

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Projet de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil

Option : Construction civil et industriel

Thème :

**Etude d'un bâtiment en R+6 à usage multiple
(habitation et service)**

Réalisé par :

- **NAIT LARBI Aghiles**
- **OUHEB Razika**

Dirigé par : M^r Khelil.N

Année universitaire : 2021/2022

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur Mr KHELIL pour ces orientations et précieux conseils tout au long de notre travail..

Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Liste des figures

Figure I.1 : Présentation du projet en 3D.....	1
Figure I.2 : Diagramme déformation ELU.....	7
Figure I. 3 : Diagramme des contraintes de déformation de l'acier.....	9
Figure II.1 : coupe verticale du plancher à corps creux.....	11
Figure II.2 : schéma de la poutre.....	11
Figure II.3 : surface afférente.....	14
Figure II.4 Coupe verticale du mur double cloison.....	15
Figure II.5.Coupe verticale d'un mur intérieur.....	16
Figure II.6 : dégression verticale des surcharges d'exploitation.....	18
Figure II.7 : Coupe verticale d'un voile.....	22
Figure.III.1.1 : Treillis soudés (200×200).....	24
Figure.III.1.2 : surface revenant aux poutrelles.....	25
Figure III.1.3: Schéma statique de la poutrelle.....	26
Figure III.1.4:Caractéristiques géométriques de la section en T.....	27
FigureIII.1.5 : Dimensionnement de la poutrelle.....	28
Figure III.1.6: Schéma statique de la poutrelle type 1.....	30
Figure III.1.7: coefficients des moments sur appuis poutrelle type 1.....	31
Figure III.1.8: Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 1.....	34
Figure III.1.9: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU poutrelle type 1.....	34
Figure III.1.10: Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 1.....	36
Figure III.1.11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 1.....	36
Figure III.1.12: coefficients des moments sur appuis poutrelle type 2.....	37
Figure III.1.13: Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 2.....	37
Figure III.1.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 2.....	38
Figure III.1.15: Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 2.....	39
Figure III.1.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 2.....	39
Figure III.1.17: Coefficients des moments sur appuis poutrelle type 3.....	39
Figure III.1.18: Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 3.....	40

Figure III.1.19: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 3.....	40
Figure III.1.20: Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 3.....	41
Figure III.1.21: Diagramme des efforts tranchant à ELS.....	41
Figure III.2.1: Schéma de l'escalier.....	48
Figure III.2.2 : Schéma de la paillasse 1.....	50
Figure III.2.3 : Schéma de la paillasse 2.....	51
Figure III.2.4 : Schéma de la paillasse 3.....	52
Figure III.2.5 : Schéma statique de la paillasse 1 ELU.....	54
Figure III.2.6 : Schéma statique de la paillasse 2 a ELU.....	58
Figure III.2.7 : Schéma statique de la paillasse 1 ELS.....	62
Figure III.2.8 : Schéma statique de la paillasse 2 à ELS.....	65
Figure III.2.9 : Schéma du ferrailage des escaliers de RDC.....	75
Figure III.2.10 : Schéma de la paillasse 1.....	76
Figure III.2.11 : Schéma statique de la paillasse à ELU.....	78
Figure III.2.12 : Schéma statique de la paillasse ELS.....	82
Figure III.2.9 : Schéma du ferrailage des escaliers de l'étage courant	92
Figure III.3.1 : Schéma statique poutre palière ELU.....	94
Figure III.3.2 : Schéma statique poutre palière ELS.....	98
Figure III.3.3 : Schéma Ferrailage poutre palière.....	106
Figure III.4.1 : schéma statique du chargement du port à faux.....	107
Figure III.4.2 : schéma Ferrailage du port à faux.	112
Figure III.5.1 : Cage de l'ascenseur	113
Figure III.5.2 : Diffusion des charges dans le feuillet moyen.....	114
Figure III.5.3 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELU.....	117
Figure III.5.4 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELS.....	117
Figure III.6.1 : Coupe transversale d'un acrotère.....	123
Figure III.6.2 Diagramme des efforts internes de l'acrotère.....	124
Figure III.6.3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	124
Figure III.6.4 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.....	128
Figure V.1 : Déformation de la structure en élévation.....	147
Figure V.2 : Effort horizontal à la base selon le sens x-x.....	147

Figure V.3 : Effort horizontal repris par les voiles selon le sens x-x.....	148
Figure V.4 : Effort horizontal à la base selon le sens y-y.....	149
Figure V.5 : Effort horizontal repris par les voiles selon le sens y-y.....	150
Figure V.6 : Déplacement relatif dans le sens longitudinal.....	157
Figure V.7: déplacement relatif dans le sens transversal.....	157
Figure VI.1. Zone nodale.....	169
Figure VI.2. Section simplement armée.....	176
Figure VI.3. Section doublement armée.....	177
Figure VI.4.. Disposition des voiles dans la structure.....	187
Figure VI.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	191
Figure VII.1 : coupe verticale sur le radier.....	205
Figure VII.2: Diagramme des contraintes.....	208
Figure VII.3: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens X-X...	221
Figure VII.4: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans le sens X-X.....	221
Figure VII.5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	221
Figure VII.6: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU dans le sens Y-Y.....	222
Figure VII.7 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU dans le sens Y-Y.....	222
Figure VII.8: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS dans le sens Y-Y.....	222

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Évaluation des charges revenantes au plancher terrasse à corps creux.....	14
Tableau II.2 : Évaluation des charges revenantes au plancher courant à corps.....	15
. Tableau II.3 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).....	15
Tableau II.4: Charge revenant aux murs intérieurs.....	16
Tableau II.5 : Évaluation des surcharges revenantes aux planchers.....	16
Tableau II.6 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.....	18
Tableau II.7 : Récapitulatif de la descente des charges.....	19
Tableau II.8 : Récapitulatif des vérifications aux exigences du RPA	1
Tableau II.9 : Récapitulatif de la résistance des poteaux au flambement..	1
Tableau II.10 : Récapitulatif du pré-dimensionnement des éléments.....	23
TableauIII.1.2:Evaluation des efforts internes à l'ELU , poutrelle type 1.....	33
TableauIII.1.3:Evaluation des efforts internes à l'ELS , poutrelle type 1.....	36
TableauIII.1.4: Evaluation des efforts internes à l'ELU , poutrelle type 2.....	37
TableauIII.1.5: Evaluation des efforts internes à l'ELS , poutrelle type 2.....	38
TableauIII.1.6:Evaluation des efforts internes à l'ELU , poutrelle type 3.	40
TableauIII.1.7: Evaluation des efforts internes à l'ELS , poutrelle type 3.....	41
Tableau III.4.1 : Charges permanentes du port à faux	108
Tableau III.4.2 : Charge concentrée sur le port à faux due au poids propre du garde corps. ...	108
Tableau III.7.2 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures.....	121
Tableau V.1.Critère Q.....	151
Tableau V.2.Période et nombre de mode à considérer.....	152
Tableau V.3. Vérification de vibration des modes.....	152
Tableau V.4.coefficient d'accélération.....	153
Tableau V.5. Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et W_T	155
Tableau V.6. Vérification des déplacements dans le sens longitudinal.....	156
Tableau V.7. Vérification des déplacements dans le sens transversal.....	156
Tableau V.8.Vérification de l'effet P- Δ sens x-x.....	158
Tableau V.9.Vérification de l'effet P- Δ sens y-y.....	159
Tableau V.10 : Récapitulatif de l'excentricité de la structure.....	160
Tableau VI.1.Armatures longitudinales des poteaux exigées par le RPA.....	162
Tableau VI .2. Sollicitations de calcul à l'ELU.....	164
Tableau VI.3. Calcul de ferrailage des poteaux à l'ELU.....	166
Tableau VI.4. Vérification de la quantité d'armatures transversales.....	168

