

- Poutres principales adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) = 131.88 \text{ mm}$$

- Poutres secondaires non adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) = 131.88 \text{ mm}$$

- Poutres secondaires adhérentes au voile : (intermédiaire)

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) = 131.88 \text{ mm}$$

Tableau VI.11. La contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

	Tu (KN)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	Observation
PP	36.9	0.971	3.15	CV
PP _v	39.83	1.05		CV
PS	14.8	0,461		CV
PS _v	25.67	0,8		CV

Ancrage des barres : $L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$

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

Pour le \emptyset_{14} : $L_s = \frac{1.4 \times 500}{4 \times 2.835} = 61.73 \text{ cm}$

Chapitre VI : ferrailage des éléments

Les armatures doivent être équipées de crochets d'une longueur appropriée, car la longueur de scellement est cruciale, dépassant la largeur du poteau dans lequel elles seront ancrées. La longueur mesurée hors crochets doit être d'au moins $0,5 L_s$ pour les aciers HA.

Pour $\phi = 14\text{mm}$ $L_{ad} = 0,5 L_s = 0,5 \times 61,73 = 30,865\text{cm}$.

VI.1.4. Vérifications à l'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du Béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{st} = 434,78\text{MPa}$.

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$.

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « SOCOTEC » :

Poutre principale (25X35).

Tableau VI.12. Vérification des contraintes a l'ELS (PP)

		Ms (KN.m)	A _{adoptée} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
pp	Travée	27.34	4,62	5.98	-209.4	15	434.78	CV
	Appuis	-42.613	4,62	0	88.1	15	434.78	CV
Pp _v	Travée	11.924	4,62	2.61	-91.3	15	434.78	CV
	Appuis	-29.143	4,62	0	60.2	15	434.78	CV

Poutre secondaries (25X35).

Tableau VI.13. Vérification des contraintes a l'ELS (PS)

		Ms (KN.m)	A _{adoptée} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
PS	Travée	11.194	4,62	3.24	-103.2	15	434.78	CV
	Appuis	-16,194	4,62	0	41.4	15	434.78	CV
PS _v	Travée	17.676	4,62	5.12	-162.9	15	434.78	CV
	Appuis	-25.223	4,62	0	64.5	15	434.78	CV

VI .2. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations

VI .2.1. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables :

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 :

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- $1.35G+1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS.

-Selon le RPA 2024 (Combinaisons d'actions sismiques) :

- $G + \Psi Q + E_1 \rightarrow$ RPA2024.
- $G + \Psi Q + E_2 \rightarrow$ RPA2024
- $$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$
- Pour ces calculs, les caractéristiques des matériaux suivantes seront utilisées :

Chapitre VI : ferrailage des éléments

Tableau VI.14. : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Situation	γ_b	γ_s	Θ	F_{c28}	f_{bu}	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	500	435
Accidentelle	1.2	1	0.85	25	20.83	500	500

VI.2.2. Les exigences du RPA 2024 pour le ferrailage des poteaux :

- **Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.4.2)**
 - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets
 - Le pourcentage minimal en zone IV est limité à **1.0%**
 - Le pourcentage maximal est de
 - .4% en zone courante
 - .8% en zone de recouvrement
 - Le diamètre minimal est de **12 mm**.
 - La longueur minimale de recouvrement est de **60 Φ en zone V**.
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **St = 15cm**

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

Tableau VI.15. : la section minimal et maximal d'armature

Section	Zone courante		Zone de recouvrement
	$A_{min} = 1\% b \times h$ [cm ²]	$A_{max} = 4\% b \times h$ [cm ²]	$A_{max} = 8\% b \times h$ [cm ²]
Pot (45×45)	20.25	81	162
Pot (40×40)	16	64	128
Pot (35×35)	12.25	49	98
Pot (30×30)	9	36	72

VI.2.3. Calcul des Armatures

Remarque : Le calcul se fera à l'aide de SOCOTEC

Présentation du logiciel Socotec

SOCOTEC est un logiciel développé selon les principes de calcul du BAEL (Règles de Calcul des Structures en Béton Armé). Il est primordial pour l'utilisateur de respecter certains paramètres afin d'assurer la précision des résultats obtenus.

Il faut préciser que les logiciels *ETABS* et *SOCOTEC* n'utilisent pas les mêmes conventions de signes pour les efforts normaux. Dans *ETABS*, une valeur positive correspond à un effort de traction, alors qu'une valeur négative indique une compression. À l'inverse, dans *SOCOTEC*, les signes sont inversés : le positif représente une compression et le négatif une traction.

Armatures Longitudinal :

Le ferrailage se fait par zones, comme suit :

- **Zone I :** RDC et 1ere étage (poteaux 45×45)
- **Zone II :** 2ème étages et 3 ème étages (poteaux 40×40)
- **Zone III :** 4ème et 5ème étages (poteaux 35×35)
- **Zone IV :** 6ème étages (poteaux 30×30)

➤ *Condition non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)*

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{s, min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$ N_s et M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite service

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

Tableau VI.16. Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux

Section (cm ²)	Sollicitations	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Es (cm)	A _{min} (cm ²)
Poteaux 45×45	N _{max} → M _{cor}	-893	1.259	-0.141	4.15
	N _{min} → M _{cor}	-333,08	-2.323	0.697	4.33
	M _{max} → N _{cor}	-666,44	-22.917	3.44	6.18
Poteaux 40×40	N _{max} → M _{cor}	-618,23	4.181	-0.676	3.08
	N _{min} → M _{cor}	-214,76	-1.208	0.562	3.36
	M _{max} → N _{cor}	-256,32	21.803	-8.51	2.18
Poteaux 35×35	N _{max} → M _{cor}	-362,21	3.929	-1.085	2.21
	N _{min} → M _{cor}	-104,88	-1.379	-1.315	2.12
	M _{max} → N _{cor}	-118,78	21.457	-18.06	1.35
Poteaux 30×30	N _{max} → M _{cor}	-132,85	3.941	-2.966	1.35
	N _{min} → M _{cor}	-6,17	-2.579	41.8	0.56
	M _{max} → N _{cor}	8,12	-15.413	-189.87	0.73

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

VI .2.4. Calcul la Flexion composée

Tableau VI.17. Ferrailages des poteaux Avec Socotec

Section (cm ²)	Sollicitations	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)		AS	ACNF	Choix A
Poteaux 45×45	ELU	-1227,71	1,742	SEC	0	6.18	5HA14
	$G + 0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y$	-309,74	-1,315	SEC	0		
	$G + 0.3Q \pm E_y \pm 0.3E_x$	-912,06	-31,617	SEC	0		
Poteaux 40×40	ELU	-849,91	5,772	SEC	0	3.36	4HA12
	$G + 0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y$	-199,06	-0,783	SEC	0		
	$G + 0.3Q \pm E_y \pm 0.3E_x$	-351,34	30,068	SEC	0		
Poteaux 35×35	ELU	-497,63	5,431	SEC	0	2,21	2HA14
	$G + 0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y$	-96,59	-0,4	SEC	0		
	$G + 0.3Q \pm E_y \pm 0.3E_x$	-162,43	-29.581	SPC	0,31		
Poteaux 30×30	ELU	-181,64	5,424	SEC	0	1.35	2HA12
	$G + 0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y$	17,57	11,473	SPC	1,21		
	$G + 0.3Q \pm E_y \pm 0.3E_x$	11,34	-21,159	SPC	2,01		

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{cd} MPa Coeff. acier/béton n

Limite élast. acier : f_e MPa

Calcul aux ELU Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN Effort... : N_s kN

Moment fléchissant : M_u kN*m Moment... : M_s kN*m

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Convention signes

N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature

rond lisse
 barre HA
 barre HA

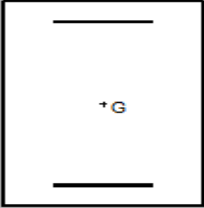
Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

Pos. cdg armatures inf. : c m



Pour l'aide, appuyez sur F1

MAJ NUM

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

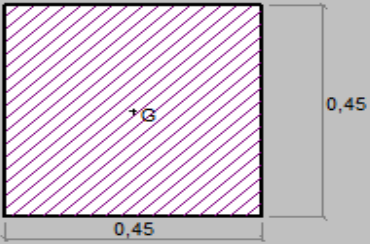
supérieures : cm²

inférieures : cm²

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
armatures supérieures :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
armatures inférieures :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
béton fibre inférieure :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa



Pour l'aide, appuyez sur F1

MAJ NUM

Figures VI.1 Caractéristiques et sollicitation de la section

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Logiciel développé par	BaelR - Version 1.02.035	13/06/2025
	sans nom	Page 1 / 1

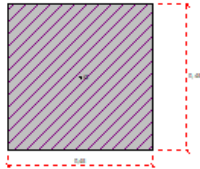
Données saisies :

Largeur section : 0,45 m
 Hauteur section : 0,45 m
 Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,03 m
 Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,03 m
 Contrainte du béton : f_{tj} : 25 MPa
 Limite élastique de l'acier : f_{yk} : 500 MPa
 Coefficient de durée d'application des charges : β : 1
 Coefficient de sécurité du béton : γ_b : 1,5
 Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s : 1,15

Effort normal ELU : 1227,7 kN
 Moment fléchissant ELU : 1,74 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : 0 cm²
 Section des armatures inférieures : 0 cm²
 Section entièrement comprimée.



Pour l'aide, appuyez sur F1

VI.2.5. Vérification des recommandations exigées par le RPA

Le tableau ci-dessous résume les sections totales adoptées pour tous les niveaux :

Tableau VI.18. Vérification des recommandations exigées par le RPA 2024

SECTION	A adoptée/face	A _{min}	A _s ≥ A _{min}	Choix du ferrailage
Poteaux 45×45	5HA14	20,25	CNV	12HA16=24,12 cm ²
Poteaux 40×40	4HA12	16	CNV	12HA14= 18,48 cm ²
Poteaux 35×35	2HA14	12,25	CNV	8HA14 = 12,32 cm ²
Poteaux 30×30	2HA12	9	CNV	8HA12=9,04 cm ²

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

a) Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement pour la zone II est de $L=60\phi$ (**BAEL**)

Poteaux 45×45 : $L \geq 60 \times 1,6 = 96 \Rightarrow L = 100$ cm

Poteaux 40×40 : $L \geq 60 \times 1,4 = 84 \Rightarrow L = 90$ cm

Poteaux 35×35 : $L \geq 60 \times 1,4 = 84 \Rightarrow L = 90$ cm

Poteaux 30×30 : $L \geq 60 \times 1,2 = 72 \Rightarrow L = 80$ cm

b) Armatures transversales : (RPA Art.7.4.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

S_t : espacement des armatures transversales

A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

H_e : hauteur totale de la section brute

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

• Coefficient correcteur « ρ » : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant :

- $\lambda g \geq 5$ $\rho = 2.5$

- $\lambda g < 5$ $\rho = 3.75$

Calcul d'élançement géométrique :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec :

• **a, b**: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

• **L_f**: longueur du flambement d poteau **l_f = 0.707 I_□**.

• **I_□**: longueur libre du poteau.

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

◆ Poteaux (45×45) :

Poteau Du RDC : $L = 4.08 - 0.35 = 3.73$ cm.

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.73}{0.45} = 5.86 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho a = 2.5$$

Poteau du 1er étage : $L = 3.06 - 0.35 = 2.71$ cm

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 2.71}{0.45} = 4.26 \Rightarrow \lambda_g < 5 \quad \rho a = 2.5$$

◆ Poteaux (40×40) :

Poteau du 2ème et 3ème étage : $L = 3.06 - 0.35 = 2.71$ cm.

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 2.71}{0.40} = 4.78 \Rightarrow \lambda_g < 5 \quad \rho a = 3.75$$

◆ Poteaux (35×35) :

Poteau du 4ème et 5ème étage : $L = 3.06 - 0.35 = 2.71$ cm.

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 2.71}{0.35} = 5.47 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho a = 2.5$$

◆ Poteaux (30×30) :

Poteau du 6ème étage : $L = 3.06 - 0.35 = 2.71$ cm.

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 2.66}{0.30} = 6.39 \Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \rho a = 2.5$$

• Espacement des armatures transversales :

◆ Poteaux (45×45) :

Zone nodale : $b_0 = b - 2c$

$$st \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 6 \phi l ; 10 \text{cm} \right) = \min (13 ; 9,6 ; 10) \Rightarrow st < 9,6 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{st = 9,5 \text{ cm}}$$

Zone courante :

$$st \leq \min \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10 \phi l \right) = \min (22.5 ; 22.5 ; 16) \Rightarrow st < 16 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{st = 15 \text{ cm}}$$

◆ Poteaux (40×40) :

Zone nodale :

$$st \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 6 \phi l ; 10 \text{cm} \right) = \min (11.33 ; 8,4 ; 10) \Rightarrow st \leq 8,4 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{st = 8 \text{ cm}}$$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

Zone courante :

$$st \leq \min \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10 \varnothing l \right) = \min (20 ; 20 ; 14) \Rightarrow st < 14 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{st = 10 \text{ cm}}$$

♦ **Poteaux (35×35) :**

Zone nodale :

$$s t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 6 \varnothing l ; 10 \text{cm} \right) = \min (11.33 ; 8,4 ; 10) \Rightarrow st \leq 8,4 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{st = 8 \text{ cm}}$$

Zone courante :

$$st \leq \min \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10 \varnothing l \right) = \min (20 ; 20 ; 14) \Rightarrow st < 14 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{st = 10 \text{ cm}}$$

♦ **Poteaux (30×30) :**

Zone nodale :

$$st \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 6 \varnothing l ; 10 \text{cm} \right) = \min (8 ; 7,2 ; 10) \Rightarrow st \leq 7,2 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{st = 7 \text{ cm}}$$

Zone courante :

$$st \leq \min \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10 \varnothing l \right) = \min (15 ; 15 ; 12) \Rightarrow st < 12 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{st = 10 \text{ cm}}$$

• **La quantité d'armature transversale minimale :**

$$\frac{At}{t \times b} = 0.3\% \quad \text{au bien} \quad \frac{At}{t \times b} = 0.8\%$$

$$\text{-Si } \lambda g \geq 5 \Rightarrow \mathbf{At_{min} = 0.3\% t \times b}$$

$$\text{-Si } \lambda g \leq 3 \Rightarrow \mathbf{At_{min} = 0.8\% t \times b}$$

-Si $3 < \lambda g < 5 \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes λg est l'élanement Géométrique des poteaux.

♦ **Poteaux (45×45)**

• **Poteau de RDC:** $\lambda g = 5.86 \Rightarrow \lambda g > 5$

Zone nodale :

$$At_{min} = 0.003 \times 9,5 \times 45 = \mathbf{1.28 \text{ cm}^2}$$

Zone courante :

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 15 \times 45 = \mathbf{2.025 \text{ cm}^2}$$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

• Poteau du 1^{er} étage: 4,26 $\Rightarrow \lambda g < 5$

Le calcul se fait Par interpolation :

Zone nodale :

$$At_{\min} = 0.003 \times 9.5 \times 45 = \mathbf{1.28 \text{ cm}^2}$$

$$At_{\min} = 0.008 \times 9.5 \times 45 = \mathbf{3.42 \text{ cm}^2}$$

$$At_{\min} = \frac{1.28 + 3.42}{2} \rightarrow \mathbf{At_{\min} = 2.35 \text{ cm}^2}$$

Zone courante :

$$At_{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = \mathbf{2.025 \text{ cm}^2}$$

$$At_{\min} = 0.008 \times 15 \times 45 = \mathbf{5,4 \text{ cm}^2}$$

$$At_{\min} = \frac{2,025 + 5,4}{2} \rightarrow \mathbf{At_{\min} = 3,71 \text{ cm}^2}$$

◆ **Poteaux (40×40)**

• Poteau de 2^{ème} et 3^{ème} étage: 4.78 $\Rightarrow \lambda g < 5$

Le calcul se fait par interpolation

Zone nodale :

$$At_{\min} = 0.003 \times 8 \times 40 = \mathbf{0.96 \text{ cm}^2}$$

$$At_{\min} = 0.008 \times 8 \times 40 = \mathbf{2.56 \text{ cm}^2}$$

$$At_{\min} = \frac{0,96 + 2,56}{2} \rightarrow \mathbf{At_{\min} = 1,76 \text{ cm}^2}$$

Zone courante :

$$At_{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = \mathbf{1.2 \text{ cm}^2}$$

$$At_{\min} = 0.008 \times 10 \times 40 = \mathbf{3.2 \text{ cm}^2}$$

$$At_{\min} = \frac{1.2 + 3.2}{2} \rightarrow \mathbf{At_{\min} = 2.2 \text{ cm}^2}$$

◆ **Poteaux (35×35)**

• Poteau du 4^{ème} et 5^{ème} étage: 5.47 $\Rightarrow \lambda g > 5$

Zone nodale :

$$At_{\min} = 0.003 \times 8 \times 35 = \mathbf{0.84 \text{ cm}^2}$$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

Zone courante :

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

◆ Poteaux (30×30)

• Poteau du 6^{ème} étage: $6.39 \Rightarrow \lambda g > 5$

Zone nodale :

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

• Détermination des armatures transversales

Tableau VI.19. Armatures transversales

Section [cm ²]		ρ_a	Vu [KN]	t [cm]	h [cm]	Fe [MPa]	A _{tcal} [cm ²]	A _{tmin} [cm ²]	Ferrailage	A _{tadop} [cm ²]
45×45	RDC	2.5	19,3	9.5	45	500	0,215	1.28	4HA12	4.52
	1 ^{ER}	3,75		15			0,33	2.025		
				0,102			2.35			
				1,154			3,71			
40×40		3.75	20,55	8	40		0,385	1.76	4HA10	3,14
				10			0,577	2.2		
35×35		2.5	19,96	8	35		0,285	0.84	4HA8	2.01
				10			0,342	1.05		
30×30		2.5	16,49	7	30	0,274	0,63	4HA8	2.01	
				10		0,329	0,9			

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale pour le cas des poteaux est délimitée dans la figure 7.4.2 du RPA2024 (Zone nodale) comme suit :

$$l_{cr} = \text{Max} (1.5h_c ; l_{cl}/6 ; 60 \text{ cm})$$

❖ Poteaux 45×45:

Poteau du RDC : $L_{cl} = 3,73 \text{ cm}$

$$l_{cr} = \text{Max} (1.5 \times 45 ; 373/6 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow l_{cr} = 67.5 \text{ cm.}$$

Poteau du 1^{er} étage : $L_{cl} = 2,71 \text{ cm}$

$$l_{cr} = \text{Max} (1.5 \times 45 ; 271/6 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow l_{cr} = 67.5 \text{ cm.}$$

❖ Poteaux 40×40 : $L_{cl} = 2,71 \text{ cm}$

$$l_{cr} = \text{Max} (1.5 \times 40 ; 271/6 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow l_{cr} = 60 \text{ cm.}$$

❖ Poteaux 35×35 : : $L_{cl} = 2,71 \text{ cm}$

$$l_{cr} = \text{Max} (1.5 \times 35 ; 271/6 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow l_{cr} = 60 \text{ cm.}$$

❖ Poteaux 35×35 : : $L_{cl} = 2,71 \text{ cm}$

$$l_{cr} = \text{Max} (1.5 \times 30 ; 271/6 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow l_{cr} = 60 \text{ cm.}$$

Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99)