Tableau VI.5. Détermination de la zone nodale.....	169
Tableau VI.6. Vérification au cisaillement dans les poteaux.....	170
Tableau VI.6.vérification des contraintes	173
Tableau VI.9.Ferraillage final des poteaux.....	174
Tableau VI.10. Armatures minimales longitudinales des poutres exigées par le RPA.....	175
Tableau VI.11. Ferraillage des poutres principales non adhérees aux voiles.....	178
Tableau VI.12. Ferraillage des poutres principales adhérees aux voiles.....	178
Tableau VI.13. Ferraillage des poutres secondaires non adhérees aux voiles.....	178
Tableau VI.14. Ferraillage des poutres secondaires adhérees aux voiles	179
Tableau VI.15. Vérification au cisaillement.....	180
Tableau VI.16. Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	180
Tableau VI.3.9.Influence de l'effort tranchant sur l'acier.....	180
Tableau VI.17. L'espaceement des armatures transversales.....	182
Tableau VI.18. Vérification du ferraillage des poutres principales non adhérees aux voiles	184
Tableau VI.19. Vérification du ferraillage des Poutres principales adhérees aux voiles.....	184
Tableau VI.20. Vérification du ferraillage des Poutres secondaires non adhérees aux voiles	184
Tableau VI.21. Vérification du ferraillage de poutres secondaires adhérees aux voiles....	184
Tableau VI.22. Ferraillage finale des poutres.....	185
Tableau VI.23.Les combinaisons d'action pour le ferraillage des voiles.....	185
Tableau VI.24.Calcul des contraintes sens x-x	188
Tableau VI.25.Calcul des contraintes sens Y-Y	189
Tableau VI.26. Ferraillage des voiles longitudinales VL.....	196
Tableau VI.27. Ferraillage des voiles transversales VT.....	197
Tableau VII.1. Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).....	201
Tableau VII.2. Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).....	201
Tableau VII.3 : Résultante des charges sous poteaux.....	201
Tableau VII.4-: calcul des moments.....	208
Tableau VII.5. :calcul des contrainte L'ELU.....	209
Tableau VII.6 :calcul des contrainte L'ELS.....	209
VII.7: Les résultats des contraintes	210
TABLEAU VII.8 .: vérification des contraintes.....	210
Tableau VII.9.: Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.....	213
Tableau VII.10.: Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.....	215
Tableau VII.11.charge revenante à la nervure la plus sollicitée sens longitudinal	218
Tableau VII.12.charge revenante à la nervure la plus sollicitée sens transversal	219
Tableau VII.13. Résumés des efforts internes dans la nervure.....	222

Tableau VII.14 :Résultats du calcul des armatures des nervures.....	225
Tableau VII.15. Vérification des contraintes à l’ELS pour les nervures.....	225
.....	

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
I.3. Données sismiques de l'ouvrage	2
I.4. La réglementation utilisée	2
I.5. Les éléments constitutifs de l'ouvrage.....	2
I.5.1 Les planchers	2
I.5.2 Les escaliers	3
I.5.3 Cage d'ascenseur	3
I.5.4 La Maçonnerie... ..	3
I.5.5 L'acrotère	3
I.5.6 Le revêtement.....	3
I.5.7 Les voiles	3
I.5.8 Système de coffrage.....	3
I.5.9 L'infrastructure.....	3
1.6. Les matériaux utilisés :.....	4
I.6.1 Le béton.....	4
I.6.2 L'Acier.....	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	10
II.2. Les planchers.....	10

II.3. Les poutres.....	11
II.3.1. Poutres principales.....	12
II.3.2. Poutres secondaires.....	12
II.4. Les poteaux.....	13
II.4.1. Descente de charges.....	13
II.4.1.a. Surface afférente.....	13
II.4.1.b. Evaluation des charges et surcharges.....	13
II.4.1.c. Poids propre des éléments.....	16
II.4.1.d. Charges d'exploitation.....	17
II.4.1.e. Loi de dégression des charges.....	17
II.4.2. Vérification : (R.P.A 99).....	19
II.4.2.a. Vérifications relatives aux exigences du RPA (article 7.4.1).....	19
II.4.2.b. Vérifications de la résistance des poteaux au flambement.....	20
II.5. Les Voiles.....	21

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Calcul des planchers.....	24
III.2. Escaliers.....	48
III.3. Calcul de la poutre palière.....	92
III.4. Calcul du port à faux.....	107
III.5. . Calcul de la salle machine	113
III.6. Calcul de l'acrotère	123

Chapitre IV : Modélisation de la structure

IV.1. Introduction.....	129
IV.2. Description du logiciel ETABS.....	129
IV.3. Méthode de calcul.....	129
IV.4. Etapes de modélisation.....	130

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

V.1. Introduction.....	145
V.2. Objectifs et exigences.....	145
V.3. Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003.....	145

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

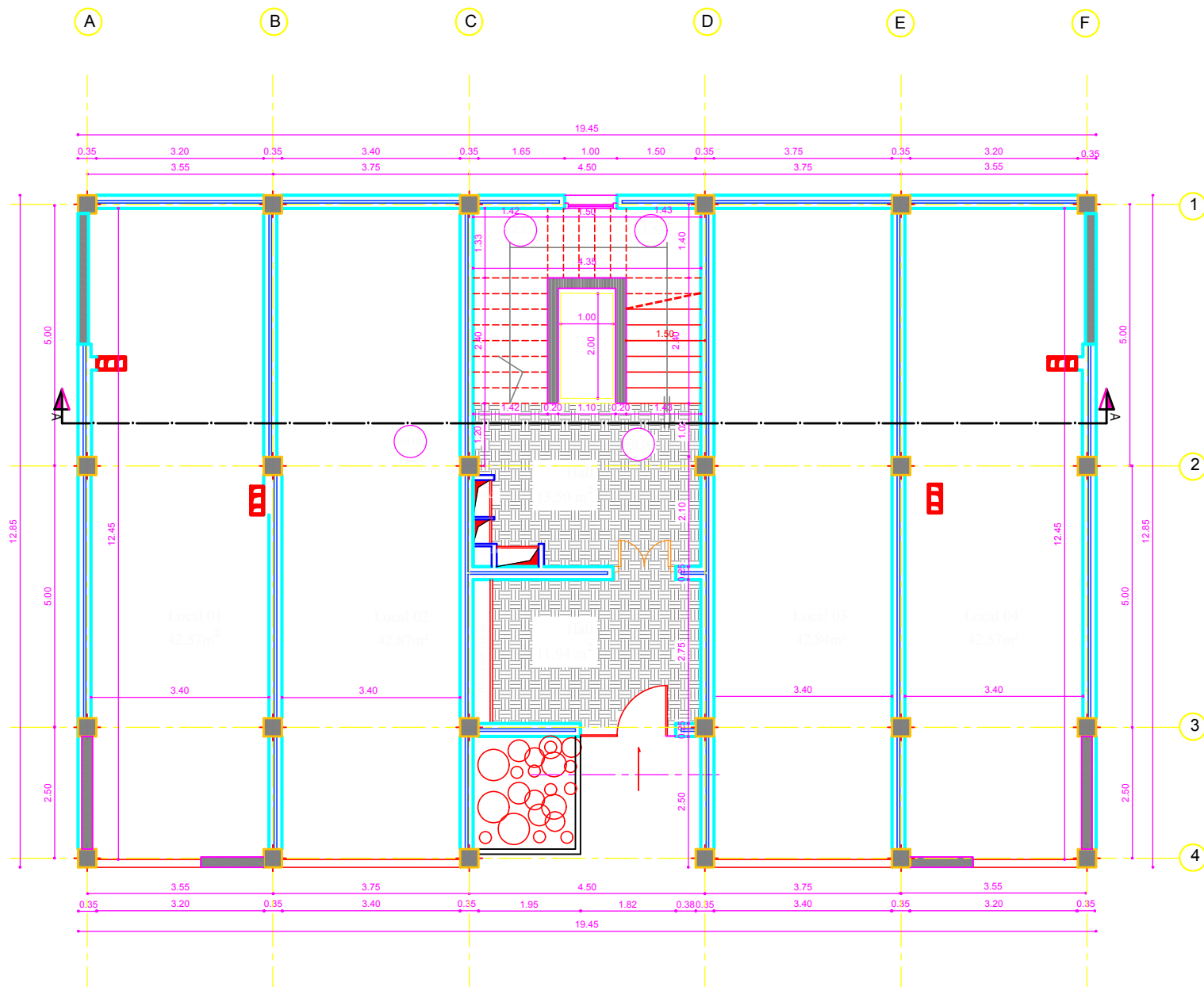
VI.1. Introduction.....	161
VI.2. Ferrailage des poteaux.....	161
VI.3. Ferrailage des poutres.....	174
VI.4. Ferrailage des voiles.....	185

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

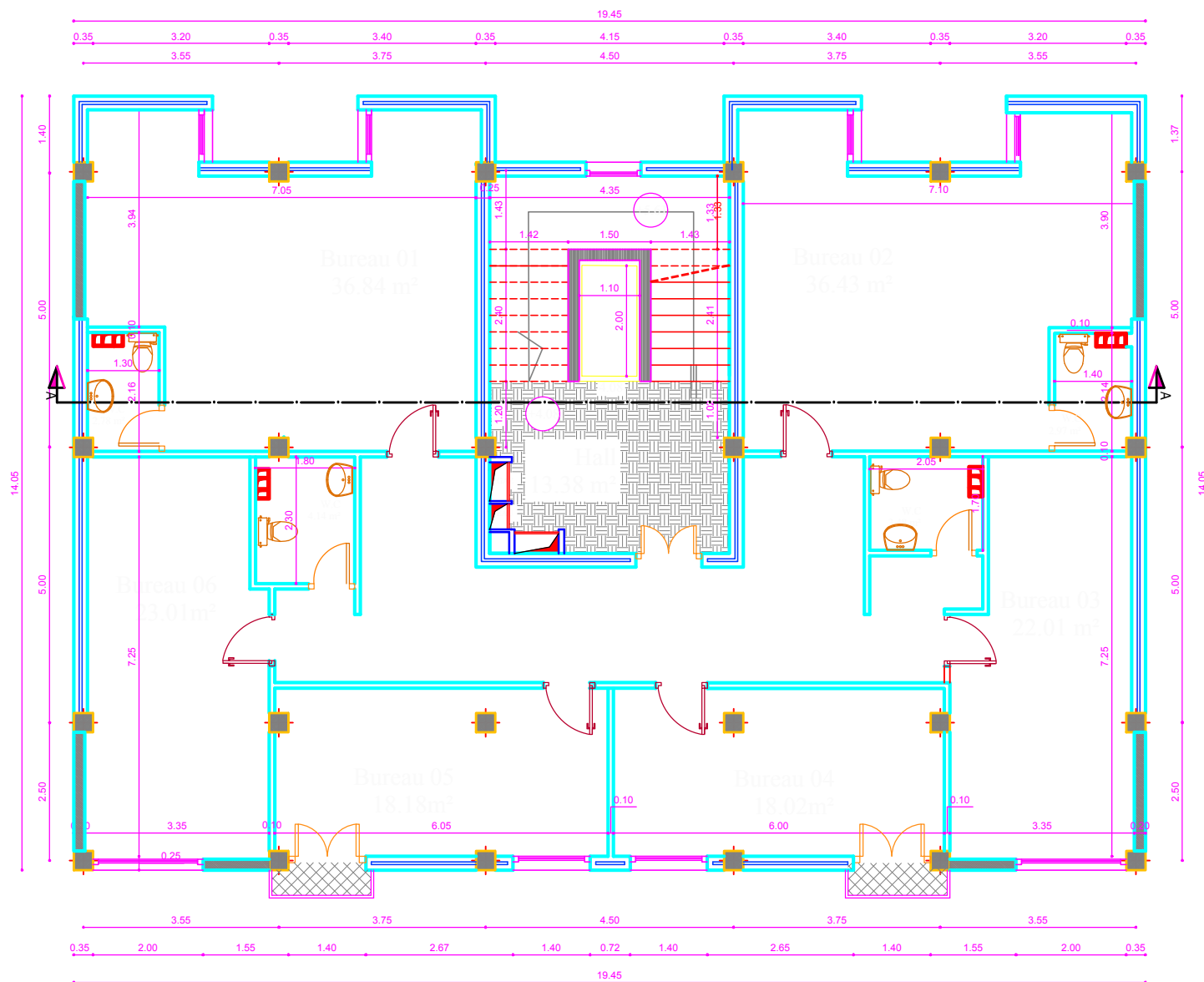
VII.1. Introduction.....	200
VII.2. Choix du type de fondations.....	200
VII.3. Etude de radier général.....	203
VII.3.1. Dimensionnement.....	203
VII.3.2. Calcul des charges nécessaires au radier.....	205
VII.3.3. Vérifications.....	207
VII.4. Ferrailage du radier.....	211
VII.4.1. Ferrailage de la dalle du radier.....	211
VII.4.2. Ferrailage des débords.....	216
VII.4.3. Ferrailage des nervures.....	216

Conclusion générale .