Article 7.4.3. du RPA2024

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Si } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\text{Si } \lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

Tableau VI.20. Vérifications de la contrainte tangentielle

Section	V_{\max}	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$	$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$
45×45	19,3	0,102	0,075	1,875	Cv
40×40	20,55	0,138	0,04	1	Cv
35×35	19,96	0,178	0,075	1,875	Cv
30×30	16,49	0,204	0,075	1,875	Cv

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

VI.2.6. Vérifications 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 $\bar{\sigma}_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Poteau (45 × 45) [cm²] → A adoptée = 4HA16 = 8.04 cm²/face

Poteau (40 × 40) [cm²] → A adoptée = 4HA14 = 6.16 cm²/face

Poteau (35 × 35) [cm²] → A adoptée = 4HA14 = 3.08 cm²/face

Poteau (30 × 30) [cm²] → A adoptée = 4HA12 = 2.26 cm²/face

Tableau VI.21. Vérification des contraintes a l'ELS

Section	Ns (KN)	Ms (KN)	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)		σ_{st} (MPa)		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
					sup	inf	Sup	inf		
45×45	-893	1.259	12,6	12,6	3,77	3,66	56,5	55	15	435
	-333,08	-2.323			1,28	1,49	19,4	22,2		
	-666,44	-22.917			1,71	3,84	27,8	55,4		
40×40	-618,23	4.181	9,24	9,24	3,58	3,01	53	45,8	15	435
	-214,76	-1.208			1,06	1,23	16,1	18,2		
	-256,32	21.803			2,85	0	39,5	1,42		
35×35	-362,21	3.929	6,16	6,16	2,99	2,15	43,8	33,3	15	435
	-104,88	-1.379			0,6	0,89	9,33	13		
	-118,78	21.457			3,71	0	46,4	-43,3		
30×30	-132,85	3.941	4.52	4.52	1,96	0,6	27,4	11,1	15	435
	-6,17	-2.579			0	0,7	-17,3	7,39		
	8,12	-15.413			0	3,85	-149,1	34,8		

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton n

Limite élast. acier : f_e MPa

Calcul aux ELU Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN Effort .. : N_s kN

Moment fléchissant : M_u kN*m Moment .. : M_s kN*m

Coefficients

durée chargement :

sécurité du béton :

sécurité de l'acier :

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Convention signes

N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature

rond lisse
 barre HA
 barre HA

Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

Pos. cdg armatures inf. : c m

NUM

Pour l'aide, appuyez sur F1

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

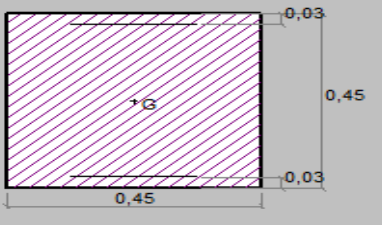
Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	<input type="text" value="3.77"/> MPa	<input type="text" value="15"/> MPa
armatures supérieures :	<input type="text" value="56.5"/> MPa	<input type="text" value="500"/> MPa
armatures inférieures :	<input type="text" value="55"/> MPa	<input type="text" value="500"/> MPa
béton fibre inférieure :	<input type="text" value="3.66"/> MPa	<input type="text" value="15"/> MPa


Section entièrement comprimée.

NUM

Pour l'aide, appuyez sur F1



Figures VI.2 Caractéristiques et sollicitation de la section

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	14/06/2025
	sans nom	Page 1 / 1

Données salales :

Largeur section :	0,45 m
Hauteur section :	0,45 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{ct}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_e	500 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15

Effort normal ELS :	893 kN
Moment fléchissant ELS :	1,26 kN*m
Section armatures supérieures ELS :	12,6 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	12,6 cm ²

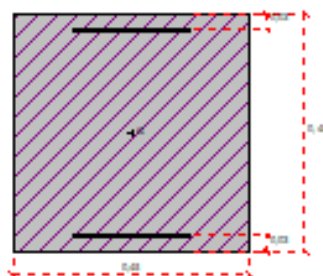
Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	3,77 MPa
Contrainte des armatures supérieures :	56,5 MPa
Contrainte des armatures inférieures :	55 MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	3,66 MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	15 MPa
Contrainte admissible des armatures supérieures :	500 MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	500 MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	15 MPa

Section entièrement comprimée.



Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

VI.3. Ferrailage des Voiles de Contreventement

Introduction

Une structure en voile est composée de murs porteurs interconnectés par des planchers, permettant ainsi de supporter à la fois les charges verticales et horizontales. Ces murs jouent un rôle crucial en transférant les charges verticales (le poids de la structure) et en assurant la stabilité face aux charges horizontales, telles que celles générées par un séisme.

Le calcul de cette structure se déroule en trois étapes :

1. Répartition des sollicitations globales entre les différents refends.
2. Analyse des sollicitations au sein de chaque section de voile.
3. Détermination du ferrailage requis.

Pour répondre à ces sollicitations, trois types d'armatures seront prévues :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :

-Selon le RPA 2024(Combinaisons d'actions sismiques) :

- $G + 0.3Q \pm E1$
- $G + 0.3Q \pm E2$

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G+Q$

Les exigences du RPA 2024 pour le ferrailage des voiles :

- **Règles communes :**

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.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{v}}{f_e} \right)$

Avec : $\bar{v} = 1.4V_u$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.40) et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de $(50\phi l)$.

VI.3.1. Calcul des armatures à l'ELU

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment

Qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Armatures verticales :

Le ferrailage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : Sous – sol, RDC

Zone II : 1^{ème} ; 2^{ème} étage

Zone III : 3^{ème} ; 4^{ème} étage

Zone IV : 5^{ème} ; 6^{ème} étage

❖ **Ferrailage des voiles de contreventement :**

❖ **Voile : 4.95m.**

Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles (RPA-2024):

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.40$$

$$V_d = \frac{1078.75 \times 10^3}{(4050 \times 200 + 450 \times 450) \times 25} = 0.043 \leq 0.40 \quad \Rightarrow \quad CV$$

$$H_w = 22.44 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L_w = 4.95 \text{ m}$$

$$H_w/l_w = 22.44/4.95 = 4.53 > 2 \quad (\text{voile élancé}).$$

Évaluation des diagrammes des moments de calcul (ferrailage) :

Pour les voiles élancés ($(h_w/l_w) > 2.0$), le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (cf. Figure (01)).

Évaluation de la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (RPA-2024):

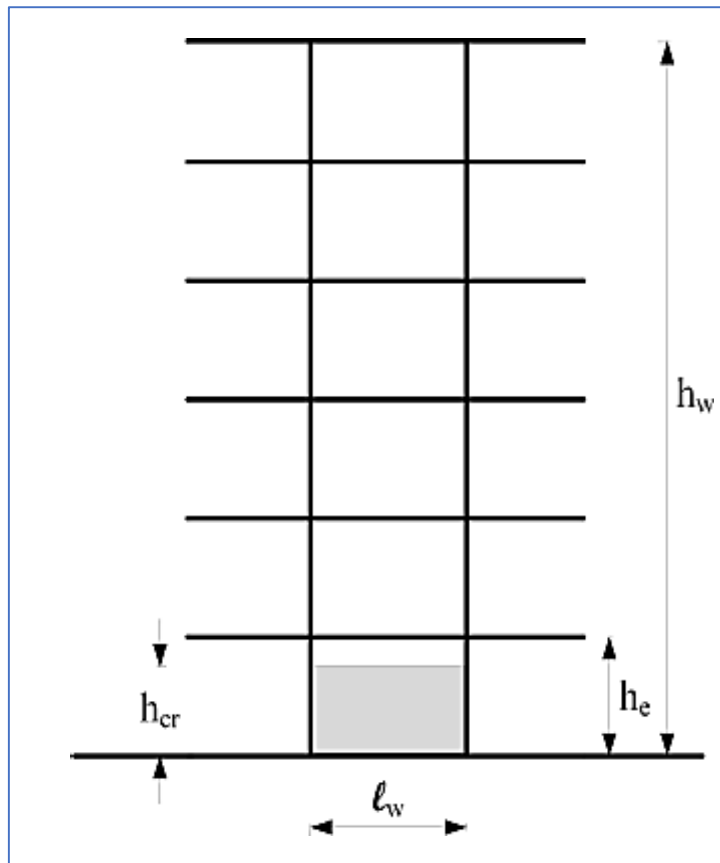


Figure.VI.3. : Zone critique à la base du voile (RPA2024)

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

- $h_{cr} = \max \left(l_w, \frac{h_w}{6} \right) \Rightarrow h_{cr} = \max \left(4.95, \frac{22.44}{6} \right)$
 $h_{cr} = 3.74\text{m}$
- $h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times l_w \\ 2 \times h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$
- $h_{cr} = 3.74 \text{ m} \leq \begin{cases} 2 \times 4.95 = 9.9 \text{ m} \\ 2 \times 3.73 = 7.46 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

❖ Enveloppe du diagramme des moments fléchissant

Le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur est donné par une enveloppe linéaire du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur h_{cr} de la zone critique du voile (Figure 02).

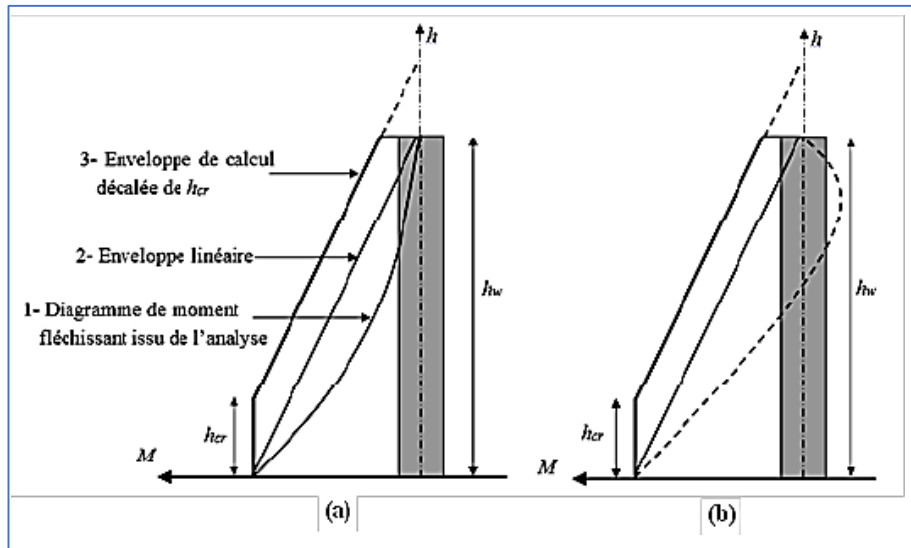


Figure.VI.4 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant (RPA-2024)

Diagramme des moments amplifié du voile de $L=4.95$ m :

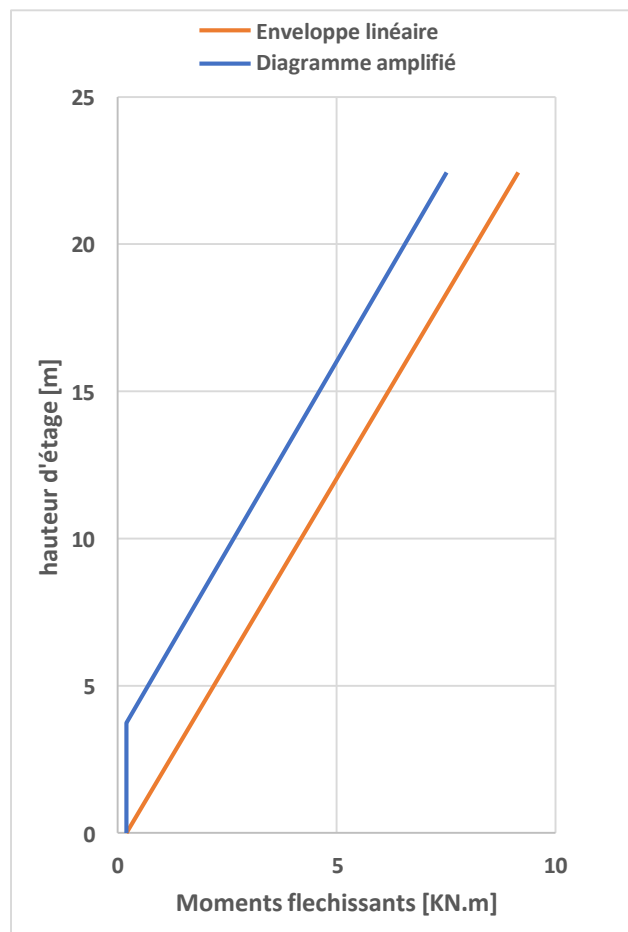


Figure.VI.5 : Diagramme amplifié du voile de 4.95 m

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

VI.3. 2. Dimensionnement des éléments de rives :

Longueur de confinement : l_c

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur, l_c , mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\epsilon_{cu} = 0,35\%$.

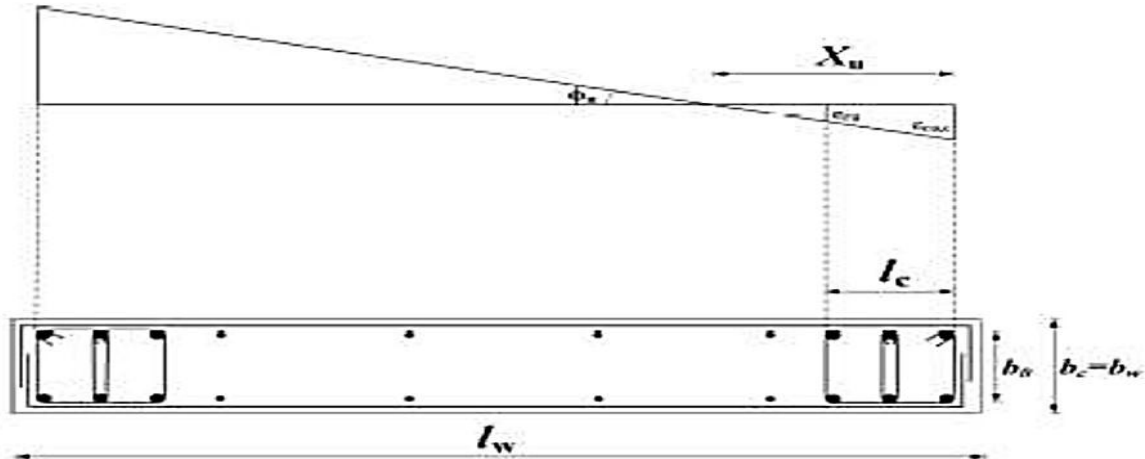


Figure.VI.6 : Eléments de rives pour les voiles (RPA2024)

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w)$$

- l_w : longueur du voile
- b_w : largeur de l'âme du voile

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w) \Rightarrow l_c \geq \max(0.15 \times 4.95 ; 1.5 \times 0.2) \Rightarrow l_c \geq 0.74 \text{ m}$$

On prend $l_c = 0.8 \text{ m}$

Largeur de confinement b_c :

- L'épaisseur, b_c des parties confinées (éléments de rive) ne doit pas être inférieure à 20 cm.

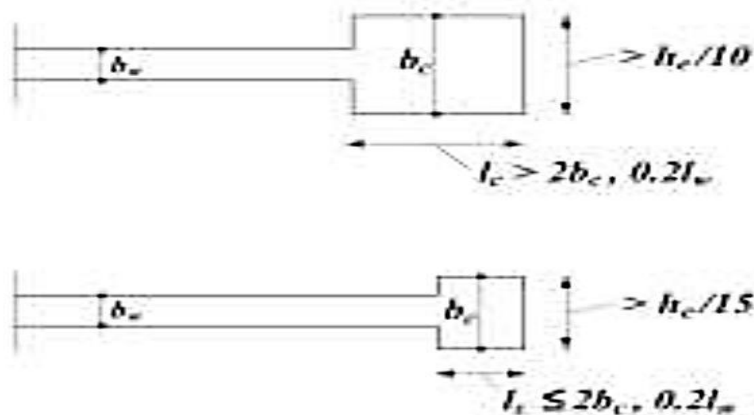


Figure.VI.7 : Epaisseur minimale des éléments de rives confinés (RPA2024)

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

Si : $l_c \leq \max (2 \cdot 0.45 ; 0.2 \cdot 4.95) \Rightarrow l_c = 0.80 \text{ m} \leq \max (0.90 ; 0.99)$

Alors. $b_c = 0.45 \text{ m} > h_e / 10 = 3.73 / 15 = 0.25 \text{ m}$.

On a ; $b_c = 0.45 \text{ m} > 0.25 \text{ m} \Rightarrow (\text{C.V})$

Donc : $b_c = 0.45 \text{ m}$

❖ Ferrailage de l'âme (RPA2024) :

• Aciers verticaux.

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.

Le diamètre maximal, ϕ_{max} , des armatures d'âme doivent respecter la condition :

En utilisant des armatures de diamètre HA10 :

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{max} \leq b_w / 8$$

$$8 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}$$

Donc la condition est vérifiée.

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.

- Espacement choisi est : **S = 15cm.**

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

• Armatures horizontales (RPA-2024).

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant.

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

$$\frac{A_h}{s} > \frac{\bar{v}}{z \cdot f_e}$$

- V : effort tranchant de calcul, $\bar{v} = 1.4V_u$
- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$Z = h - 2d'$$

$$f_e = 500 \text{ Mpa}, z = 405 \text{ cm}, S = 10 \text{ cm}, V = 7.6 \text{ Kn.}$$

$$A_h = \frac{\bar{v}}{z \cdot f_e} \times S = \frac{(7.6 \times 1.4) \times 10}{405 \times 500} \Rightarrow A_h = 0.0052 \text{ cm}^2$$

$$A_h > 0.0052 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 2 \text{ HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

$$A_{v(\text{rive})} = 18 \text{ HA}12 = 20.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{\min}} \geq 0.005 * (45 * 45 + 45 * 20) = 14.63 \text{ cm}^2 \text{ (C.V)}$$

Les armatures 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 :

$$S_t \leq \min (b_0/3, 12.5 \text{ cm}, 6 \cdot \phi_l)$$

Avec : ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ; en outre $\phi_l \geq 12 \text{ mm}$.

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

$$S_t \leq \min (40/3; 12.5; 6 (1.2))$$

$$S_t \leq \min (13.33; 12.5; 7.2)$$

$$S_t = 7 \text{ cm (sur hcr)}$$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

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 :

$$A_t \geq 0.09 \text{St. } b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 \text{St. } b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

- 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.

$$b_0 = 40 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_e = 500 \text{ MPA}$$

$$A_g = 45 \times 90 = 4050 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = 40 \times 80 = 3200 \text{ cm}^2.$$

- $A_t \geq 0.09 \times 7 \times 40 \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 1.26 \text{ cm}^2.$
- $A_t \geq 0.3 \times 7 \times 40 \times \left(\frac{4050}{3200} - 1 \right) \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 1.12 \text{ cm}^2.$

$$A_t = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6\text{HA8} = 3.02 \text{ cm}^2 \text{ (soit 3 cadres en HA8)}$$

Remarques :

- On précise que les armatures de confinement sont obligatoires sur la hauteur critique du voile. Le RPA-2024 exige d'avoir la moitié des armatures de confinement sur l'étage supérieur de la hauteur critique, et au-delà de ce niveau, le confinement n'est pas obligatoire.
- Dans le cadre de ce travail, les éléments de rives sont gardés sur toute la hauteur du voile pour permettre l'emplacement des armatures de flexion composée. Une réduction des dimensions est faite par zone, avec notation des dimensions des éléments (L et B). Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

Armatures verticales : (cas le plus défavorable à la base du voile sous combinaisons sismiques)

Tableau VI.22. Armatures verticales élément de rive.