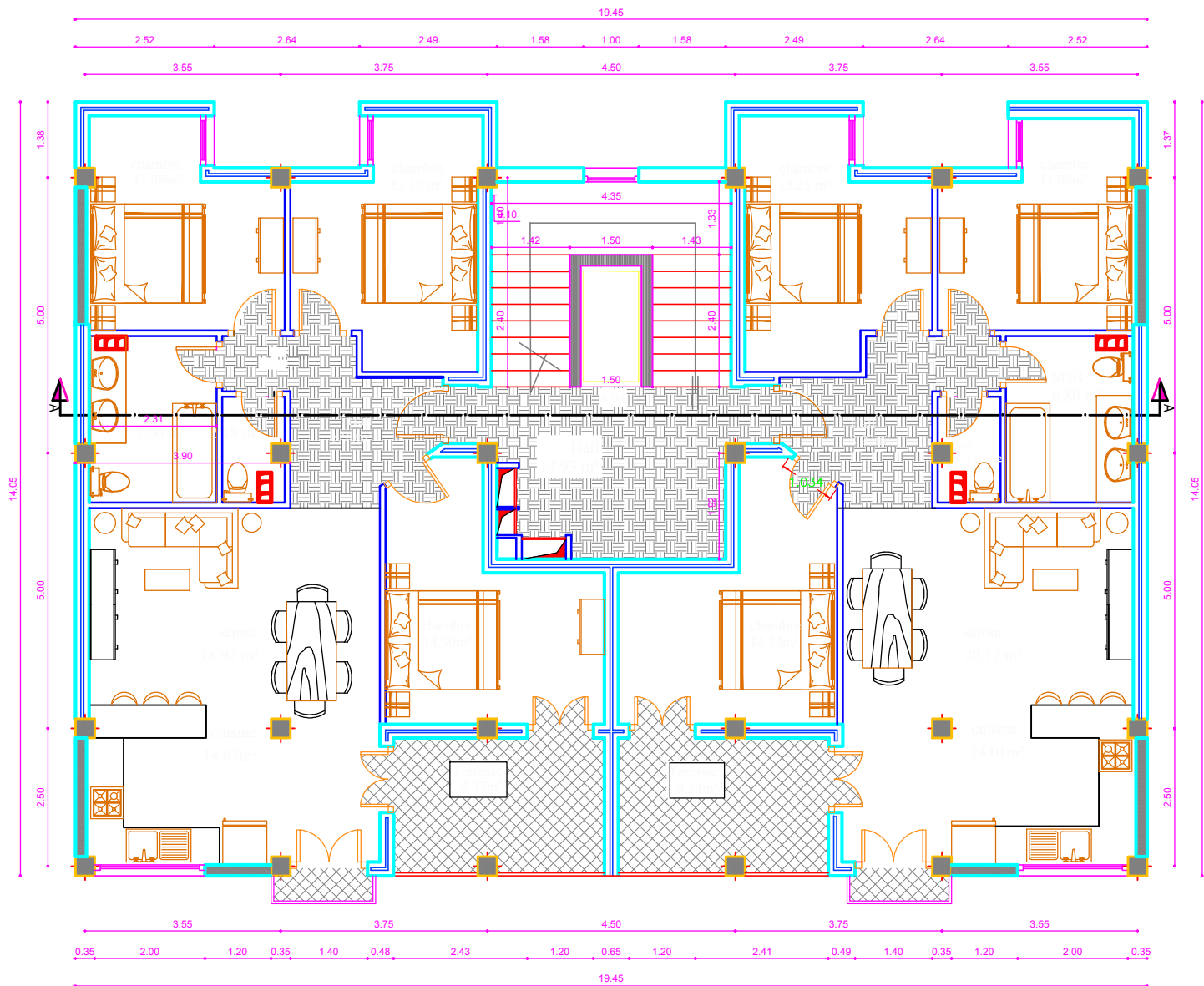
PLANS D'ARCHITECTURE



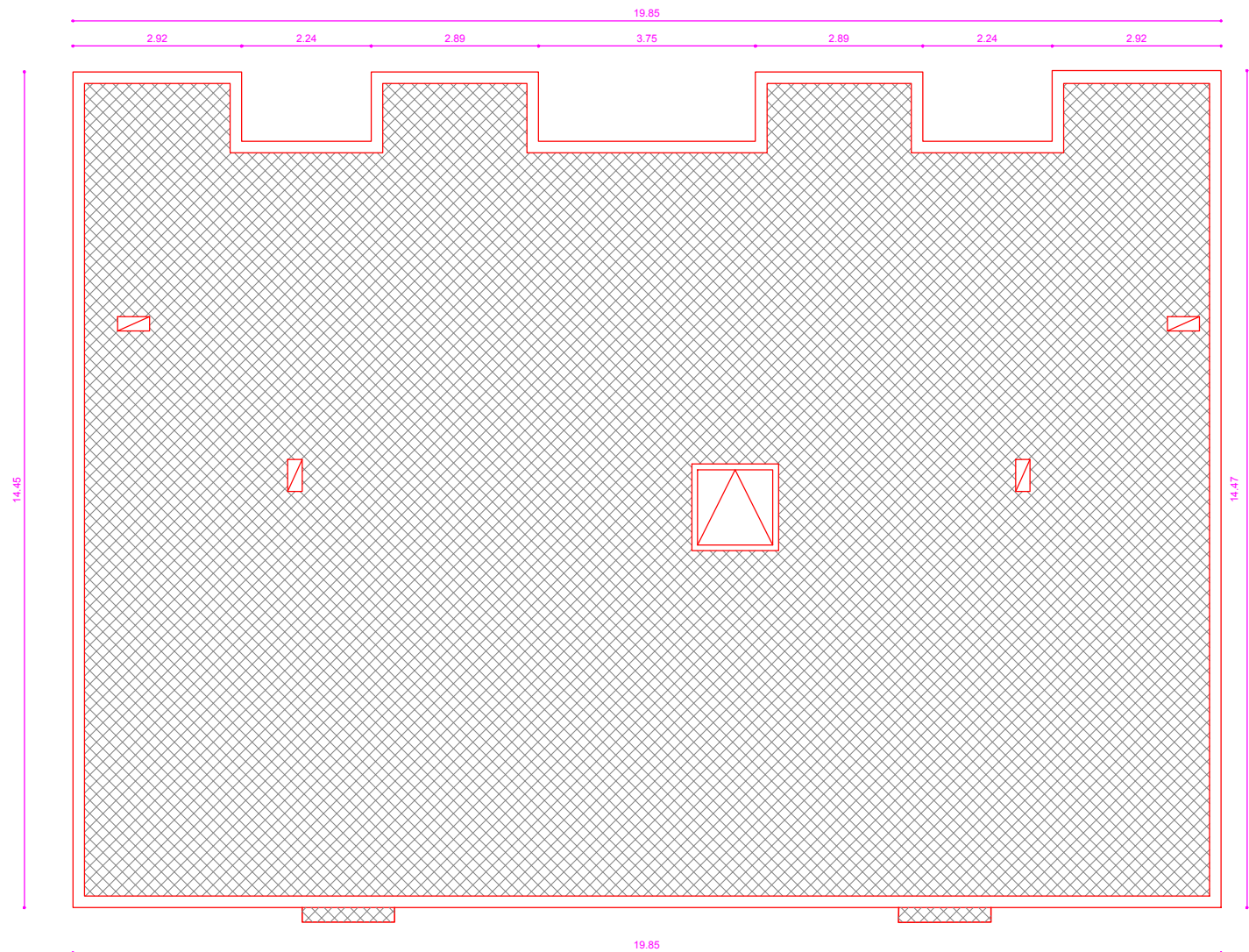
Plan Rez de Chaussée



Plan d'Etage de service



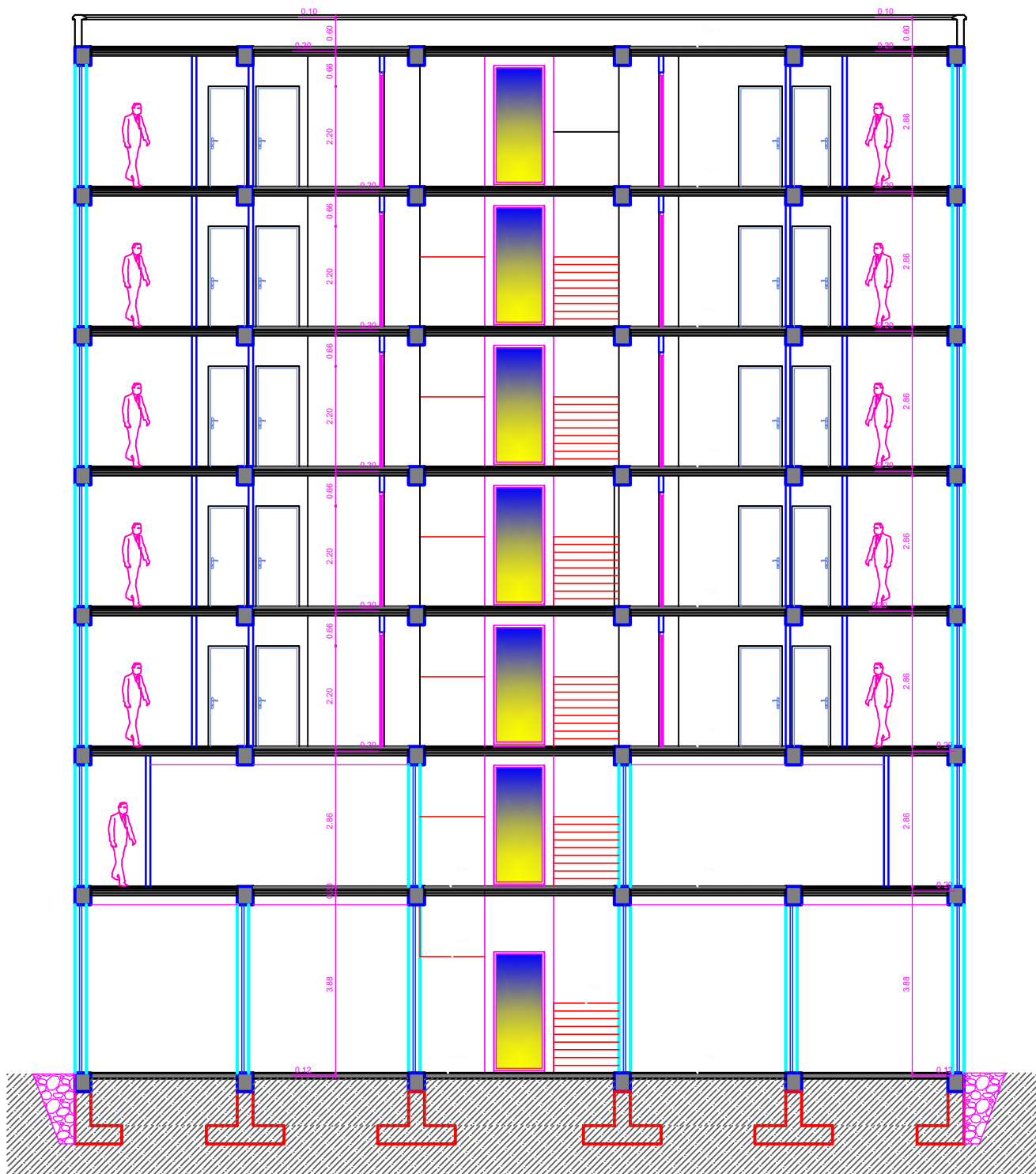
Plan Etage Courant



Plan de Terrasse



Façade principale



Coupe AA

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir ...)

L'étude des ouvrages de génie civil nous incite à faire le calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usages pendant et après la réalisation, tout en minimisant le cout. Pour cela nos calculs seront conformes au règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91, ces règlements visent à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques, par une conception et un dimensionnement appropriés.

Ce projet de fin d'étude porte sur l'étude d'une structure en béton armé. Le bâtiment en question est un « RDC+6étages » à usage d'habitation et service.

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

Afin de faire le calcul dynamique des éléments structuraux on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**, Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par l'RPA99/version2003.

Le projet est organisé en quatre principales parties :

- La première constituant la présentation de cet ouvrage en termes d'architecture ainsi que le pré dimensionnement de ces éléments structuraux.
- La seconde s'est basée sur le calcul des éléments.
- La troisième s'est basée essentiellement sur la modélisation informatique et l'interprétation des résultats obtenus tout en tenant compte des recommandations des règlements en vigueur.

Enfin dans la dernière partie on s'est intéressé à l'étude de l'infrastructure et on termine par une conclusion générale.

I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et commerciale, à ossature en Béton Armé réalisés en portique mixte (poteaux, poutres et voiles.)

Le bâtiment sera implanté à TIZI OUZOU, une région classée selon le RPA 99 modifié 2003 (Règlement Parasismique Algérien) comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone II-a), groupe d'usage 2 . La stabilité de cet ouvrage est assurée par un système de contreventement constitué de portiques et voiles.

Le bâtiment comporte :

- un rez-de-chaussée à usage commerciale
- 1^{er} étage commerciale (salle machine)
- cinq étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

I.2.Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale : $L = 12.5$ [m]
- Largeur totale : $L = 19.1$ [m]
- Hauteur du RDC : $h = 4.08$ [m].
- Hauteur du 1^{eme} au 6eme étage : $h = 3,06$ [m].
- Hauteur de la salle machine $h = 2.5$ [m].
- Hauteur totale : $H = 24.94$ [m].

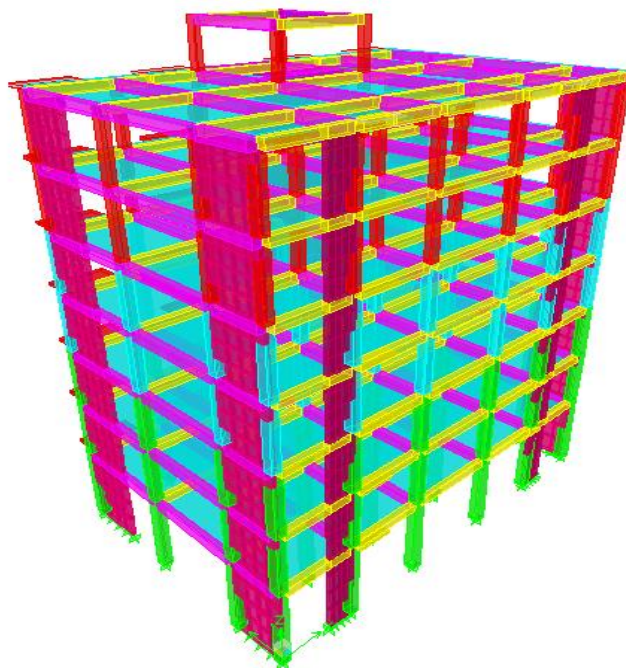


Figure I.1 : Présentation du projet en 3D

I.3. Données sismique de l'ouvrage :

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 car :

- La hauteur ne dépasse pas 48 m.
- Nombre des habitants est inférieur à 300 personnes simultanément.
- La contrainte du sol = 1.3 bars à 2m profondeur
- . Le site est considéré comme un site meuble "S3" selon le "RPA 2003".

I.4. La réglementation utilisée :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- D.T.R-B.C.2.2 : charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- D.T.R-B.C.2.331 : règles de calcul des fondations superficielles.
- D.T.R-B.C.2.48 : règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003).
- Règles BAEL91 (modifié99).