Combinaisons		N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	Le choix d'armature	A _H (cm ²)	Le choix d'armatures
Zone 1	Enveloppe MAX	-	0.19	0	18HA12 =20.36 cm ² (élément de rive)	Ah=0.0052 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
		1078.75					
Lc=80 cm et Bc=45cm (dimensions des éléments de rives confinés)							
Zone 2	Enveloppe MAX	-800.2	2.8	0	14HA12 =15.84 cm ² (Élément de rive)	Ah=0.009 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
L=45cm et B=40cm (dimensions des éléments de rives)							
Zone 3	Enveloppe MAX	-506.89	4.8	0	8HA12 =9.05 cm ² (Élément de rive)	Ah=0.012 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
L=35cm et B=35cm (dimensions des éléments de rives)							
Zone 4	Enveloppe MAX	-175.2	7.8	0	8HA12 =9.05 cm ² (Élément de rive)	Ah=0.040cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
L=30cm et B=30cm (dimensions des éléments de rives)							

- Règles communes :

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$$\text{Zone 1} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72\text{cm}$$

$$\text{Zone 2} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72\text{cm}$$

$$\text{Zone 3} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72\text{cm}$$

$$\text{Zone 4} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72\text{cm}$$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

-Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$\bar{v} = 1.4Vu$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{v}}{f_e} = 1.1 \times \frac{7.6 \times 1.4}{500} = 0.023 \text{KN}$$

❖ Justification de la condition de la ductilité locale (base du voile) (RPA2024):

Le 1^{er} schéma du ferrailage a étudié.

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requise, W_{wd} , dans les éléments de rive.

$$W_{wd} = \frac{\text{Volume des armatures des confinement}}{\text{Volume du noyau en béton}} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}} \quad (\text{sur la hcr})$$

$$\frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{f_e}{F_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{25} \times \frac{1.2}{1} = 24$$

$L_{Tot} =$ La section d'étrier = 512cm.

$$W_{wd} = \frac{\text{Section d'armature} \times L_{Tot} \times 1}{B_c \times H \times St} \times 24 = \frac{0.5 \times 512 \times 1}{45 \times 90 \times 7} \times 24 \Rightarrow W_{wd} = 0.22 > 0.12 \text{ (c.v)}$$

- Coefficient d'efficacité du confinement égale à $(\alpha_n \times \alpha_s)$.

$$\alpha_n = 1 - \Sigma_n \left(\frac{b^2}{6b_0h_0} \right) = 1 - \left(\frac{13.33^2 \times 19}{6 \times 15 \times 80} \right) \Rightarrow \alpha_n = 0.53$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2.b_0} \right) \times \left(1 - \frac{t}{2.h_0} \right) = \left(1 - \frac{7}{2 \times 15} \right) \times \left(1 - \frac{7}{2 \times 80} \right) \Rightarrow \alpha_s = 0.73$$

$$\alpha_n \times \alpha_s = 0.53 \times 0.73 = 0.39$$

$$\alpha_{wwd} = 0.39 \times 0.22 \Rightarrow \alpha_{wwd} = 0.085$$

- La valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & , \text{ si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \cdot \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & , \text{ si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

$$\begin{cases} T_0 = 0.78 \\ T_2 = 0.6 \end{cases} \Rightarrow M_{ed} = M_{rd} = 0.19 \text{ KN.m (Hypothèse)} \Rightarrow T_0 \geq T_2$$

$$u\phi = 2 \times \left(\frac{4.5}{1.1} \times \frac{0.19}{0.19} \right) - 1 \Rightarrow u\phi = 7.18$$

- w_v : Pourcentage normalisé des armatures d'âme.

$$w_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)b_w} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{32.97}{(495 - 2 \times 80) \times 20} \times 24 \Rightarrow W = 0.12$$

- La Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier.

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

$$\alpha_{Wwd} \geq 30 \cdot u\phi \cdot \left(\frac{V}{d} + \frac{W}{V} \right) \varepsilon_{sy} \cdot \frac{B_c}{B_0} - 0.035$$

$$\alpha_{Wwd} \geq 30 \times 7.18 \times (0.043 + 0.12) \times 0.0025 \times \frac{20}{15} - 0.035$$

$$\alpha_{Wwd} = 0.085 \geq 0.082 \Rightarrow CV$$

- La Position de l'axe neutre X_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des élément de rive.

$$X_u = \left(\frac{V}{d} + \frac{W}{V} \right) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0}$$

$$X_u = (0.043 + 0.12) \times \frac{495 \times 20}{15}$$

$$X_u = 107.58 \text{ cm}$$

- Pour calculer la longueur confinée des parties de rive $l_{c,calcul}$, il est nécessaire de calculer le raccourcissement limite à la rupture $\varepsilon_{cu;c}$ du béton confiné.

$$\varepsilon_{cu;c} = 0.0035$$

$$\varepsilon_{cu;c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha_{Wwd} \rightarrow \varepsilon_{cu;c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.085 \Rightarrow \varepsilon_{cu;c} = 0.012$$

$$L_{c,calcul} = X_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu;c}} \right) = 107.58 \times \left(1 - \frac{0.0035}{0.012} \right)$$

$$L_{c,calcul} = 76.20 \text{ cm} \leq l_c = 120 \text{ cm}$$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

Remarque. : La Justification de la condition de la ductilité locale est vérifiée

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

❖ Voile : 2 m.

Évaluation de l'effort normal réduit dans les voiles :

$$V = \frac{N_d}{d \cdot B_c \times F_{c28}} \leq 0.40 \quad \rightarrow \quad V = \frac{766.33 \times 10^3}{d \cdot (1775 \times 200 + 450 \times 450) \times 25} = 0.054 \leq 0.40 \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

❖ Évaluation des diagrammes des moments de calcul (ferraillage) :

$$H_w = 22.44 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L_w = 2 \text{ m}$$

$$H_w / l_w = 22.44 / 2 = 11.22 > 2 \quad (\text{voile élancé})$$

Évaluation de la hauteur (hcr) de la zone critique du voile :

La hauteur, hcr, de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

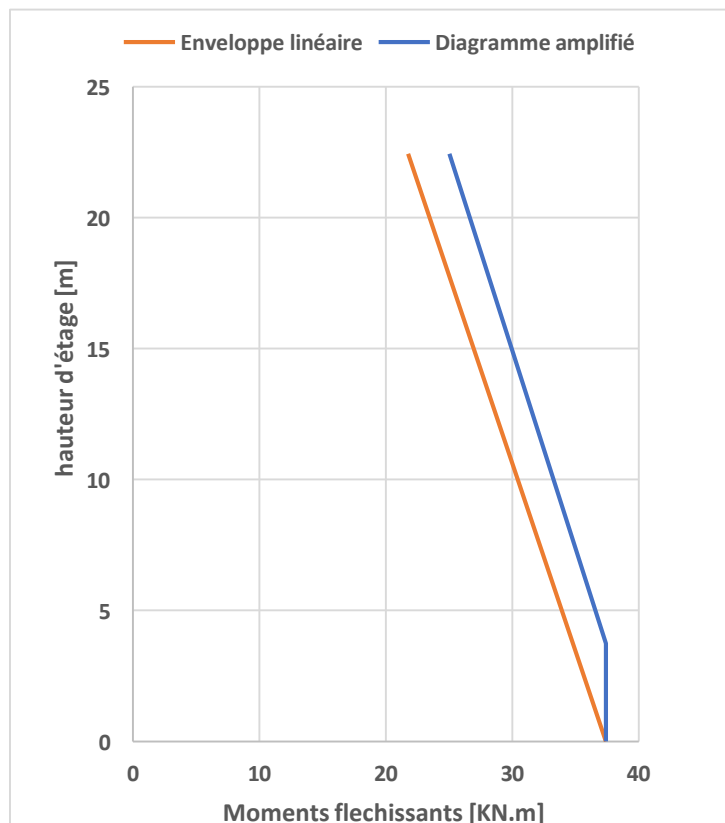
$$\bullet \quad h_{cr} = \max \left(l_w, \frac{h_w}{6} \right) \Rightarrow h_{cr} = \max \left(2, \frac{22.44}{6} \right) \Rightarrow h_{cr} = 3.74 \text{ m}$$

$$\bullet \quad h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times l_w \\ 2 \times h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

$$h_{cr} = 3.74 \text{ m} \leq \begin{cases} 2 \times 2 = 4 \text{ m} \\ 2 \times 3.73 = 7.46 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \text{CNV}$$

Donc on prend la $h_{cr} = 3.74 \text{ m}$

Enveloppe du diagramme des moments fléchissant du voile de 2 m :



Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

VI.3.3. Dimensionnement des éléments de rives (2 éléments différents)

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur, l_c , mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\epsilon_{cu} = 0,35\%$.

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w)$$

- l_w : longueur du voile
- b_w : largeur de l'âme du voile

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w) \Rightarrow l_c \geq \max(0.15 \times 2 ; 1.5 \times 0.2) \Rightarrow l_c \geq 0.30 \text{ m}$$

On prend $l_c = 0.4 \text{ m}$.

L'épaisseur, b_c des parties confinées de la section du voiles (éléments de rive) ne doit pas être inférieure à 20 cm.

-éléments de rives 1 : $b_c = 0.30 \text{ m}$

$$\text{Si : } l_c \leq \max(2 \times 0.45 ; 0.2 \times 2) \Rightarrow l_c = 0.4 \text{ m} \leq \max(0.90 ; 0.4) \Rightarrow l_c = 0.4 \text{ m} \leq 0.90 \text{ m}$$

$$\text{Alors. } b_c = 0.45 \text{ m} > h_e / 15 = 3.73 / 15 = 0.25 \text{ m.}$$

$$\text{On a ; } b_c = 0.45 \text{ m} > 0.25 \text{ m} \Rightarrow \text{(C.V)}$$

Donc : $b_c = 0.45 \text{ m}$

-éléments de rives 2 : $b_c = 0.25 \text{ m}$

$$\text{Si : } l_c \leq \max(2 \times 0.25 ; 0.2 \times 2) \Rightarrow l_c = 0.4 \text{ m} \leq \max(0.50 ; 0.4) \Rightarrow l_c = 0.4 \text{ m} \leq 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Alors. } b_c = 0.25 \text{ m} > h_e / 15 = 3.73 / 15 = 0.25 \text{ m.}$$

$$\text{On a ; } b_c = 0.25 \text{ m} = 0.25 \text{ m} \Rightarrow \text{(C.V)}$$

Donc : $b_c = 0.25 \text{ m}$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

❖ Ferrailage de l'âme :

- **Aciers verticaux.**

Le diamètre maximal, ϕ_{max} , des armatures d'âme doivent respecter la condition :

En utilisant le diamètre HA10 :

$$8\text{mm} \leq \phi_{max} \leq b_w/8$$

$$8\text{mm} \leq 10\text{mm} \leq 25\text{mm}$$

⇒ **Donc la condition est vérifiée.**

⇒ **Donc on a un espacement de : S = 15cm.**

- **Armatures horizontales (RPA-2024).**

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant.

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{v}}{z \cdot f_e}$$

- V : effort tranchant de calcul, $\bar{v} = 1.4V_u$.
- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$Z = h - 2d'$$

$$f_e = 500 \text{ Mpa}, \quad z = 177.5 \text{ cm}, \quad S = 10 \text{ cm}, \quad V = 15.59 \text{ Kn.}$$

$$A_h = \frac{\bar{v}}{z \cdot f_e} \times S = \frac{(15.59 \times 1.4) \times 10 \times 10}{177.5 \times 500} \Rightarrow A_h = 0.025 \text{ cm}^2$$

$$A_h > 0.025 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 2 \text{ HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

- **Éléments de rives 1 :**

$$A_v(\text{rive}) = 12HA12 = 13.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{\min}} \geq 0.005 * 40 * 40 = 8 \text{ cm}^2 \text{ (C.V)}$$

- **Éléments de rives 2 :**

$$A_v(\text{rive}) = 8HA12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{\min}} \geq 0.005 * 20 * 40 = 4 \text{ cm}^2 \text{ (C.V)}$$

Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espace vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min (b_0/3, 12.5 \text{ cm}, 6 \cdot \phi_l)$$

Avec : ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ; en outre $\phi_l \geq 12\text{mm}$.

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

- **éléments de rives 1 :**

$$S_t \leq \min (40/3; 12.5; 6(1.2))$$

$$S_t \leq \min (8.33; 12.5; 7.2)$$

$$S_t = 7 \text{ cm (sur hcr)}$$

- **éléments de rives 2 :**

$$S_t \leq \min (20/3; 12.5; 6 (1.2))$$

$$S_t \leq \min (6.7; 12.5; 7.2)$$

$$S_t = 6 \text{ cm (sur hcr)}$$

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 (hcr) et doit satisfaire les conditions :

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

$$A_t \geq 0.09 s_t \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 s_t \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

- 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.

❖ éléments de rives 1 :

$$b_0 = 40 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ MPA}$$

$$A_g = 45 \cdot 45 = 2025 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ cm}^2.$$

- $A_t \geq 0.09 \times 7 \times 40 \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 1.26 \text{ cm}^2.$
- $A_t \geq 0.3 \times 7 \times 40 \times \left(\frac{2025}{1600} - 1 \right) \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 1.12 \text{ cm}^2.$

$$A_t = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6 \text{ HA8} = 3.02 \text{ cm}^2 \quad (3 \text{ cadres en HA8})$$

❖ éléments de rives 2 :

$$b_0 = 15 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ MPA}$$

$$A_g = 25 \cdot 45 = 1125 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = 20 \cdot 40 = 800 \text{ cm}^2.$$

- $A_t \geq 0.09 \times 6 \times 20 \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 0.54 \text{ cm}^2.$
- $A_t \geq 0.3 \times 6 \times 20 \times \left(\frac{1125}{800} - 1 \right) \times \frac{25}{500} \Rightarrow A_t \geq 0.73 \text{ cm}^2.$

$$A_t = 0.73 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ cadres en HA8})$$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

Armatures verticales.

Tableau VI.23. Armatures verticales élément de rive.

Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	Le choix D'armatures Bc ₁	Le choix D'armatures Bc ₂	A _H (cm ²)	Le choix d'armatures
Zone 1	Sismiques 766.3	37.38	0	12HA12	8HA12	Ah=0.025 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
				= 13.58 cm ²	= 9.05 cm ²		
Lc=40cm et Bc ₁ =45cm et Bc ₂ =25cm							
Zone 2	Sismiques 580.9	33	0	12HA12	8HA12	Ah=0.019 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
				= 13.58 cm ²	= 9.05 cm ²		
Lc=35cm et Bc ₁ =40cm et Bc ₂ =20cm							
Zone 3	Sismiques 371.8 2	29	0	8HA12	6HA12	Ah=0.018 cm ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
				= 9.05 cm ²	= 6.76 cm ²		
Lc=30cm et Bc ₁ =35cm et Bc ₂ =20cm							
Zone 4	Sismiques -118.2	25	0	8HA12	6HA12	Ah=0.03c m ²	Ah=2HA10 = 1.57 cm
				= 9.05 cm ²	= 6.76 cm ²		
Lc=25cm et Bc ₁ =30cm et Bc ₂ =20cm							

- Règles communes :

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$$\text{Zone 1} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72\text{cm}$$

$$\text{Zone 2} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72\text{cm}$$

$$\text{Zone 3} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72\text{cm}$$

$$\text{Zone 4} \Rightarrow L = 60 \times \phi_l = 60 \times 1.2 \Rightarrow L = 72\text{cm}$$

-Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$\bar{v} = 1.4V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{v}}{f_e} = 1.1 \times \frac{15.59 \times 1.4}{500} = 0.048\text{KN}$$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

❖ Justification de la condition de la ductilité locale :

Le Schéma de ferrailage a étudié.

-éléments de rives 1 :

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requise, W_{wd} , dans les éléments de rive.

$$W_{wd} = \frac{\text{Volume des armatures des confinement}}{\text{Volume du noyau en béton}} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}}$$

$$\frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{f_e}{F_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{25} \times \frac{1.2}{1} = 24$$

$L_{Tot} =$ La section d'étrier = 372 cm.

$$W_{wd} = \frac{\text{Section d'armature} \times L_{Tot} \times 1}{B_c \times H \times St} \times 24 = \frac{0.5 \times 372 \times 1}{45 \times 45 \times 7} \times 24 \Rightarrow W_{wd} = 0.31$$

- Coefficient d'efficacité du confinement égale à $(\alpha_n \times \alpha_s)$.

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b^2}{6b_0h_0} \right) = 1 - \left(\frac{13^2 \times 12}{6 \times 40 \times 40} \right) \Rightarrow \alpha_n = 0.79$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \times \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{7}{2 \times 40} \right) \times \left(1 - \frac{7}{2 \times 40} \right) \Rightarrow \alpha_s = 0.83$$

$$\alpha_n \times \alpha_s = 0.79 \times 0.83 = 0.66$$

$$\alpha_{W_{wd}} = 0.66 \times 0.31 \Rightarrow \alpha_{W_{wd}} = 0.21$$

- La valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

$$\begin{cases} T_0 = 0.78 \\ T_2 = 0.6 \end{cases} \Rightarrow M_{ed} = M_{rd} = 37.38 \text{ KN.m} \Rightarrow T_0 \geq T_2$$

$$u\phi = 2 \times \left(\frac{4.5}{1.1} \times \frac{37.38}{37.38} \right) - 1 \Rightarrow u\phi = 7.18$$

- w_v : Pourcentage normalisé des armatures d'âme.

$$W_v = \frac{A_{sv}}{B_c \times H} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{12.56}{45 \times 45} \times 24 \Rightarrow W_v = 0.085$$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

$$(l_w - 2l_c)b_w \quad \overline{Fcd} \quad \overline{(222.5 - 2 \times 40) \times 25} \quad V$$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

- La Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier.

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

$$\alpha_{Wwd} \geq 30 \cdot u\phi \cdot \left(\frac{V}{d} + \frac{W}{V} \right) \varepsilon_{sy} \cdot \frac{B_c}{B_0} - 0.035$$

$$\alpha_{Wwd} \geq 30 \times 7.18 \times (0.054 + 0.085) \times 0.0025 \times \frac{45}{40} - 0.035$$

$$\alpha_{Wwd} = 0.21 \geq 0.049 \Rightarrow \text{CV}$$

- La Position de l'axe neutre X_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des élément de rive.

$$X_u = \left(\frac{V}{d} + \frac{W}{V} \right) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0}$$

$$X_u = (0.054 + 0.085) \times \frac{222.5 \times 45}{40}$$

$$X_u = 34.79 \text{ cm}$$

- Pour calculer la longueur confinée des parties de rive $l_{c,\text{calcul}}$, il est nécessaire de calculer le raccourcissement limite à la rupture $\varepsilon_{cu;c}$ du béton comprimé.

$$\varepsilon_{cu;c} = 0.0035$$

$$\varepsilon_{cu;c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha_{Wwd}$$

$$\varepsilon_{cu;c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.21 \Rightarrow \varepsilon_{cu;c} = 0.0245$$

$$L_{c,\text{calcul}} = X_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu;c}} \right) = 34.79 \times \left(1 - \frac{0.0035}{0.0245} \right)$$

$$L_{c,\text{calcul}} = 22.82 \text{ cm} \leq l_c = 40 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

- éléments de rives 2 :

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requise, W_{wd} , dans les éléments de rive.