Les unités utilisées sont les suivantes :

Mètre (m) pour les dimensions des blocs, des travées et des dimensions des éléments.

- Centimètre (cm) pour les dimensions des sections (h.b.d. etc. ...)
- Tonne (t) et (KN) pour les charges appliquées (G. Q.. etc....)
- Tonne-mètre (t.m) et (KN.m) pour les moments fléchissant
- Centimètre carré (cm²) pour les sections d'acier

I.5. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

I.5.1 Les planchers : Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- **Fonction de résistance mécanique :** les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
 - **Fonction d'isolation :** Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
 - Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
 - Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
 - Protéger contre les incendies.
 - Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers:

1- plancher en corps creux : les planchers de notre bâtiment seront réalisés avec des poutrelles préfabriquées (béton armé) et des entrevous (ou hourdis) supportant une dalle de compression de faible épaisseur.

2- Dalles pleines : Ce sont des planchers en béton armé plus résistants et plus lourd comparé aux corps creux, ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser les planchers en corps creux, en particulier la cage d'ascenseur et les balcons.

I.5.2 Les escaliers : L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pied entre différents niveaux d'un bâtiment.

I.5.3. Cage d'ascenseur : Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée surplace.

I.5.4. La maçonnerie : On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur. On distingue deux types :

- **les murs extérieurs :** murs de façade de 25 cm d'épaisseur, réalisés en double cloison de briques creuses séparées par une lame d'air d'une épaisseur de 5 cm (10+5+10).
- **les murs intérieurs :** murs de séparation réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

I.5.5. L'Acrotère : Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé (de 70 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur), elle a un rôle de protéger les murs extérieurs du débordement des eaux pluviales.

I.5.6. Revêtement : il sera réalisé en :

- Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.5.7. Les voiles : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

I.5.8. Système de coffrage : Le coffrage doit être suffisamment rigide et étanche afin de supporter la poussée du béton. On opte :

-**pour le coffrage des portiques :** un coffrage classique en bois.

-**pour le coffrage des voiles :** un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarités, formant ainsi une coquille. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.

- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

I.5.9. L'infrastructure : l'infrastructure est réalisée en béton armé en assurant :

- La transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol.

1.6. Les matériaux utilisés :

I.6.1. Le béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés «Granulats » (sable, gravier), du ciment et de l'eau. ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton. Dans le cas général, *La composition est :*

- La densité de béton armé utilisé est de 2500 kg /m³.
- Le béton utilisé est usuelle.
- Le dosage en ciment étant de 350 kg/m³,
- la contrainte nominale de compression à 28 jours est prise égale à 25 MPA

a) Résistance caractéristique à la compression [BAEL Art A.2.1.1.1] :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (= 16cm) et ayant une hauteur de diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge $j \leq 28 \text{ jours}$, la résistance caractéristique à la compression est déterminée est calculée comme suit:(BAEL91/A.2.1,11)

$$F_{Cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \cdot f_{c28} \quad \text{POUR} \quad f_{c28} \leq 40MPa$$

$$F_{Cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \cdot f_{c28} \quad \text{POUR} \quad f_{c28} > 40MPa$$

b) Résistance à la traction [Art A.2.1.1.2] :

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

c) Module d'élasticité du béton :

c).1 Module d'élasticité longitudinal : Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

- **Module d'élasticité instantané [Art A.2.1.2.1] :** Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égal à:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Alors } E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- **Modules d'élasticité différé [Art A.2.1.2.2] :** Pour un chargement d'une durée d'application supérieure à 24 heures, le module de déformation différée du béton est pris égal à:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.1 \text{ MPa}$$

c).2 Module d'élasticité transversale :

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

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

ν : Coefficient de poisson.

Coefficients de poisson [Art A.2.1.3]

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l} = \frac{\text{allongement dans le sens transversal}}{\text{raccourcissement longitudinal}}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple.

Δa : Flambement transversal

Δl : raccourcissement longitudinal

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (ELS).

d) Les contraintes limites :

d).1 Contrainte limites de compression : (BAEL 91, art A.4.3,41)

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante

$$f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle

$$f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

d).2 Contrainte limite de cisaillement : (BAEL91 art A-5.1.21 BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

$$\tau_u = \min [0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] \text{ pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min [0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] \text{ pour la fissuration préjudiciable}$$

e) Contrainte de service à la compression : (art A-4.5.2.BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} [\text{MPa}] \quad \sigma_{bc} = 15 [\text{MPa}].$$

f) États limites :

f).1 États limites ultimes :(E.L.U) (CBA93 Art A.4.3).

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des

États suivants :

- État limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- État limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- État limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} [\text{MPa}]$$

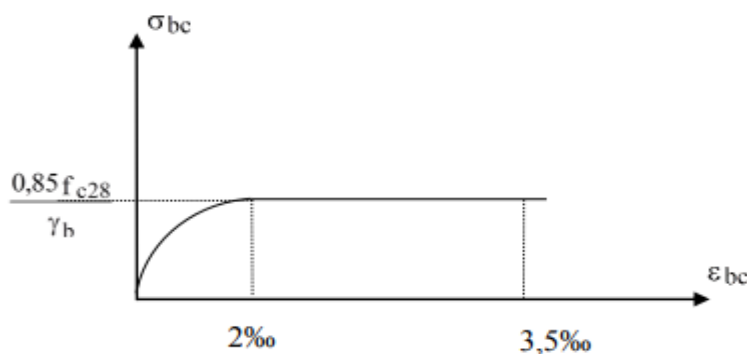


Figure I.2 : Diagramme déformation ELU.

- $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ c'est une section entièrement comprimée.

- $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$: compression avec flexion.
- Avec ε_{bc} : raccourcissement du béton.

f).1 État limite de service (ELS) : (BAEL91/ Art 4.2)

L'état limite de service est l'état au delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

- État limite de déformation du béton (contrainte de compression limitée)
- État limite de déformation (pas de flèche excessive)
- État limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée sur la figure

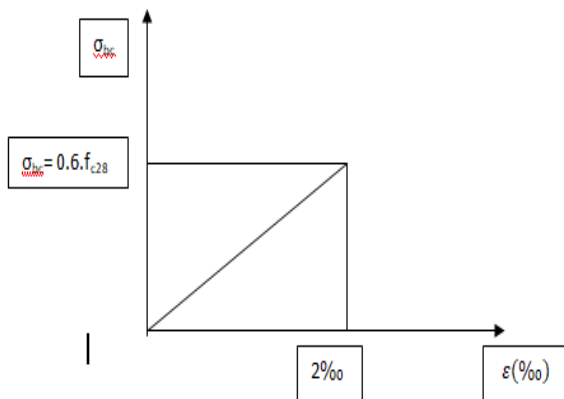


Figure I.4 : Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS.

- ❖ **Poids volumique de béton** : Le poids volumique de béton est de l'ordre de :
 - 2300 à 2400 daN/m s'il n'est pas armé.
 - 2500 daN/m s'il est armé.

I.6.2 Les aciers :

L'acier est un alliage de fer plus, carbone en faible pourcentage , il présente une très bonne résistance à la traction et présente, dans le cas de faibles élancements, une bonne résistance à la compression. Etant un matériau très ductile, l'acier peut subir de très importantes déformations avant sa rupture, les aciers utilisés sont les suivants :

- Haute adhérence FeE400 pour les armatures longitudinales des poteaux, poutres et poutrelles.
- Treillis soudé 05 mm, 150 x 150 pour les dalles de compression.

- **Module d'élasticité longitudinal** :

Nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

ART.A.2.2 ,1 BAEL91

- **Contrainte limite ultime :**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type plastique parfait,

avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- σ_{st} : Contrainte admissible de l'acier

- f_e : Limite d'élasticité garantie

- γ_s : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations durables} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \text{pour les situations accidentelles} \end{array} \right.$$

- **Contrainte limite de service :**

À l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

➤ Cas de fissuration peu nuisible : Pas de vérification à faire $\sigma_{st} = f_e$ (ART.4.5 ; 32/BAEL91)

➤ Cas de fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$ ART (A.4.5.34 BAEL91)

Avec :

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

η : coefficient de fissuration pour :

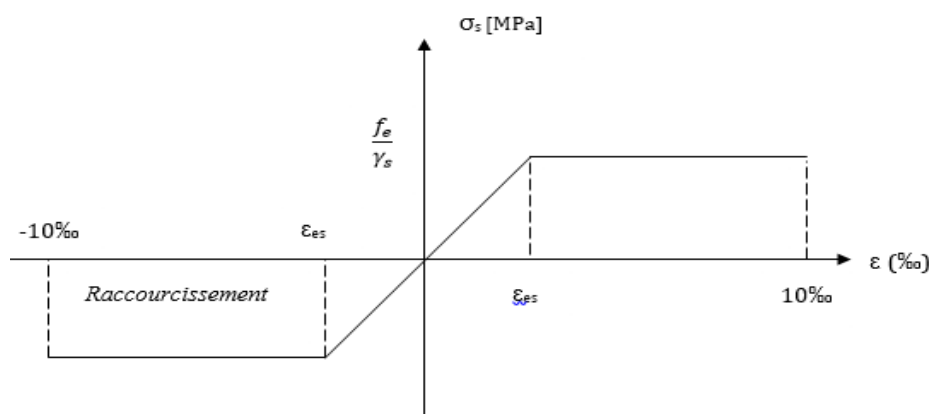
$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ pour les HA } (\varphi \geq 6 \text{ mm}) \\ \eta = 1.3 \text{ pour les HA } (\varphi < 6 \text{ mm}) \end{array} \right.$$


Figure I. 3 : Diagramme des contraintes de déformation de l'acier.

- **Coefficient de poisson des aciers :**

Le coefficient de poisson pour les aciers est pris égal à 0.3.

- **Protection des armatures :**(BAEL 91, art A.7.2,4)

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

C ≥ 5cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

C ≥ 3cm : pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, Canalisations).

C ≥ 1cm : pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

I.7. Conclusion

Dans notre projet, les valeurs utilisées sont :

-Pour le béton

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

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

$E_{i28} = 32164,2\text{MPa}$

$E_{v28} = 10818,1\text{MPa}$

{ $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$ Situation durable

. $\sigma_{bc} = 18,48\text{MPa}$ Situation accidentelle.

{ $\tau_u = 3,33\text{MPa}$ Fissuration peu nuisible.

$\tau_u = 2,5\text{MPa}$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

- Pour l'acier

$f_{eE400} : f_e = 400\text{MPa}$ Pour les armatures longitudinales.

$\sigma_s = 201,63\text{MPa}$ Fissuration préjudiciable pour les HA

II.1. Introduction :

Afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier, le pré-dimensionnement est une étape où l'on détermine, par un pré-calcul, l'ordre de grandeur des différents éléments résistants de la structure (les planchers , les poutres , les poteaux et les voiles), . Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les règles du **RPA99 Version 2003** et du **BAEL 91**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

II.2. Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment, il assure deux fonctions principales :

-Une fonction de résistance mécanique : qui consiste en la capacité du plancher à supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation.

-Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique .

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

- **Planchers en corps creux** : Ce sont des planchers constitués de table de compression, de poutrelles et de hourdis, leurs rôles principaux est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule de l'article (B.6.8.424 du BAEL91 modifié 99) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

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

h_t : hauteur totale du plancher

selon le RPA , **$\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$** en zone **IIa**

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

Ce qui donne par la suite $h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.67 \text{ cm}$

Après avoir faire un calcul préalable (avec un plancher 16+4) on a trouvé que la flèche n'est pas vérifiée donc on opte pour un plancher de $h_t = 25 \text{ cm}$; soit un plancher de (20+5)

Avec : Epaisseur du corps creux : 20cm

Epaisseur de la dalle de compression 5 cm.

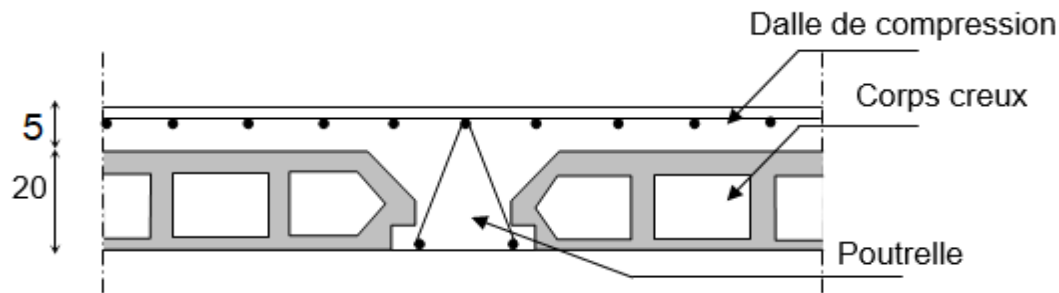


Figure II.1 : coupe verticale du plancher à corps creux.

II.3. Les poutres : D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

On distingue : - Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.

- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

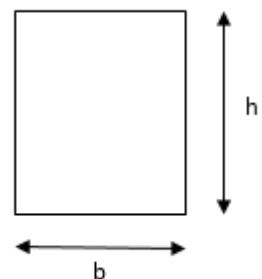
D'après le : **[RPA2003-Art 7-5-1]**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right.$$

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$



Avec h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus d'appuis.

Figure II.2 : schéma de la poutre.

II.3.1. Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses. $L = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$

$$\text{La hauteur : } \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm} \quad \text{Soit } \mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

$$\text{La largeur } 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

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

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

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h_t / b = 45 / 30 = 1.5 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

La section des poutres principales est : (30x45) cm²

II.3.2. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chaînage

$$L = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm} \quad \text{Soit } \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{Soit } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

La section des poutres secondaires est : (30x40) cm²

Vérification des exigences :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$h_t / b = 1.33 \leq 4 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

Conclusion :

Poutres principales (30x45) cm².

Poutres secondaires (30x40) cm².