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

$$W_{wd} = \frac{\text{Volume des armatures des confinement}}{\text{Volume du noyau en béton}} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}}$$

$$\frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{f_e}{F_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{25} \times \frac{1.2}{1} = 24$$

$L_{Tot} =$ La section d'étrier = 186cm.

$$W_{wd} = \frac{\text{Section d'armature} \times L_{Tot} \times 1}{B_c \times H \times St} \times 24 = \frac{0.5 \times 186 \times 1}{25 \times 45 \times 6} \times 24 \Rightarrow W_{wd} = 0.33$$

- Coefficient d'efficacité du confinement égale à $(\alpha_n \times \alpha_s)$.

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b^2}{6b_0h_0} \right) = 1 - \left(\frac{(20^2 \times 2) + (13^2 \times 6)}{6 \times 20 \times 40} \right) \Rightarrow \alpha_n = 0.62$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2.b_0} \right) \times \left(1 - \frac{t}{2.h_0} \right) = \left(1 - \frac{6}{2 \times 20} \right) \times \left(1 - \frac{6}{2 \times 40} \right) \Rightarrow \alpha_s = 0.79$$

$$\alpha_n \times \alpha_s = 0.62 \times 0.79 = 0.49$$

$$\alpha_{Wwd} = 0.49 \times 0.33 \Rightarrow \alpha_{Wwd} = 0.16$$

- La valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

$$\begin{cases} T_0 = 0.78 \\ T_2 = 0.6 \end{cases} \Rightarrow M_{ed} = M_{rd} = 37.38 \text{ KN.m} \Rightarrow T_0 \geq T_2$$

$$u\phi = 2 \times \left(\frac{4.5}{1.1} \times \frac{37.38}{37.38} \right) - 1 \Rightarrow u\phi = 7.18$$

- w_v : Pourcentage normalisé des armatures d'âme.

$$w_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)b_w} \times \frac{F_{yd}}{F_{cd}} = \frac{12.56}{(222.5 - 2 \times 40) \times 25} \times 24 \Rightarrow W = 0.085$$

- La Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier.

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

$$\alpha_{Wwd} \geq 30 \cdot u\phi \cdot \left(\frac{V}{d} + W \right) \varepsilon_{sy} \cdot \frac{B_{\varepsilon}}{B_0} - 0.035$$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

$$\geq 30 \times 7.18 \times (0.054 + 0.085) \times 0.0025 \times \frac{25}{20} - 0.035$$

α_{Wwd}

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

$$\alpha_{Wwd} = 0.21 \geq 0.058 \Rightarrow \text{CV}$$

- La Position de l'axe neutre X_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des élément de rive.

$$X_u = \left(\frac{V}{d} + \frac{W}{V} \right) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0}$$

$$X_u = (0.054 + 0.085) \times \frac{222.5 \times 25}{20}$$

$$X_u = 38.66 \text{ cm}$$

- Pour calculer la longueur confinée des parties de rive $l_{c,\text{calcul}}$, il est nécessaire de calculer le raccourcissement limite à la rupture $\varepsilon_{cu,c}$ du béton comprimé.

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha_{Wwd}$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.21 \Rightarrow \varepsilon_{cu,c} = 0.0245$$

$$L_{c,\text{calcul}} = X_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right) = 38.66 \times \left(1 - \frac{0.0035}{0.0245} \right)$$

$$L_{c,\text{calcul}} = 33.14 \text{ cm} \leq l_c = 40 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement : Selon l'art 7.7.2 RPA2024.**

$$\tau = \frac{\bar{v}}{b} \Rightarrow \tau \leq \tau_b = 0.2 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{v} = 1.4Vu$$

b_w : épaisseur du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

$$V_{L1} = 4.5 \text{ m}$$

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

$V_{L2}=2.0\text{m}$

Tableau VI.24. Vérification des contraintes de cisaillement selon l’RPA.

Zone	Effort tranchant (KN)		τ_b (MPa)		$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
	V_{L1}	V_{L2}	V_{L1}	V_{L2}		
Zone I	1.2	15.47	0.002	0.06	5	CV
Zone II	2.33	13.78	0.004	0.053		CV
Zone III	3.33	14.74	0.006	0.057		CV
Zone IV	7.6	31.26	0.013	0.12		CV

- **Vérification des Contraintes dans le Béton.**

Les sections choisies seront vérifiées à l'état limite de service (ELS). Pour cela, nous déterminerons les contraintes maximales dans le béton et l'acier afin de les comparer aux valeurs admissibles.

La contrainte admissible de l'acier est de $\bar{\sigma}_s=15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B \times 15.A}$$

Avec :

N_s : effort normal à l'état limite de service

B : section du béton

A : section d'armature adoptée.

Tableau VI.25. Vérification des contraintes dans le béton.

Zone	N_s (KN)		σ_b (MPa)		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
	V_{L1}	V_{L2}	V_{L1}	V_{L2}		
Zone I	1162.39	997.35	6.34	12.24	15	CV
Zone II	864.1	771.51	4.71	9.47		CV
Zone III	546.81	503.36	4.48	9.27		CV
Zone IV	186.74	175.16	1.53	3.25		CV

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

Conclusion

□ Le ferrailage retenu pour les poutres est comme suit :

Armatures longitudinales

Poutre principal (25X35):

PP Travée 3HA14=4.62

Appuis 3HA14=4.62

PPV Travée 3HA14=4.62

Appuis 3HA14=4.62

Poutre secondaire (25X30)

PP Travée 3HA14=4.62

Appuis 3HA14=4.62

PPV Travée 3HA14=4.62

Appuis 3HA14=4.62

Armatures transversales

Poutre principal (25X35):

At = 4HA8 (étrier + cadre de $\varnothing 8$) = 2.01 cm².

Poutre secondaire (25X30)

At = 4HA8 (étrier + cadre de $\varnothing 8$) = 2.01 cm².

□ Le ferrailage retenu pour les poteaux est :

Poteau (45 × 45) [cm²] → A adoptée = 6HA16 /face

Poteau (40 × 40) [cm²] → A adoptée = 6HA14 /face

Poteau (35 × 35) [cm²] → A adoptée = 4HA14 /face

Poteau (30 × 30) [cm²] → A adoptée = 4HA12 /face

□ Le ferrailage retenu pour les voiles

Il est donné par zone selon les mêmes zones que pour les poteaux et par types selon la longueur du voile :

Chapitre VI : Calcul des éléments principaux

□ Voile Type 1 : L= 4,75 m

	Ferrailage vertical	Ferrailage horizontal
Zone 1	18HA12 ; esp = 15 cm Zone critique : Potelet en 6HA12 (+ 2 cadres HA10)	HA10 fil / esp = 15 cm
Zone 2	14HA12 ; esp = 15 cm Zone critique : Potelet en 6HA12 (+ 2 cadres HA10)	HA10 fil / esp = 15 cm
Zone 3	8HA12 ; esp = 15 cm Zone critique : Potelet en 6HA12 (+ 2 cadres HA10)	HA10 fil / esp = 15 cm
Zone 4	8HA12 ; esp = 15 cm Zone critique : Potelet en 6HA12 (+ 2 cadres HA10)	HA10 fil / esp = 15 cm

* Armatures transversales : Minimum 4 épingles / m².

□ Voile Type 2 : L= 2,00 m

	Ferrailage vertical	Ferrailage horizontal
Zone 1	12HA12 ; esp = 15 cm Zone critique : Potelet en 6HA12 (+ 2 cadres HA10)	HA10 fil / esp = 15 cm
Zone 2	12HA12 ; esp = 15 cm Zone critique : Potelet en 6HA12 (+ 2 cadres HA10)	HA10 fil / esp = 15 cm
Zone 3	12HA12 ; esp = 15 cm Zone critique : Potelet en 6HA12 (+ 2 cadres HA10)	HA10 fil / esp = 15 cm
Zone 4	12HA12 ; esp = 15 cm Zone critique : Potelet en 6HA12 (+ 2 cadres HA10)	HA10 fil / esp = 15 cm

* Armatures transversales : Minimum 4 épingles / m².

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII. INTRODUCTION

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où parades éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal
- Une force horizontale
- Un moment de flexion

- **Fondations superficielles**

Elles sont utilisées sur des sols à capacité portante élevée et permettent une transmission directe des efforts au sol.

- Les types les plus courants sont :
 - **Les semelles isolées,**
 - **Les semelles continues,**
 - **Les radiers.**

- **Fondations semi-profondes :**

Utilisées lorsque le sol superficiel est peu résistant et que le bon sol se trouve à une profondeur modérée, avec un rapport : $4 < D/B < 10$.

Exemple : Les puits.

- **Fondations profondes :**

Employées lorsque le sol est très peu résistant ou que le bon sol est à grande profondeur, avec un rapport **$D/B > 10$** .

Avec : Les pieux

- D : la hauteur d'ancrage
- B : la largeur de la base de la fondation.

Étude géotechnique du sol

Le choix des fondations dépend de l'analyse du sol, qui détermine sa capacité portante.

Les résultats de cette étude ont conduit aux résultats suivants :

- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bars}$ à **2 m** de profondeur,
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque d'eau

VII. 1. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est déterminé par plusieurs facteurs, notamment la stabilité de l'ouvrage, la facilité de l'exécution, l'économie, la capacité portante du sol, l'importance de la superstructure et le tassement du sol.

Les combinaisons de charges verticales et sismiques sont spécifiées ci-dessous :

-Selon le RPA2024 (Combinaisons d'actions sismiques) :

$$G + \Psi Q \pm 1.4E1 = G + 0.3Q \pm 1.4E_x \pm (1.4 \times 0.3) E_y \rightarrow \text{RPA 2024.}$$

$$G + \Psi Q \pm 1.4E2 = G + 0.3Q \pm 1.4E_y \pm (1.4 \times 0.3) E_x \rightarrow \text{RPA 2024.}$$

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU: $1.35G + 1.5Q$

- ELS: $G + Q$

Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N max qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_s}$$

(A×B) section de la semelle

(a×b) Dimension du poteau

N_s : effort normal à l'ELS

σ_{sol} : capacité portante du sol $\rightarrow (\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0.200 \text{ MPa})$

. Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \rightarrow \frac{45}{45} = 1 \rightarrow A = B$$

$$\text{Donc : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_s}}$$

$$N_s = 1227.71 \text{ kN}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1227.71}{200}} = 2.47$$

$$B = 2.5 \text{ m}$$

la section des semelles sous poteau totale est :

$$S_{\text{bat}} = n \times B^2 = (18.2 \times 15.96) = 290.47 \text{ m}^2$$

$$S = 24 \times 2.5^2 = 150 \text{ m}^2 \geq 50\% S_{\text{bat}} = 145.23 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface des semelles sous poteaux dépasse **50 %** de la surface totale du bâtiment. Ce type de fondation n'est donc pas adapté à notre projet. Il est préférable d'opter pour des **semelles filantes**.

1) Semelles filantes :**➤ Prédimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N

$$\sigma_{\text{sol}} > \frac{N_s}{S}$$

- N_s : effort normal à la base du voile
- B : largeur de la semelle
- L : longueur de la semelle sous voile

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Sens longitudinale :**Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).**

Voile	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$	N_s (KN)	n_{voile}	L (m)	B (m)	S = B X L (m ²)
V _{X1}	200	997.35	2	2	5	10
V _{X2}	200	591.72	1.2	2	4.92	9.84

Sens transversale :**Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).**

Voile	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$	N_s (KN)	n_{voile}	L (m)	B (m)	S = B X L (m ²)
V _{Y1}	200	1165.95	2	4.5	2.6	11.7

-La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 10 + 9.84 + 11.7 \Rightarrow S_v = 31.54 \text{ m}^2$$

Semelles filantes sous poteaux.

On fera le calcul sur la file des poteaux les plus sollicités.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : le calcul sur la file des poteaux les plus sollicités.

Poteaux	Ns (KN)	Ms (KN.m)	ei (m)	N × ei
C26	652,59	12,052	6.25	4078.69
C27	745,49	2,27	2.25	1677.35
C28	844,1	-2,447	-2.25	-1899.23
C29	374,08	-11,364	-6.25	-2338
	Σ=-2616.23	Σ=0.511		Σ=1518.81

• **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces.**

$$e = \frac{\sum Niei + \sum Mi}{R} = \left| \frac{1518.81 + 0.511}{2616.23} \right| \Rightarrow e = 0.58m$$

Avec :

$$R = \sum Ns$$

• **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle.**

$$e = 0.58 m < \frac{L}{6} = \frac{12.95}{6} = 2.16 m$$

-Répartition trapézoïdale :

- $q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2616.23}{12.95} \left(1 - \frac{6 \times 0.58}{12.95}\right) \Rightarrow q_{\min} = 147.74 \text{ KN/ml.}$
- $q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2616.23}{12.95} \left(1 + \frac{6 \times 0.58}{12.95}\right) \Rightarrow q_{\max} = 256.31 \text{ KN/ml.}$
- $q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2616.23}{12.95} \left(1 + \frac{3 \times 0.58}{12.95}\right) \Rightarrow q_{(L/4)} = 229,17 \text{ KN/ml.}$

• **Détermination de la largeur de la semelle.**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{229.17}{200} = 1.15m$$

Donc on opte pour $B = 1.15 m$.

On aura la surface totale

$$S_p = B \times L \times n = 1.15 \times 12.95 \times 6 \Rightarrow S_p = 89.36 m^2$$

Avec :

• **n**: Nombre de portique dans le sens considéré.

-La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_v + S_p = 31.54 + 89.36 \Rightarrow S_t = 120.90 \text{ m}^2$$

-La surface totale de la structure :

$$S_{\text{bat}} = 241.52 \text{ m}^2$$

-Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$S_t = 120.90 > 50\% S_{\text{bat}} = 120.75 \text{ m}^2$$

Conclusion

La grande largeur des semelles entraîne un chevauchement, ce qui fait que leur surface dépasse 50 % de celle du bâtiment. Pour cette raison, nous choisirons d'opter pour un radier général.

VII. -2- Étude du Radier Général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier général présente les avantages suivants

- Une bonne répartition de charge
- Évite les tassements différentiels importants
- Faciliter le coffrage et la mise en œuvre du béton
- Rapidité de l'exécution

VI-2- 1-Pré dimensionnement du radier.

a- Condition de vérification de la longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\text{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie.

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\text{max}}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

• **L_e** : Longueur élastique

- **K** : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40$ MPa pour un sol moyen
- **I** : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)
- **E** : Module de déformation longitudinale déferée
- **Lmax** : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{(2 \times 4.50)^4 \times 3 \times 40}{\pi \times 10818.865}} = 0.91\text{m} \Rightarrow \mathbf{h = 0.95\ m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{450}{8} \leq h \leq \frac{450}{5} \Rightarrow \mathbf{56.25 \leq h \leq 90\ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h_n = 95\ cm$

a- La largeur de la nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante avec $h_n = 95\ cm$:

$$\mathbf{0.4\ h_n \leq b_n \leq 0.7\ h_n} \Rightarrow 0.4 \times 95 \leq b_n \leq 0.7 \times 95 \Rightarrow \mathbf{38 \leq b_n \leq 66.5}$$

On prend : $\mathbf{b_n = 55\ cm}$

b- Dalle de radier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$hd \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow hd \geq \frac{450}{20} \Rightarrow hd \geq 22.5 \Rightarrow \text{Soit : } \mathbf{h_d = 25\ cm}$$

c- Épaisseur de la dalle flottante.

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e_{dalle} \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow \frac{450}{50} \leq e_{dalle} \leq \frac{450}{40} \Rightarrow \mathbf{9\ cm \leq e_{dalle} \leq 11.25\ cm}$$

On prend : $\mathbf{e_{dalle} = 15\ cm}$

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $\mathbf{h_n = 95\ cm} \Rightarrow$ Hauteur de la nervure.
- $\mathbf{b_n = 55\ cm} \Rightarrow$ Largeur de la nervure.
- $\mathbf{h_d = 25\ cm} \Rightarrow$ Hauteur de la dalle du radier. **VI.3.**
- $\mathbf{e_{dalle} = 15\ cm} \Rightarrow$ Épaisseur de la dalle flottante.

• $c = 5 \text{ cm} \Rightarrow$ Enrobage (Article A.7.1 du BAEL 91).

1) Détermination de la surface du radier :

Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel :

$$N_u = 27031.8 \text{ KN}$$

$$N_s = 19752.55 \text{ KN}$$

• Selon l'état limite :

$$\text{ELU} : S_{\text{radier}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{27031.8}{1.33 \times 200} = 101.62 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS} : S_{\text{radier}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{19752.55}{200} = 98.76 \text{ m}^2$$

$$D'où : S_{\text{rad}} = \max (s_{\text{necELU}}, s_{\text{necELS}}) = \max (101.62 ; 98.76) \Rightarrow S_{\text{rad}} = 101.62 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 241.52 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 101.62 \text{ m}^2$$

Remarque

Il est constaté que la surface totale du bâtiment dépasse la surface requise pour le radier. Dans ce cas, nous choisissons un débord minimal conformément aux règles du BAEL, qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{95}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 47.5 \text{ cm}$$

Ainsi, le débord sera de : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{déb}} = P \cdot L_{\text{deb}} = 63.2 \times 0.50 \Rightarrow S_{\text{déb}} = 31.6 \text{ m}^2$$

Avec :

• **P** : périmètre du bâtiment.

-Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 241.52 + 31.6 \Rightarrow S_{\text{rad}} = 273.12 \text{ m}^2$$

VI-2- 2-Calcul des sollicitations à la base du radier**a- Charge permanente**

Poids du bâtiment : $G_{\text{bat}} = 17313.46 \text{ KN}$

• **Poids de radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T. V. O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

• **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_{\text{d}} \times \rho_{\text{b}} \Rightarrow P_{\text{dalle}} = 273.12 \times 0.25 \times 25 \Rightarrow P_{\text{dalle}} = 1707 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures :**

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \times \rho_b \times (L_x.n_x + L_y.n_y)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.55 \times (0.95 - 0.25) \times 25 \times ((18.65 \times 4) + (12.95 \times 6)) \Rightarrow P_{\text{nerv}} = 1465.89 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO (remblai) :**

Le poids de la TVO : $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = b_n \times (L_x.n_x + L_y.n_y) = 0.55 \times 152.3 \Rightarrow S_{\text{ner}} = 83.77 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } P_{\text{TVO}} = (273.12 - 83.77) \times (0.95 - 0.25) \times 17 \Rightarrow P_{\text{TVO}} = 2253.27 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times e_{\text{dalle}} \times \rho_b = 273.12 \times 0.15 \times 25 \Rightarrow P_{\text{dalle}} = 1024.2 \text{ KN}$$

Enfin :

$$G_{\text{rad}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nerv}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle}}$$

$$G_{\text{rad}} = 1707 + 1465.89 + 2253.27 + 1024.2 \Rightarrow G_{\text{rad}} = 6450.36 \text{ KN}$$

- b- Surcharge d'exploitation :**

-Surcharge de bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 2439.08 \text{ KN}$

-Surcharge du radier :

$$Q_{\text{rad}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{rad}} = 5 \times 273.12 \Rightarrow Q_{\text{rad}} = 1365.6 \text{ KN}$$

- c- Poids total de la structure**

$$G_{\text{T}} = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 17313.46 + 6450.36 \Rightarrow G_{\text{T}} = 23763.82 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{T}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 2439.08 + 1365.6 \Rightarrow Q_{\text{T}} = 3804.68 \text{ KN}$$

- d- Combinaison d'action**

- **Selon l'état limite ultime :**

$$N_u = 1.35 G_{\text{T}} + 1.5 Q_{\text{T}} = (1.35 \times 23763.82) + (1.5 \times 3804.68)$$

$$N_u = 37788.18 \text{ KN}$$

- **Selon l'état limite de service :**

$$N_s = G + Q = (23763.82) + (3804.68) \Rightarrow N_s = 27568.5 \text{ KN}$$

VI-2- 3-Vérifications :**a- Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1,221)**

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa.}$$

Avec :

- $b = 100 \text{ cm}$

- $d = h_d - C = 20 \text{ cm}$

$$T_U = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{37788.18 \times 1}{273.12} \times \frac{4.50}{2} = 311.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{311.30 \times 10^3}{1000 \times 200} = 1.56 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

c. Vérification de la Stabilité du Radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par :

- ✓ un effort normal (N) dus aux charges verticales
- ✓ un moment (M) de renversement dus au séisme dans le sens considéré.

La formule est la suivante :

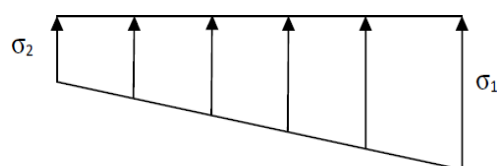
$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

où :

- $M_j(K=0)$: Moment sismique à la base de la structure ;
- $T_j(K=0)$: Effort tranchant à la base de la structure ;
- h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes fournit les informations nécessaires pour cette analyse.

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 \pm \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$



Figures VII.1: Diagramme de la répartition des contraintes a la base

Avec :

$$\bullet \sigma_{1,2} = \frac{Nu}{Srad} \pm \frac{Mx}{Ixx} \cdot X_G$$

$$\bullet \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum SiXi}{\sum Si} \quad . \quad Y_G = \frac{\sum SiYi}{\sum Si}$$

Avec :

- Si: Aire du panneau considéré.
- Xi, Yi: Centre de gravité du panneau considéré.

Vu que la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (X-X ; Y-Y)

$$X_G = \frac{\text{Longueur du batiment}}{2} = \frac{18.65}{2} \Rightarrow X_G = 9.33 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur du batiment}}{2} = \frac{12.95}{2} \Rightarrow Y_G = 6.48 \text{ m.}$$

• Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{12.95 \times 18.65^3}{12} \Rightarrow I_{xx} = 7000.44 \text{ m.}$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{18.65 \times 12.95^3}{12} \Rightarrow I_{yy} = 3375.26 \text{ m}$$

♦ Sens longitudinal

$$M_X = 8987.64 + 31146.99 \times 0.95 \Rightarrow M_X = 38577.28 \text{ KN. m}$$

• Selon l'état limite ultime :

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{Srad} + \frac{Mx}{Iyy} \cdot X_G = \frac{37788.18}{273.12} + \frac{38577.28}{3375.26} \times 9.33 \Rightarrow \sigma_1 = 244.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{Srad} - \frac{Mx}{Iyy} \cdot X_G = \frac{37788.18}{273.12} - \frac{38577.28}{3375.26} \times 9.33 \Rightarrow \sigma_2 = 31.72 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 244.99 + 31.72}{4} \Rightarrow \sigma_m = 191.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 191.67 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Selon l'état limite de service :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X = \frac{27568.61}{273.12} + \frac{38577.28}{3375.26} \times 9.33 \Rightarrow \sigma_1 = 207.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X = \frac{27568.61}{273.12} - \frac{38577.28}{3375.26} \times 9.33 \Rightarrow \sigma_2 = -5.70 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 207.58 - 5.70}{4} \Rightarrow \sigma_m = 154.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 154.26 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal

$$M_Y = 11181.94 + 42663.36 \times 0.95 \Rightarrow M_Y = 51712.13 \text{ KN. m}$$

• Selon l'état limite ultime :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y = \frac{37788.33}{273.12} + \frac{51712.13}{7000.43} \times 6.48 \Rightarrow \sigma_1 = 186.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y = \frac{37788.33}{273.12} - \frac{51712.13}{7000.43} \times 6.48 \Rightarrow \sigma_2 = 90.49 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 186.22 + 90.49}{4} \Rightarrow \sigma_m = 162.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 162.29 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Selon l'état limite de service :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y = \frac{27568.61}{273.12} + \frac{51712.13}{7000.43} \times 6.48 \Rightarrow \sigma_1 = 148.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y = \frac{27568.61}{273.12} - \frac{51712.13}{7000.43} \times 6.48 \Rightarrow \sigma_2 = 53.07 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 148.81 + 53.07}{4} \Rightarrow \sigma_m = 124.88 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 124.88 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

VI-2- 4- Ferrailage du Radier.

- **Ferrailage de la dalle du Radier :**

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisé 99. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie à l'ELU, sera vérifié ainsi à l'ELS.

- Le ferrailage sera calculé en fonction des sollicitations données par les combinaisons plus défavorables :

$$1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$$

$$G + Q \rightarrow \text{à l'ELS.}$$

$$G + \Psi Q \pm 1.4E1$$

$$G + \Psi Q \pm 1.4E2$$

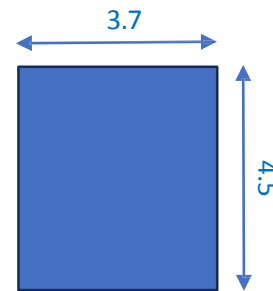
- Identification du Panneau le Plus Sollicité :**

Il convient de noter que les panneaux subissent des charges similaires. Par conséquent, il est essentiel d'homogénéiser le ferrailage pour en faciliter l'application. Les calculs seront axés sur le panneau le plus sollicité, et le même ferrailage sera utilisé pour l'ensemble du radier.

Les dimensions du panneau le plus sollicité sont les suivantes :

$$L_x = 3.7 \text{ m et } L_y = 4.5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{4.5} = 0.82$$



$0.4 \leq \rho = 0.82 \leq 1 \Rightarrow$ la dalle fonctionne dans les deux sens.

Lors du calcul du ferrailage, il est nécessaire de soustraire de la contrainte maximale σ_m^{max} la contrainte liée au poids propre du radier, qui est directement supporté par le sol.

- Selon l'état limite ultime :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_n^1, \sigma_n^2) = \max(244.99, 186.22) \Rightarrow \sigma_m = 244.99 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m - \frac{Grad}{Srad} = \left(244.99 - \frac{6450.47}{273.12}\right) \times 1\text{m} \Rightarrow q_u = 221.37 \text{ KN/ml}$$

- Selon l'état limite de service :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^1, \sigma_s^2) = \max(207.58, 148.81) \Rightarrow \sigma_m = 207.58 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_m - \frac{Grad}{Srad} = \left(207.58 - \frac{6450.47}{273.12}\right) \times 1\text{m} \Rightarrow q_s = 183.96 \text{ KN/ml}$$

a- Calcul à l'état limite ultime :

- Calcul des sollicitations**

On a: $\rho = 0.82$ et $\nu = 0$

$$\Rightarrow \text{A l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0542 \\ \mu_y = 0.631 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

-Suivant (x-x)

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0542 \times 221.37 \times 3.7^2 \Rightarrow \mathbf{M_{0x} = 164.26 \text{ KN. m}}$$

-Suivant (y-y)

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.631 \times 164.26 \Rightarrow \mathbf{M_{0y} = 103.65 \text{ KN. m}}$$

Remarque :

Pour tenir compte du semi-encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront ajustés. Nous considérerons un panneau intermédiaire avec un coefficient de 0,5 pour les appuis et de 0,75 pour les travées.

• Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 164.26 \Rightarrow \mathbf{M_{tx} = 123.20 \text{ KN. m}}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 103.65 \Rightarrow \mathbf{M_{ty} = 77.74 \text{ KN. m}}$$

• Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 164.26 \Rightarrow \mathbf{M_{ax} = -82.13 \text{ KN. m}}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 103.65 \Rightarrow \mathbf{M_{ay} = -51.83 \text{ KN. m}}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :

• b = 100 cm

• h = 25 cm

• d = 20 cm

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} \quad A_{st} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

Tableau VII.4 : Ferrailage du panneau de dalle du radier.

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	s _t (cm)
X-X	Appuis	82.13	0.14	0.924	10.22	8HA14=12.32	12.5
	Travée	123.20	0.21	0.881	16.21	8HA20=25.13	12.5
Y-Y	Appuis	51.83	0.091	0.952	6.26	7HA12=7.92	14
	Travée	77.74	0.14	0.924	9.67	7HA16=14.07	14

VII. 2.5- Vérification à L'ELU.

a- Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99).

$$\omega_x = \frac{A_{min}}{b h} \geq \omega_0 \frac{3-L_x}{2} \Rightarrow A_{min} \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} b h$$

Avec :

- ω₀ : le taux d'armatures ⇒ ω₀ = 0.0006 → fe 500

$$A_{min} \geq 0.0006 \times \frac{3-0.82}{2} \times 100 \times 25 \Rightarrow A_{min} = 1.64 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.5 : Condition de non fragilité.

Sens	Zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
X-X	Appuis	12.32	1.64	Condition vérifiée
	Travée	25.13		Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	7.92		Condition vérifiée
	Travée	14.07		Condition vérifiée

- Vérification des Espacements (Art A8.2, 42 BAEL 91 / modifié 99).

L'espacement entre les armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes, où h représente l'épaisseur totale de la dalle.

-Suivant (x-x) :

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 25 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 11 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Suivant (y-y) :

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 25 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 14 \text{ cm} \leq 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Diamètre Maximal des Barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)**

Selon l'article, le diamètre des barres utilisées en tant qu'armatures pour les dalles ne doit pas dépasser un dixième de l'épaisseur de l'élément, soit :

$$\varphi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{25}{10} \Rightarrow \varphi_{max} \leq 30 \text{ mm}$$

$$\varphi_{adopté} = 16 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VII. 2.6- Calcul et vérification à l'ELS.

- **Calcul des sollicitations**

On a: $\rho = 0.82$ et $\nu = 0.2$

$$\Rightarrow \text{A l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0610 \\ \mu_y = 0.737 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

-Suivant (x-x)

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0610 \times 183.96 \times 3.7^2 \Rightarrow M_{0x} = 153.62 \text{ KN. m}$$

-Suivant (y-y)

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.737 \times 153.62 \Rightarrow M_{0y} = 113.22 \text{ KN. m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 153.62 \Rightarrow M_{tx} = 115.22 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 113.22 \Rightarrow M_{ty} = 84.92 \text{ KN. m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 153.62 \Rightarrow M_{ax} = -76.81 \text{ KN. m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 113.22 \Rightarrow M_{ay} = -56.61 \text{ KN. m}$$

b- Vérification des contraintes.

- Dans le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad , \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} \quad , \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	As (cm ²)	M _s	ρ ₁	β ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	K ₁	σ _b	σ̄ _b	Obs
X-X	Appuis	12.32	76.81	0.619	0.884	352.63	434.78	28.1	12.55	15	CV
	Travée	25.13	115.22	1.25	0.849	270.02	434.78	18.11	14.54	15	CV
Y-Y	Appuis	7.92	56.61	0.396	0.903	395.77	434.78	36.55	9.69	15	CV
	Travée	14.07	84.92	0.704	0.878	343.71	434.78	25.98	9.69	15	CV

VI-2- 7- Ferrailage du Débord

Le débord est traité comme une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul sera effectué pour une section d'une longueur de 1 mètre.

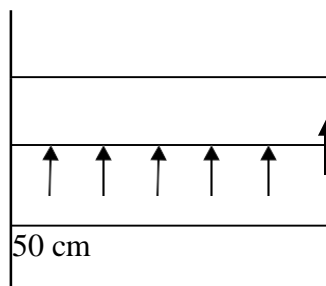


Figure VII-2-schéma statique du débord

a- Sollicitation de calcul :

- Selon l'état limite ultime :

$$P_u = q_u = 221.37 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-221.37 \times 0.50^2}{2} \Rightarrow M_u = -27.67 \text{ KN. m}$$

- Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec:

$$\bullet \mathbf{Mu} = 27.67 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \mathbf{b} = 100 \text{ cm}$$

$$\bullet \mathbf{d} = h - c = 25 - 5 = 20 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{27.67 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.049$$

$\mu = 0.049 < \mu l = 0.372 \rightarrow$ La section est simplement armée.

-À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.049 \Rightarrow \beta = 0.974$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{27.67 \times 10^3}{0.974 \times 20 \times 434.78} \Rightarrow A_t = 3.27 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont plus résistantes que celles requises pour le débord. Pour garantir une cohérence dans le ferrailage, elles seront prolongées afin de servir également de renforcement pour le débord.

VII. 3.1- Ferrailage de la Nervure

Afin de prévenir tout risque de soulèvement du radier, celui-ci sera renforcé par des nervures disposées dans les deux directions principales. Ces nervures seront assimilées à des poutres continues reposant sur plusieurs appuis et recevant les charges transmises par les dalles. Les réactions du sol seront modélisées sous forme de charges réparties, de type triangulaire ou trapézoïdal, agissant sur les nervures

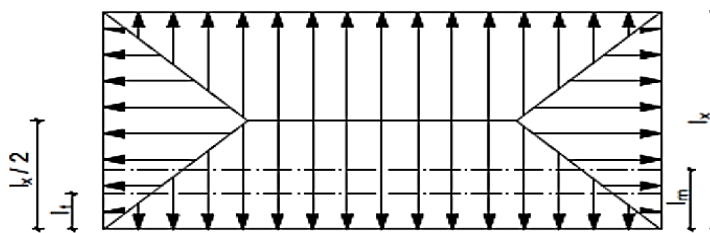


Figure VII-3 Schéma Présentation des chargements simplifiés.

a) Cas de chargement triangulaire :

-Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

-Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

b) Cas de chargement trapézoïdal :

-Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$

$$\text{-Effort tranchant : } l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho}{4} \right)$$

Avec :

- **Moments fléchissant :**

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- **Efforts tranchants :**

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

c) Calcul des charges

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^{max} \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = 244.99 - \left(\frac{6450.47}{273.12} + \frac{1465.89}{83.76} \right) = 203.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m^{max} \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = 207.58 - \left(\frac{6450.47}{273.12} + \frac{1465.89}{83.76} \right) = 166.46 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

L'ELU est la combinaison la plus défavorable et elle a été sélectionnée pour le calcul du ferrailage de la nervure.

d) Sens longitudinal

Tableau VII.7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

									Moment fléchissant				Effort tranchant				
Travée	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s	
Panneau									Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s	
A-B	1	3.65	4	0.91	Trapèze	1.31	1.07	126.08	86.68	165.16	345.45	113.55	237.5	134.91	289.99	92.75	199.37
	2	3.65	4.5	0.81	Trapèze	1.43	1.23			180.29		123.95		155.08		106.62	
B-C	1	3.7	4	0.93	Trapèze	1.31	1.07			165.16	345.45	113.55	237.5	134.91	289.99	92.75	199.37
	2	3.7	4.5	0.82	Trapèze	1.44	1.23			180.29		123.95		155.08		106.62	
C-D	1	3.5	4	0.88	Trapèze	1.3	1.07			165.16	345.45	113.55	237.5	134.91	289.99	92.75	199.37
	2	3.5	4.5	0.78	Trapèze	1.4	1.22			180.29		123.95		155.08		106.62	
D-E	1	3.7	4	0.93	Trapèze	1.32	1.05			165.16	345.45	113.55	237.5	134.91	289.99	92.75	199.37
	2	3.7	4.5	0.82	Trapèze	1.44	1.23			180.29		123.95		155.08		106.62	
E-F	1	3.65	4	0.91	Trapèze	1.32	1.07			165.16	345.45	113.55	237.5	134.91	289.99	92.75	199.37
	2	3.65	4.5	0.81	Trapèze	1.43	1.23			180.29		123.95		155.08		106.62	

e) Sens transversal :

Tableau VII.8: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).

									Moment fléchissant				Effort tranchant				
Travée		L_x	L_y	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
Panneau																	
2- 3	A-B	3.7	4.5	0.82	Trapèze	1.44	1.23	126.08	86.68	181.55	361.84	124.82	248.77	155.08	310.16	106.62	213.23
	B-C	3.65	4.5	0.81	Trapèze	1.43	1.23			180.29		123.95		155.08		106.62	
3- 4	A-B	3.7	4.5	0.82	Trapèze	1.44	1.23			181.55	361.84	124.82	248.77	155.08	310.16	106.62	213.23
	B-C	3.65	4.5	0.81	Trapèze	1.43	1.23			180.29		123.95		155.08		106.62	
4- 5	A-B	3.7	4.5	0.82	Trapèze	1.44	1.23			181.55	361.84	124.82	248.77	155.08	310.16	106.62	213.23
	B-C	3.65	4.5	0.81	Trapèze	1.44	1.23			180.29		123.95		155.08		106.62	

f) Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELU).

➤ -Sens longitudinale (x-x).

○ Moment fléchissant :

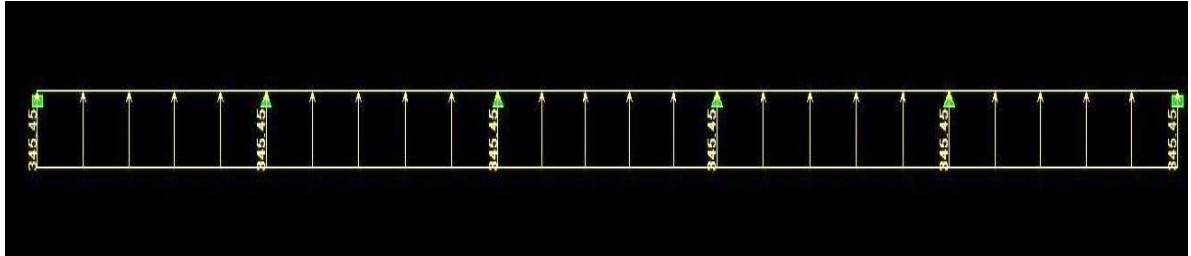


Figure VII-4. Schéma statique de la nervure (moment fléchissant)

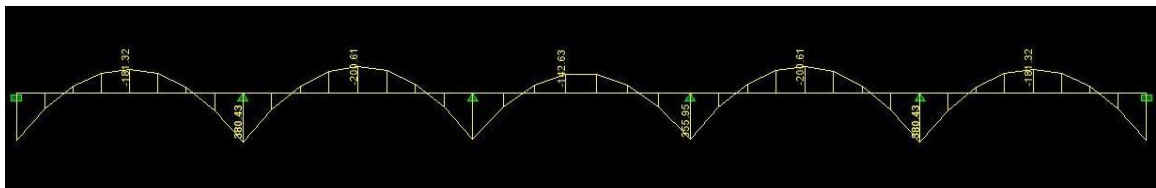


Figure VII .5. Diagramme des moments fléchissant dans la nervure (sens XX)

○ Effort tranchant :

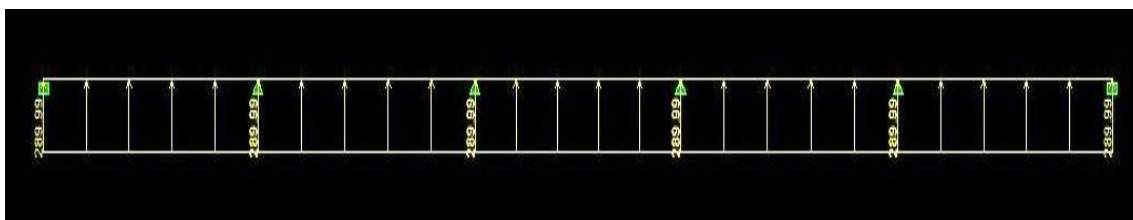


Figure VII .6. Schéma statique des nervures (effort tranchant)

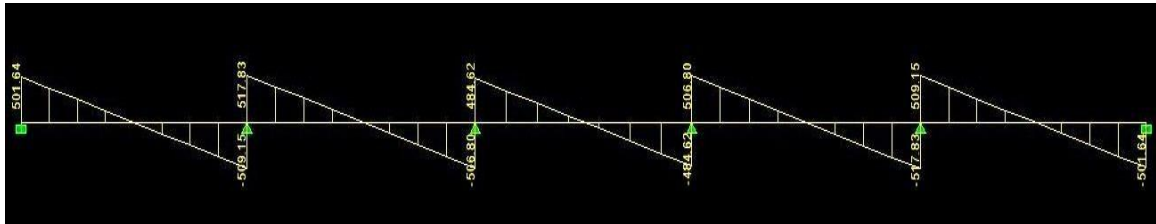


Figure VII .7. Diagramme des efforts tranchants dans la nervure (sens XX)

- -Sens transversale (y-y) :
- Moment fléchissant

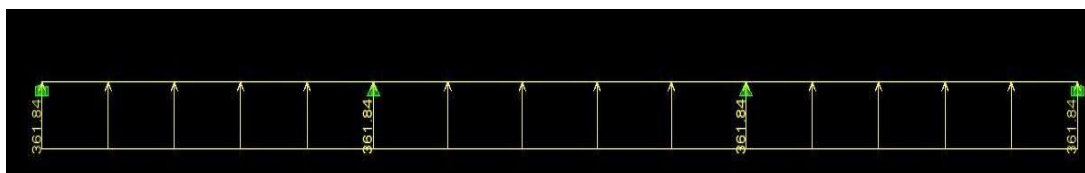


Figure VII .8. Schéma statique de la nervure (moment fléchissant)

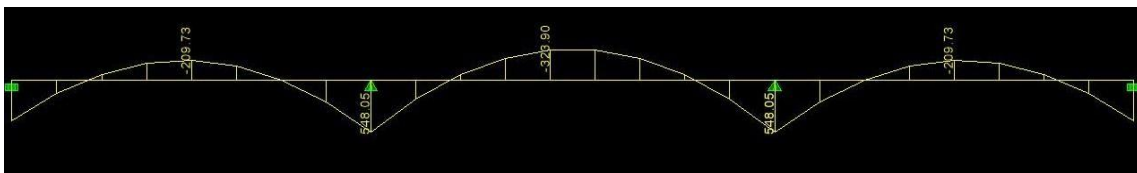


Figure VII .9. Diagramme des moments fléchissant de la nervure (sens YY)

- Effort tranchant :

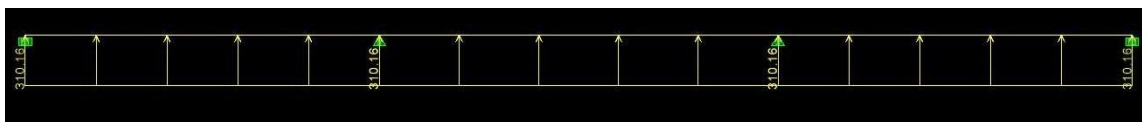


Figure VII .10. Schéma statique de la nervure (effort tranchant)

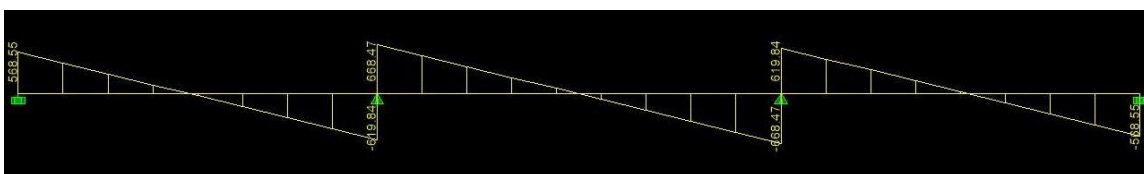


Figure VII .11. Diagramme des efforts tranchants dans la nervure (sens YY)

g) Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants (ELS).

- -Sens longitudinale (x-x).
- Moment fléchissant

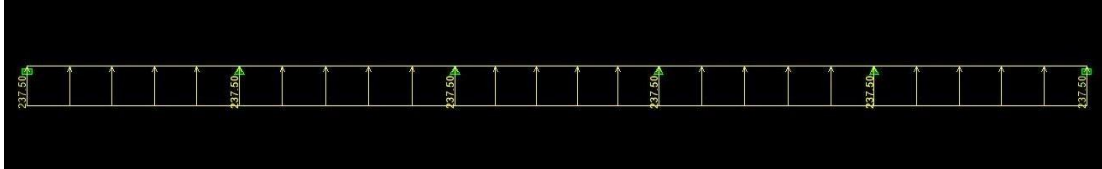


Figure VII .12. Schéma statique de la nervure (moment fléchissant)

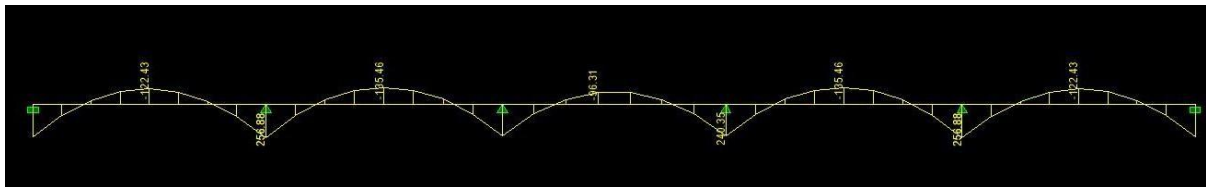


Figure VII .13. Diagramme des moments fléchissant de la nervure (sens XX)

- Effort tranchant :

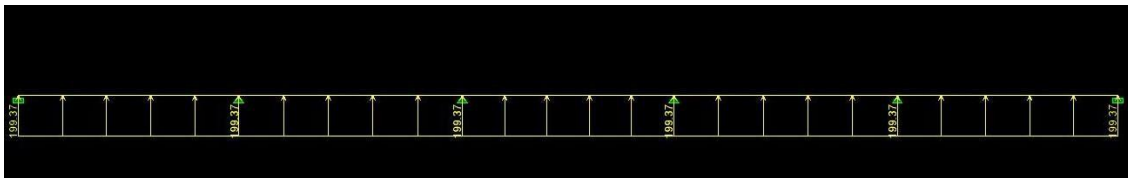


Figure VII .14. Schéma statique de la nervure (effort tranchant)

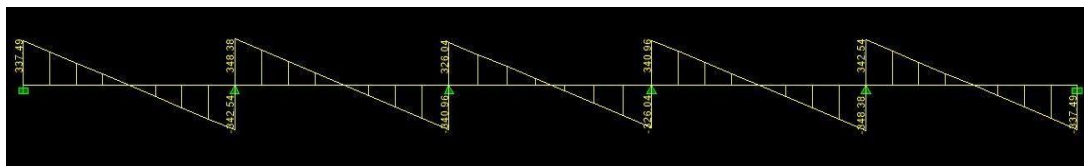


Figure VII .15. Diagramme des efforts tranchants dans la nervure (sens XX)

➤ Sens transversale (y-y) :

○ Moment fléchissant :

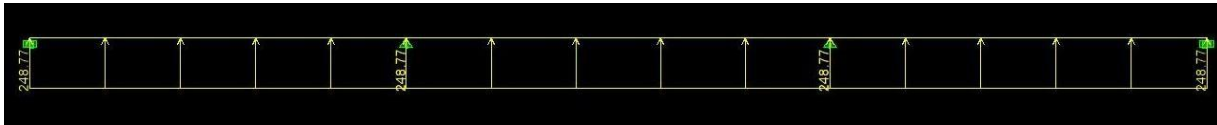


Figure VII .16. Schéma statique dans la nervure (moment fléchissant)

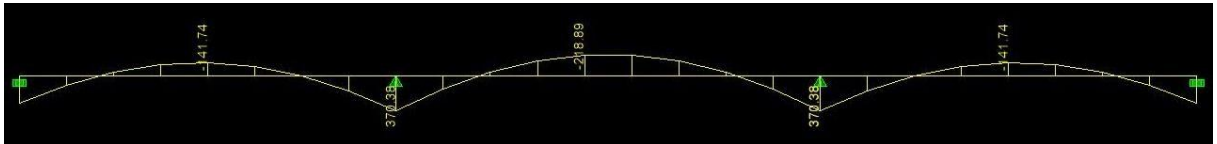


Figure VII .17. Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY)

○ Effort tranchant :

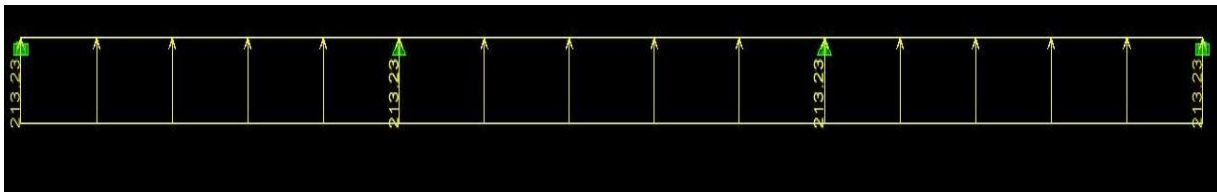


Figure VII .18. Schéma statique des nervures (effort tranchant)

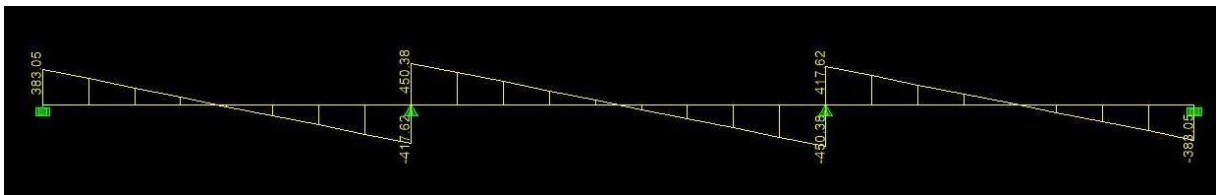


Figure VII .19. Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY)

Tableau VII.9 : Efforts internes les plus défavorables dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	380.43	256.88	548.05	370.38
M_{tmax} (KN.m)	-200.61	135.46	323.9	-218.89
T_{max} (KN)	517.83	348.38	668.17	450.38

VII. 3.2- Calcul des Armatures :

a- Armatures longitudinales

Avec : b=55 cm h=95 cm C= 5 cm d=90 cm

b- Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non

Fragilité suivante : $A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utiliser le logiciel de calcul « SOCOTEC ».

Tableau VII.10: ferrailage adopté pour la nervure.

ens	Zone	Mu (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix A (cm ²)
X-X	Appuis	380.43	10,04	4.78	5HA14 (fil)+5HA14 (chap) = 15.4 cm ²
	Travée	-200.61	5,21		5HA14 (fil)= 7.7cm ²
Y-Y	Appuis	548.05	14,69		5HA14 (fil)+5HA14 (chap) = 15.4 cm ²
	Travée	323.9	8,51		5HA14 (fil) = 10.05 cm ²

• Selon le RPA (Art 7.5.2.2 RPA 2024)

• Espacement des armatures transversales :

-Zone critique :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_1; 17.5; 6\phi_1 \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{95}{4}; 24 \times 1.4; 17.5; 6 \times 1.4 \right)$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

-Zone courante :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{95}{4}; 12 \times 1.4 \right)$$

$$S_t = 16 \text{ cm}$$

• Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)

$$S_{tmax} \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (81 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{tmax} \leq 40 \text{ cm.}$$

$$S_{tmax} \text{ adopté} = 16 \text{ cm} < S_{tmax} = 40 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

a- Armatures de Peau (Art. A.8.3 / BAEL 91 modifiée 99)

Les armatures de peau, positionnées parallèlement à la fibre centrale des poutres, contribuent à prévenir l'apparition de larges fissures en dehors des zones renforcées. Pour une hauteur de nervure de 95 cm, voici la quantité requise d'armatures de peau :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit donc 2HA14 avec } A_s = 3.08 \text{ cm}^2$$

b- Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

-Sens longitudinal : $T_u^{max} = 517.83 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{517.83 \times 10^3}{550 \times 900} \Rightarrow \tau_u = 1.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

-Sens transversal : $T_u^{max} = 668.17 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{668.17 \times 10^3}{550 \times 900} \Rightarrow \tau_u = 1.35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

c- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (ArtA6.1.3, BAEL 91 modifie 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

- Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \emptyset$$

Avec :

- Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

- **Sens des grandes portées :**

$$\Sigma u_i = 6 \times 3.14 \times 14 \Rightarrow \Sigma u_i = 263,79 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \times d \times \Sigma u_i} = \frac{517.83 \times 10^3}{0,9 \times 900 \times 263.76} \Rightarrow \tau_{se} = 2.43 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2.91 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

- **Sens des petites portées :**

$$\Sigma u_i = 6 \times 3.14 \times 14 \Rightarrow \Sigma u_i = 263.76 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 \times d \times \Sigma u_i} = \frac{668.17 \times 10^3}{0,9 \times 900 \times 263.76} \Rightarrow \tau_{se} = 3.12 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 3.12 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

- **Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2)**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset_1) = \min (2.7 ; 5.5 ; 1.4) \Rightarrow \Phi_t \leq 1.40 \text{ cm.}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

On opte pour : 2 cadres ϕ_{10} + épingle $A_t = 4HA10 + 2HA8 = 4.14 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2 du RPA 2024)**

-Zone critique :

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 8 \times 55 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 4.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

-Zone courante

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 16 \times 55 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 2.64 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 4.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VI-3- 3- Vérification à l'ELS

a - État Limite de Résistance du Béton en Compression (Art. A.4.5.3 BAEL 91 / 99)

La nervure est un élément particulièrement vulnérable aux conditions climatiques. Par conséquent, la fissuration est considérée comme très préjudiciable. Il est donc essentiel de vérifier les conditions suivantes :

D'après les calculs précédents, nous avons :

- La contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.
- La contrainte admissible de l'acier : $\sigma_{st} = \left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta} f_{t28} \right) = 201.63 \text{ MPa}$

Avec : $\eta=1.6$ pour les aciers de haute adhérence de diamètre supérieur à 6 mm

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s	$\sigma_{st \text{ inf}}$	$\sigma_{st \text{ sup}}$	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_{bs}$	Obs
X-X	Appuis	15.40	256.88	-200,1	48,4	201.63	3,9	15	CV
	Travée	7.7	135.46	-174,1	31	201.63	2.58	15	CV
Y-Y	Appuis	15.40	370.38	-170,5	41,3	201.63	3,36	15	CV
	Travée	10.05	-218.89	2	25,2	201.63	2.53	15	CNV

Remarque :

Après la vérification à l'ELS, il a été constaté que le ferrailage n'était pas suffisant. La solution retenue consiste donc à augmenter le ferrailage et adopter le ferrailage final à l'état limite de service.

Ferrailage des nervures à l'ELS.

Tableau VII.12 : Ferrailage des nervures à l'ELS

	Zone	Choix de ferrailage final
X-X	Appuis	5HA20(FIL)+ 5HA16(chap) = 25.76 cm^2
	Travée	5HA20(FIL)+ 5HA16(chap) = 25.76 cm^2
Y-Y	Appuis	5HA20(FIL)+ 5HA16(chap) = 25.76 cm^2
	Travée	5HA20(FIL)+ 5HA16(chap) = 25.76 cm^2

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de Master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont illustrées dans les points suivants :

- Le pré dimensionnement a été réalisé conformément aux formules établies, tout en évitant le surdimensionnement des sections afin de garantir une optimisation économique.
- La modélisation nous a permis de suivre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon symétrique.
- Après différents essais de disposition de voile, les résultats nous ont donné un contreventement en voiles, dont répartition des charges sismique sont assurées totalement par les voiles.
- Notre type de ferrailage s'est fait pour chaque élément avec ses efforts interne et les combinaisons de charges exigées par le règlement parasismique algérien [RPA 2024].

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de master en génie civil ainsi que leurs élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Espérons aussi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismique Algérienne RPA version 2024
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/modifiée 99
- Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) charge permanentes et charge d'exploitation

Logiciels :

- ETABS 9.6.0
- AUTOCAD 2019
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- Word 2016
- Excel 2016
- PowerPoint 2016

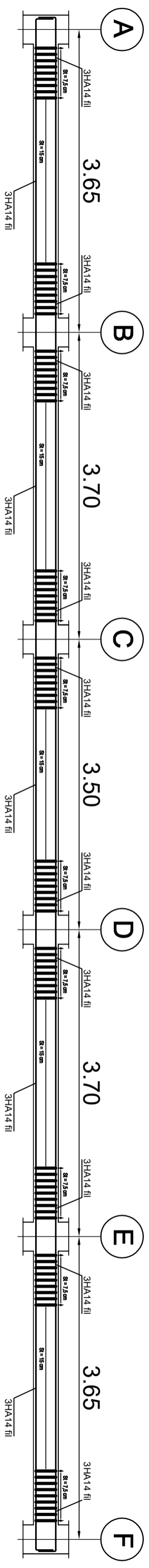
Ouvrages :

- 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

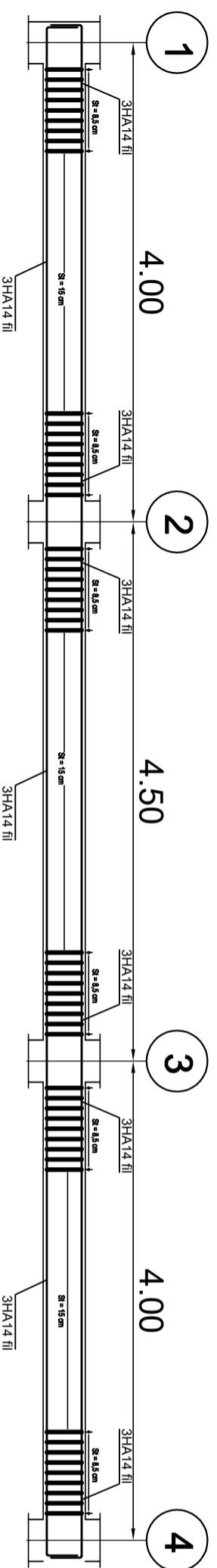
Normes et Documents Techniques :

- RPA version 2024 : 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.

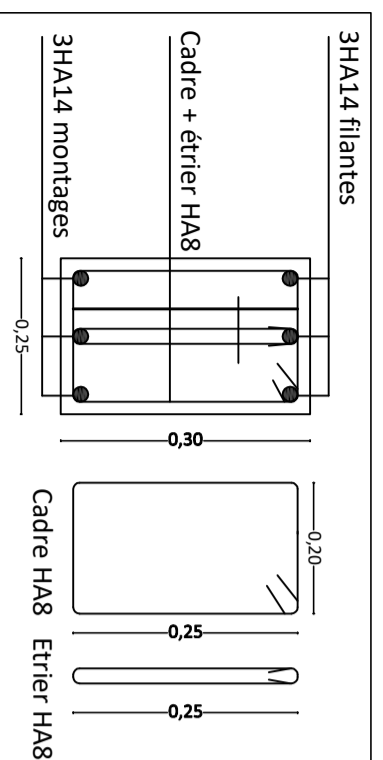
Ferrailage des poutres secondaires (25x30) cm2



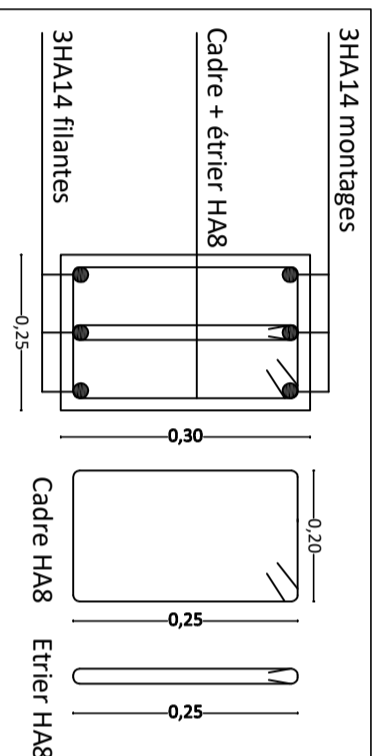
Ferrailage des poutres principales (25x35) cm2



Coupes des poutres secondaires (25x30) cm2

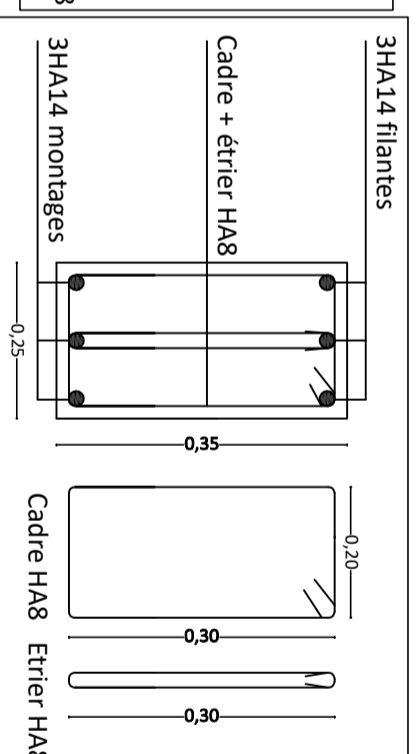


Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1

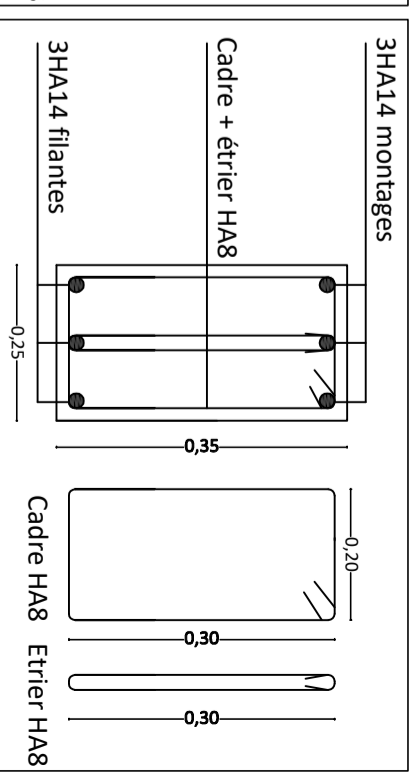


Ferrailage en travée
Coupe 2-2

Coupes des poutres principales (25x35) cm2



Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1



Ferrailage en travée
Coupe 2-2

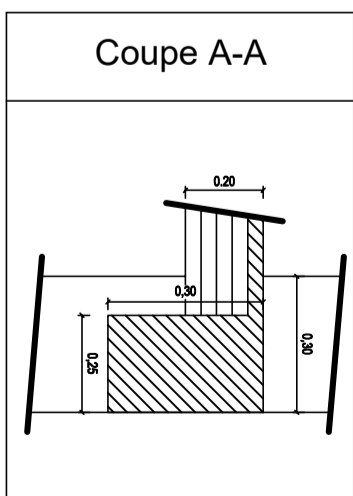
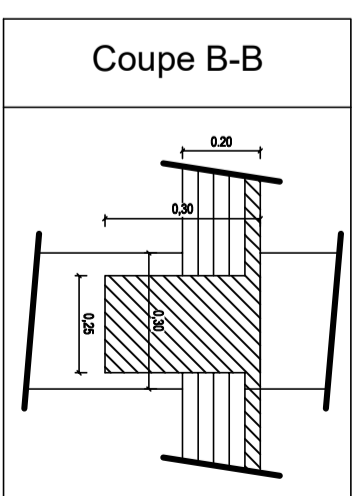
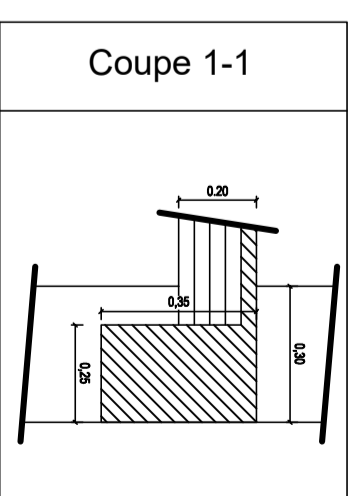
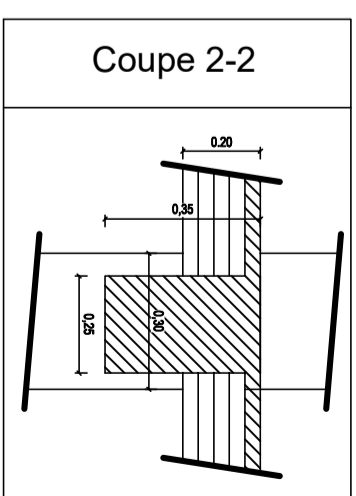
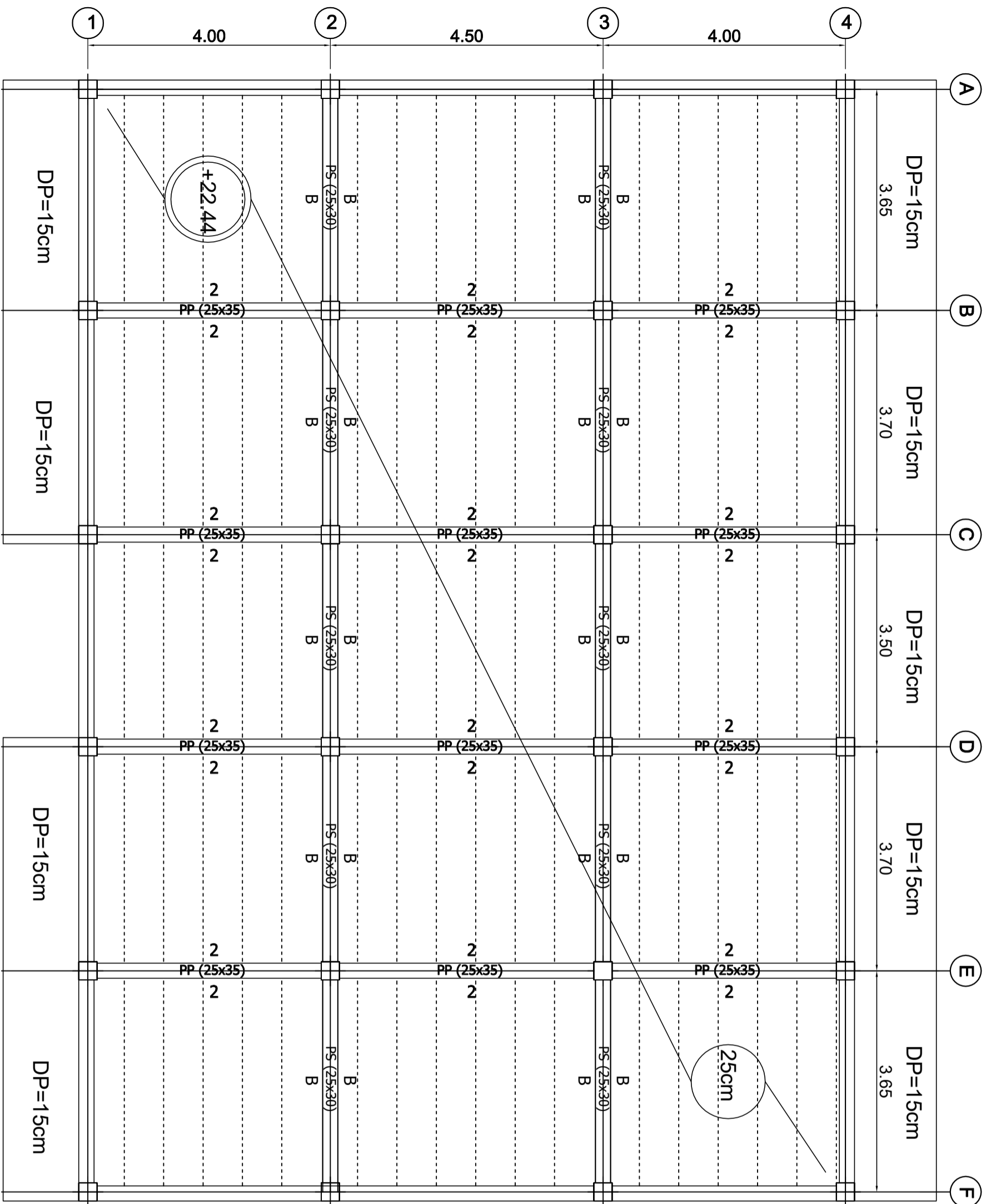


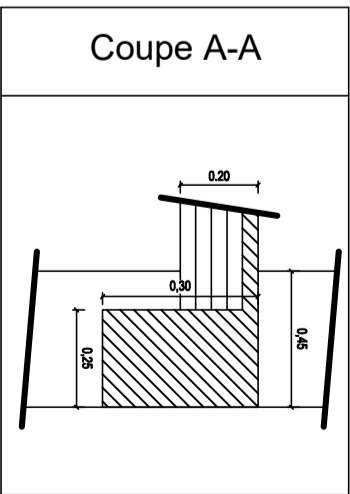
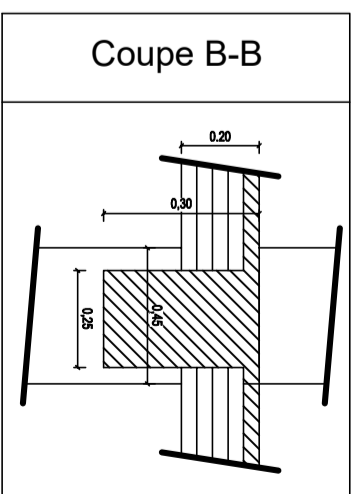
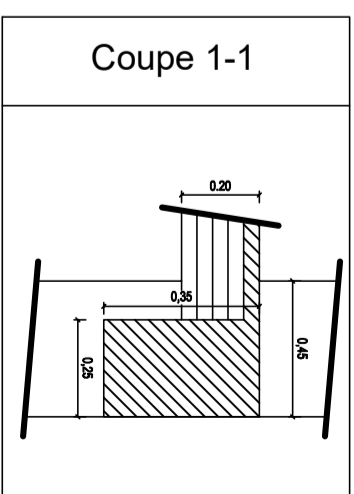
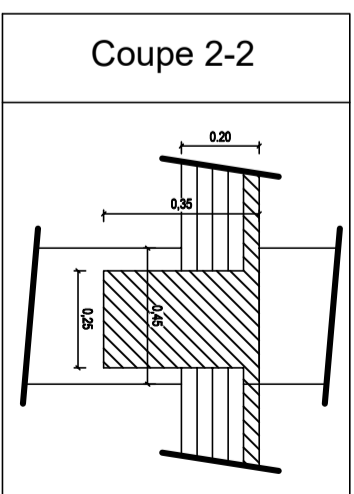
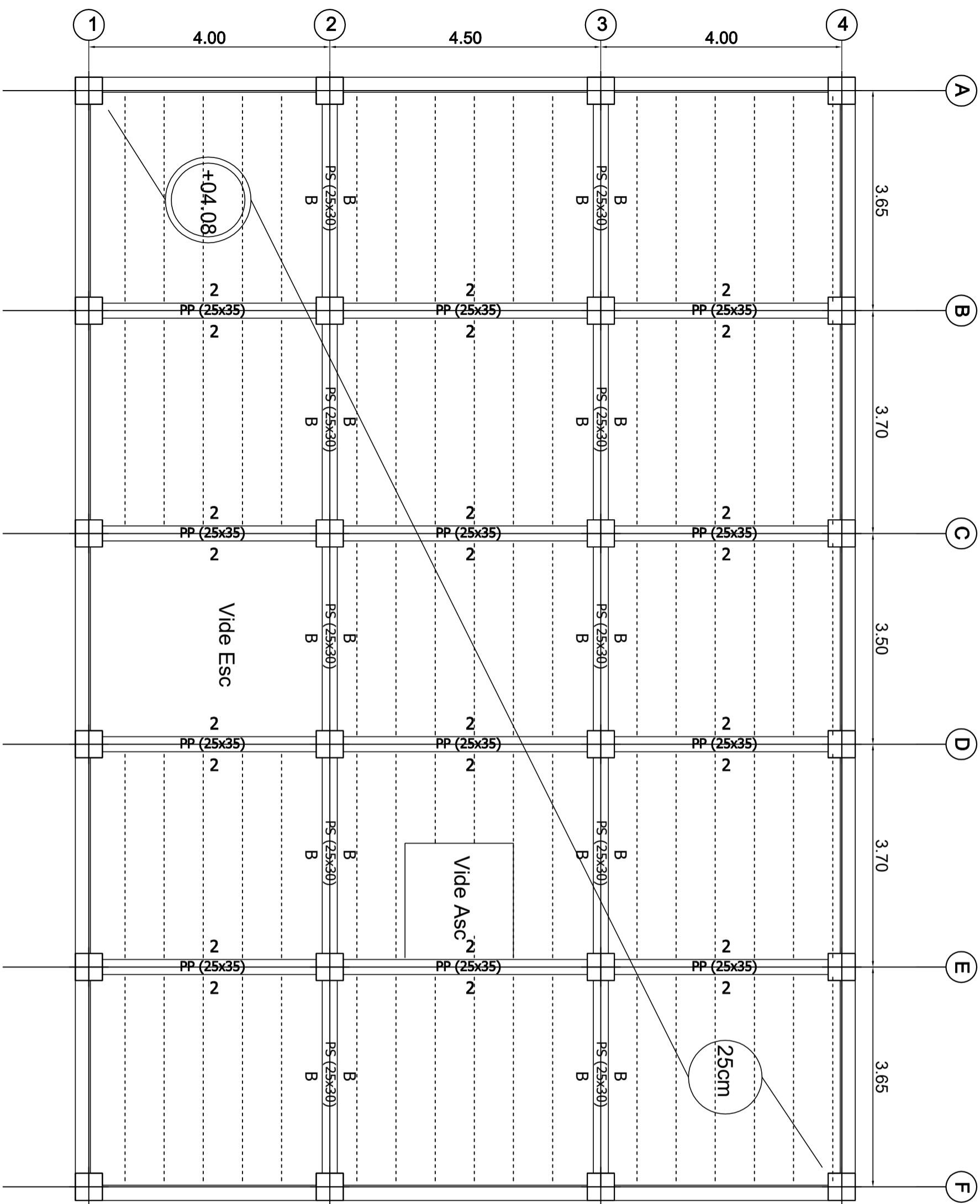
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

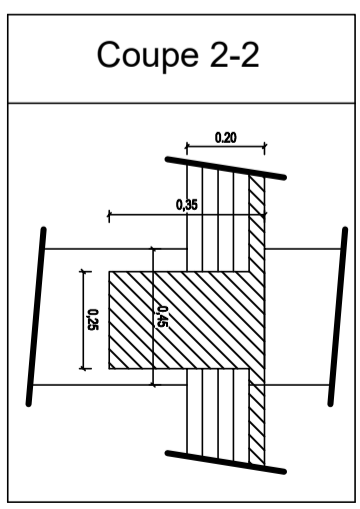
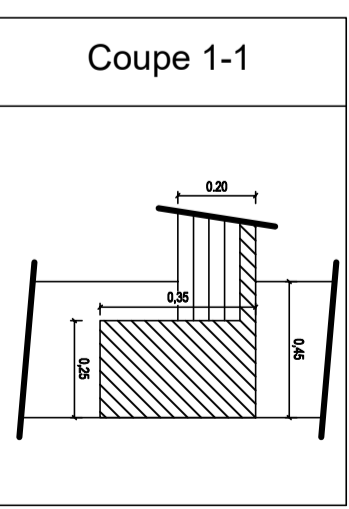
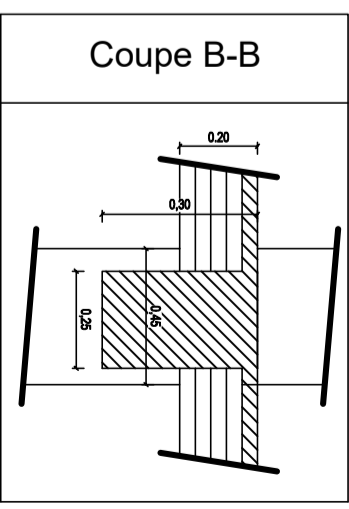
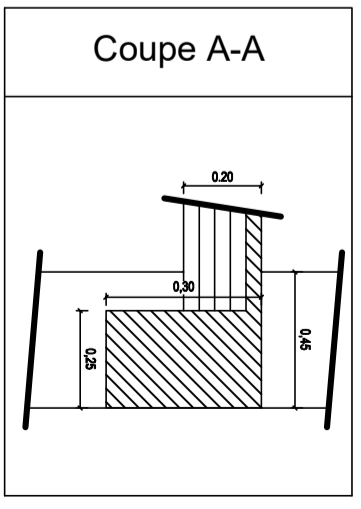
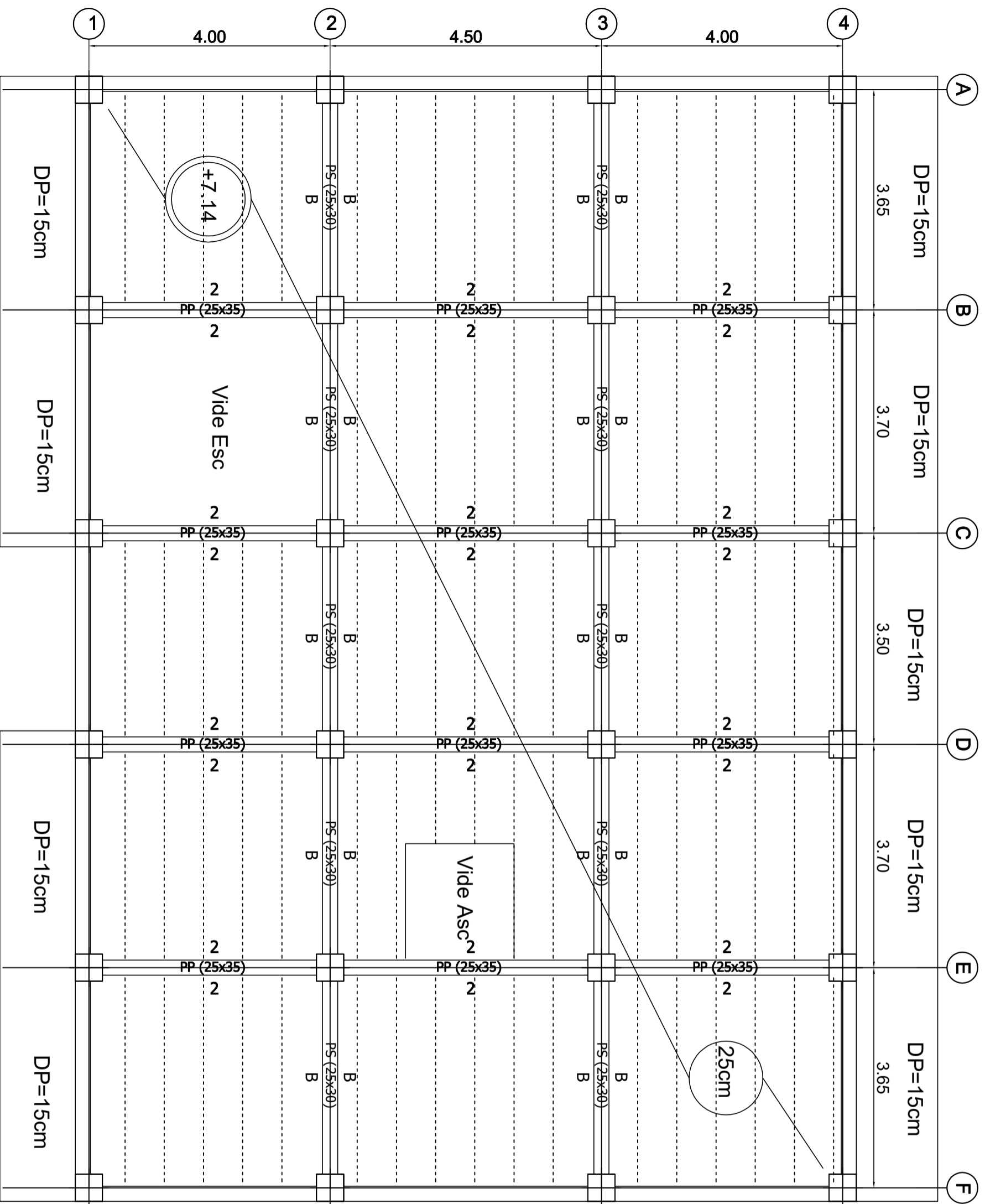
Mlle. HAMDAD Fatma
Encadrante : Mme. BALDI
Année universitaire : © 2025

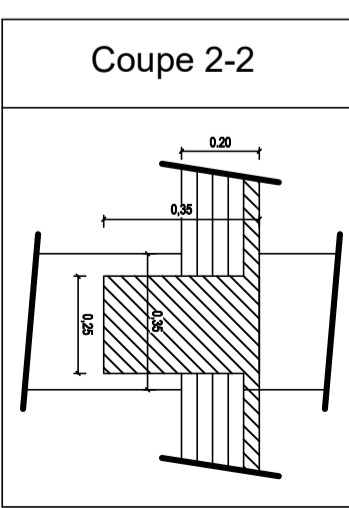
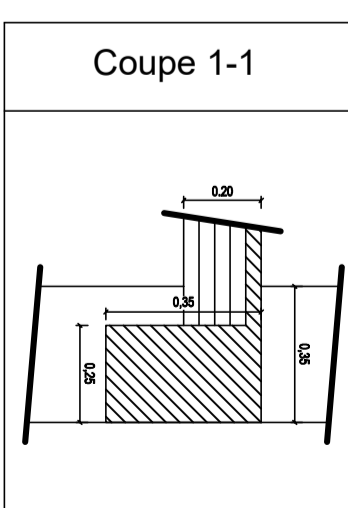
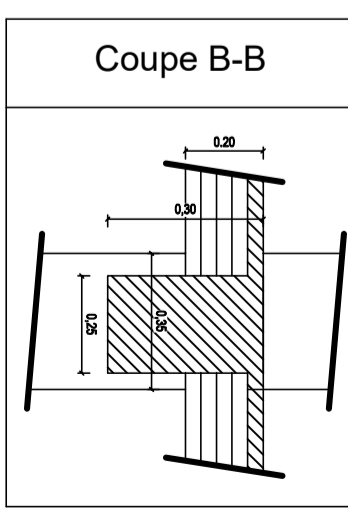
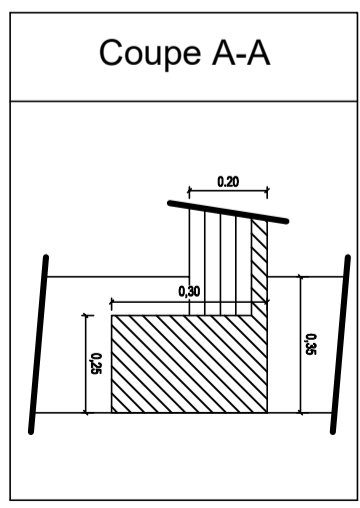
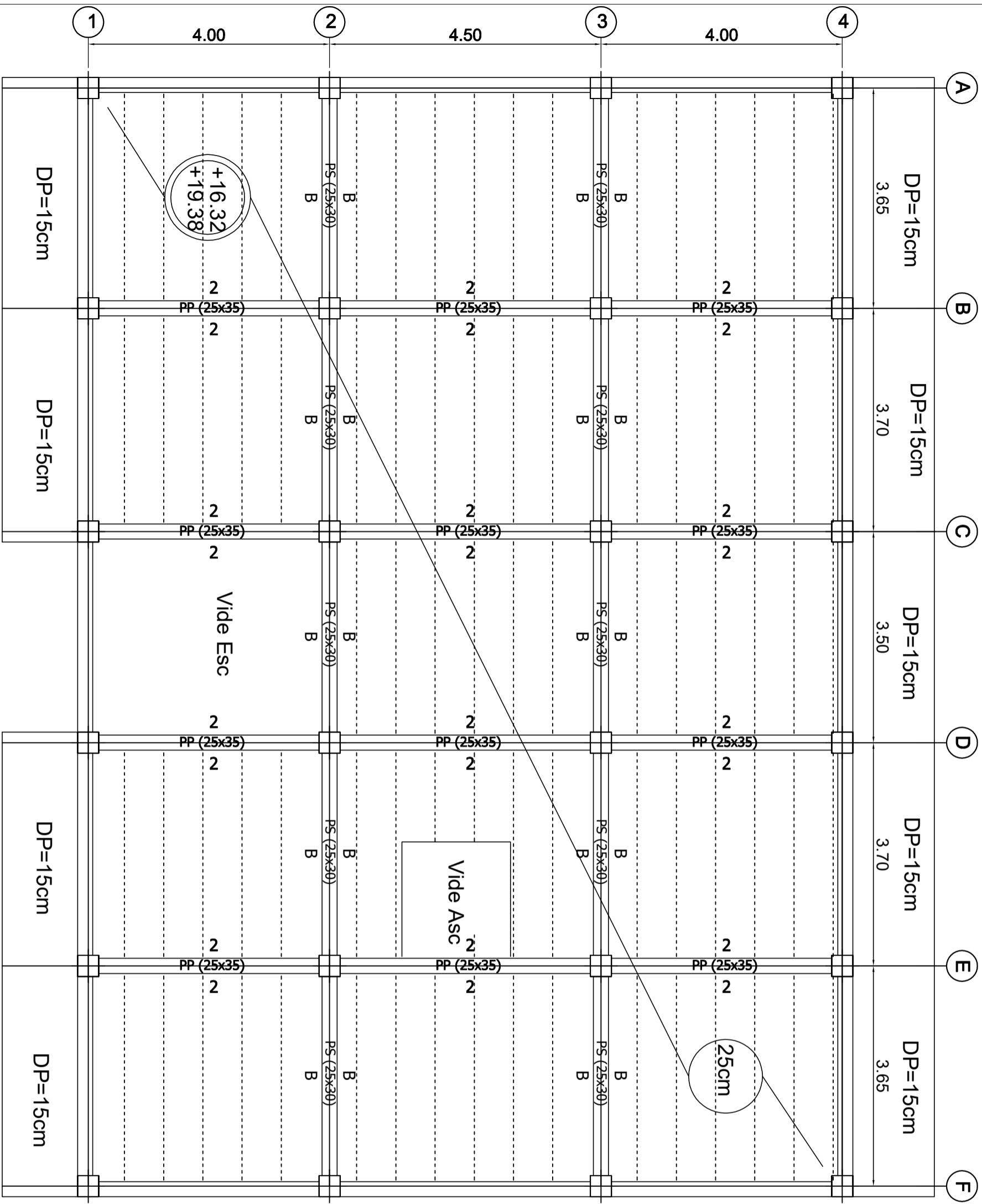
Dossier : Génie Civil
Designation : Ferrailage des poutres

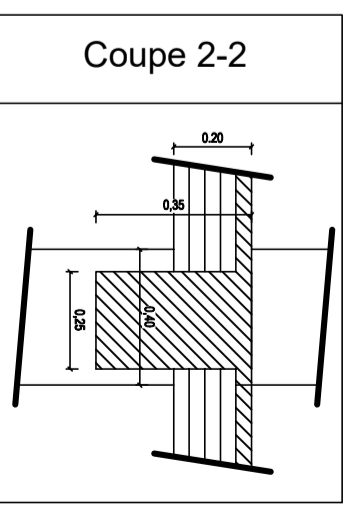
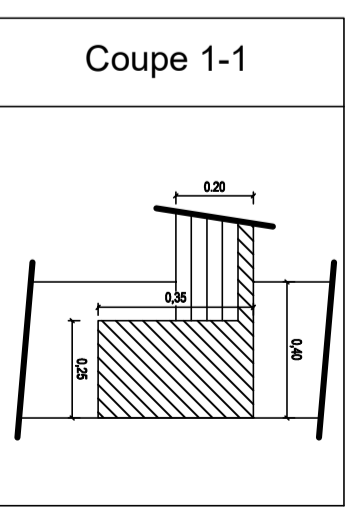
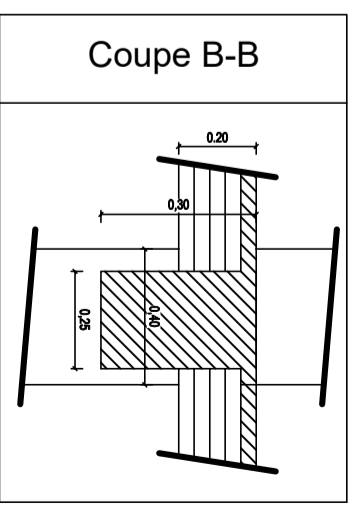
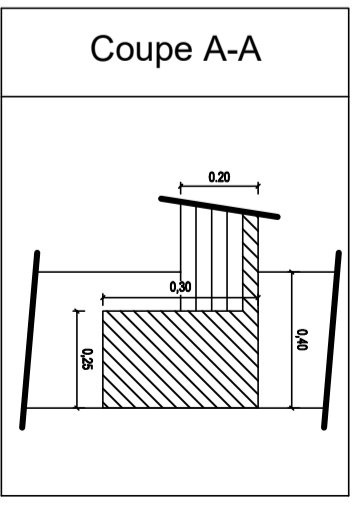
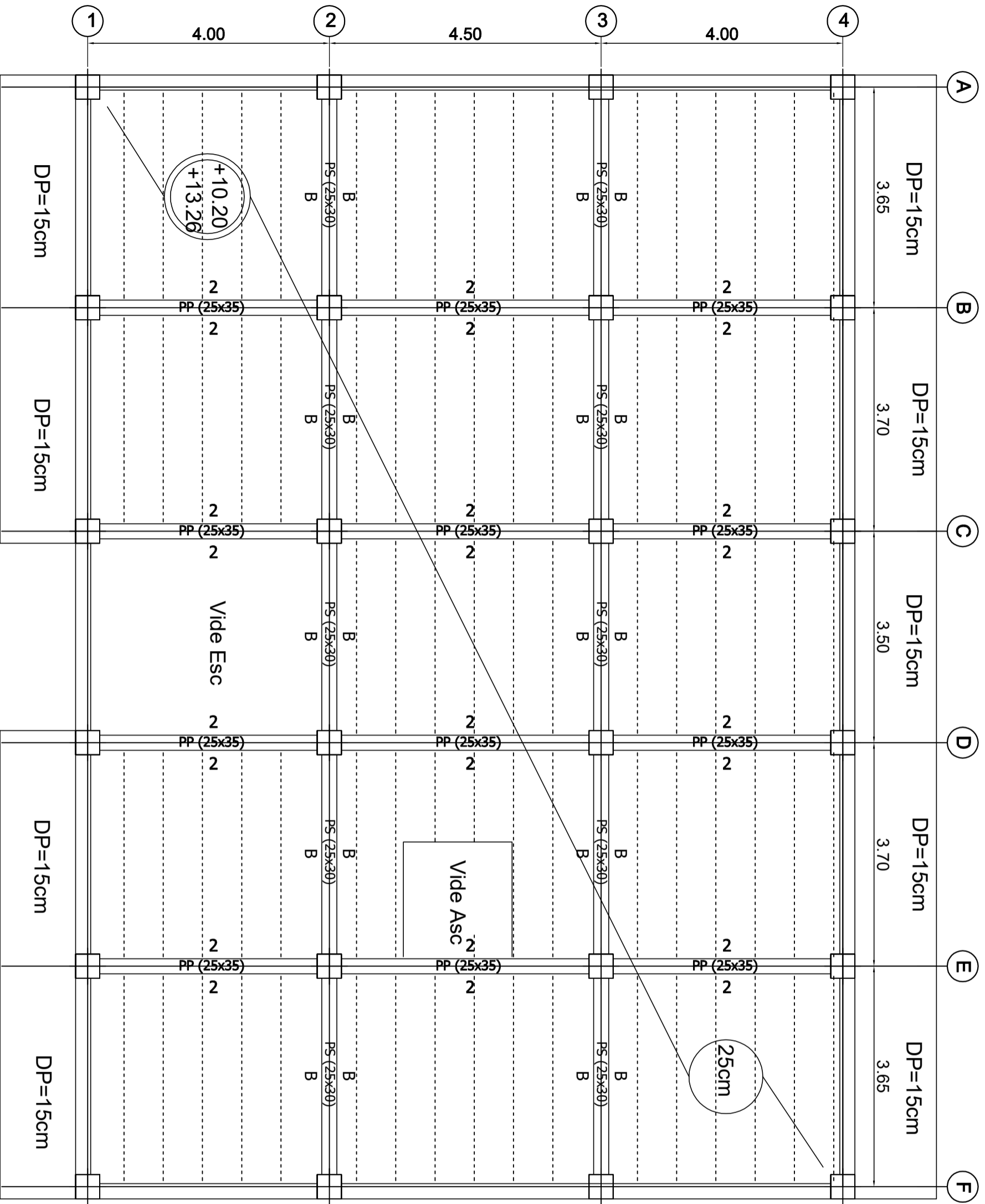
Echelle : 1/50
Planche N°01



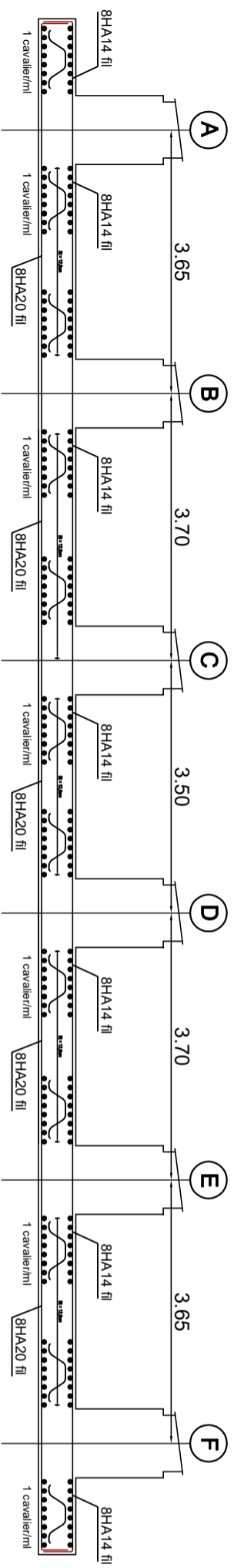




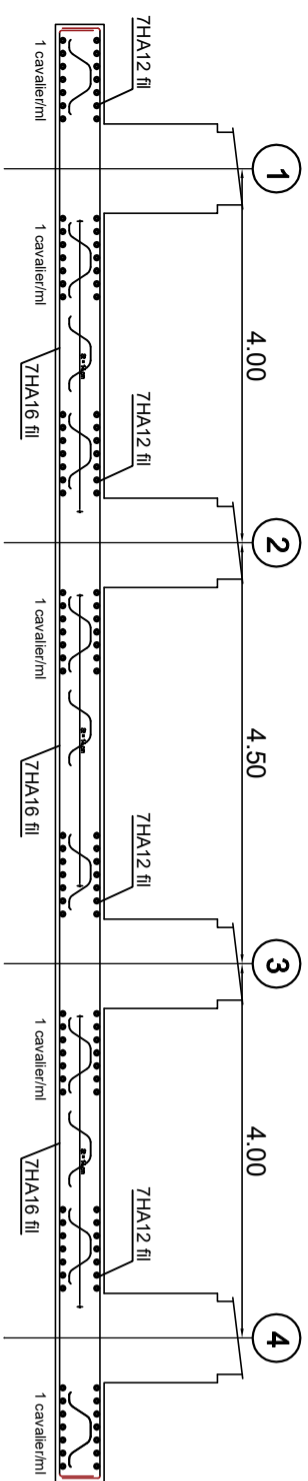




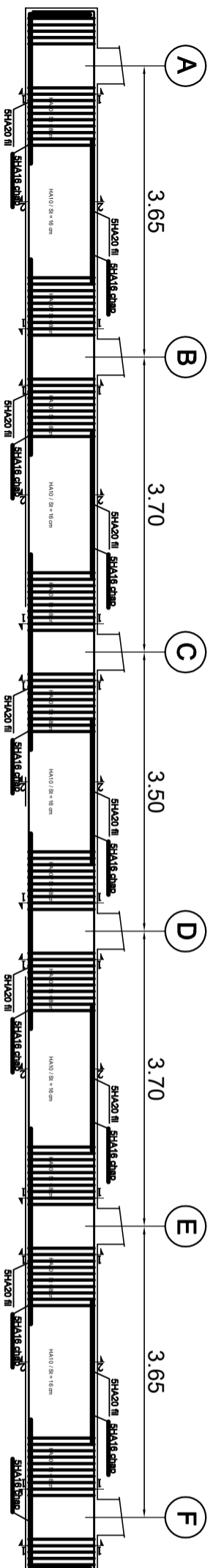
Ferrailage du radier sens x-x



Ferrailage du radier sens y-y



Ferrailage des nervures sens x-x



Ferrailage des nervures sens y-y