II.4. Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure. Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité avec :

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

Avec : N_s : effort normal repris par le poteau

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations, la section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

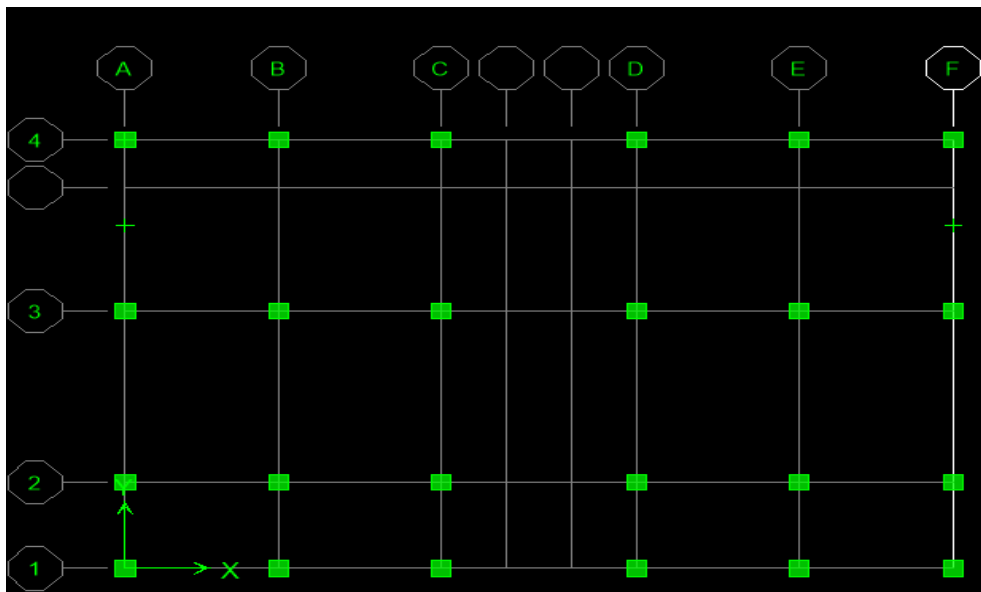
S : air de la section du poteau.

N_s : effort normal repris par le poteau.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$ On détermine l'effort normal « N_s » à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

II.4.1. Descente de charges :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que les deux poteaux **B3** et **E3** sont les plus sollicités vis-à-vis de la descente de charge, car ils prennent la plus grande surface . Alors on choisit l'un des deux soit le poteau **B3**.



Position du poteau le plus sollicité :

II.4.1.a. Surface afférente :

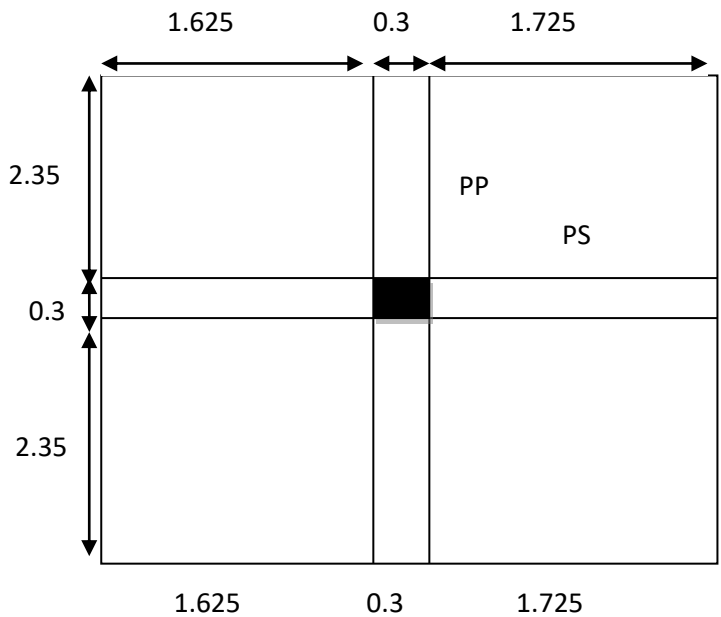
surface du plancher reposant sur le poteau.

-section nette :

$$S_n = (1.625 \times 2.35) + (2.35 \times 1.625) + (1.725 \times 2.35) + (1.725 \times 2.35) = 15.745 \text{ m}^2$$

- Section brute :

$$S_b = 3.65 \times 5 = 18.25 \text{ m}^2.$$



II.4.1.b. Evaluation des charges et surcharges :

Figure II.3 : surface afférente.

i) Charges permanentes :

Plancher terrasse :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m²)
1	Protection lourde	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.09	22	1.98
4	Feuille de polyane (par vapeur)	0.01	01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.25	/	3.7
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				7.02

Tableau II.1 : Évaluation des charges revenantes au plancher terrasse à corps creux

Plancher étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.25	/	3.7
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison intérieur	0.1	10	1
Charge permanente totale Gt				6.1

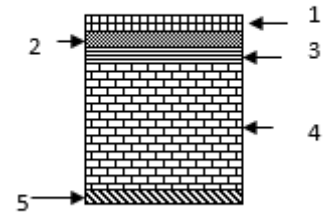


Tableau II.2 : Évaluation des charges revenantes au plancher courant à corps

• Mur extérieur :

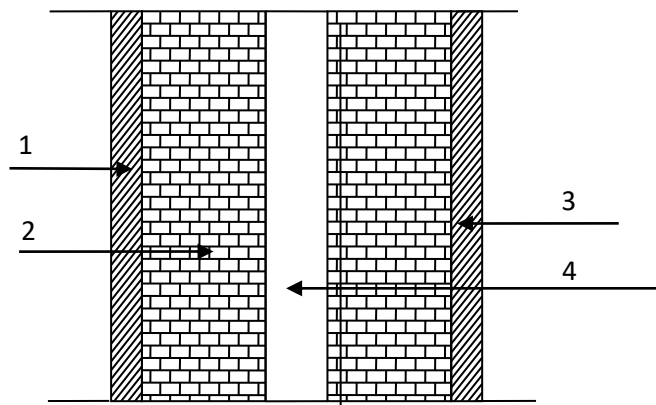


Figure II.4 Coupe verticale du mur double cloison.:

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

Tableau II.3 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).

- **Mur intérieur :**

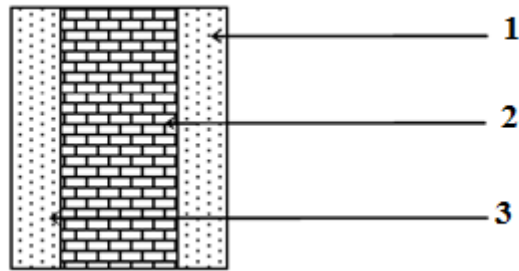


Figure II.5.Coupe verticale d'un mur intérieur.

<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Charge [kN/m²]</i>
1. Enduit et plâtre	0.02	0.2
2. Brique creuse	0.10	0.9
3. Enduit et plâtre	0.02	0.2
		GT=1.30

Tableau II.4: Charge revenant aux murs intérieurs.

- **Surcharges d'exploitation :**

Eléments	Surcharge (kN/m²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant habitation	1.5
Plancher d'étage de service	2.5
Plancher terrasse accessible	1.5
Balcons	3.5

Tableau II.5 : Évaluation des surcharges revenantes aux planchers.

II.4.1.c. Poids propre des éléments :

- Plancher terrasse inaccessible

$$G_t = 15.745 \times 7.02 = 110.53 \text{ kN.}$$

- Plancher courant :

$$G_c = 15.745 \times 6.1 = 96.04 \text{ kN.}$$

- Poutres :

➤ Poutres principales :

$$G_{pp} = (0.3 \times 0.45) (2.35 + 2.35) 25 = 15.86 \text{ kN.}$$

➤ Poutres secondaires :

$$G_{pc} = (0.3 \times 0.4) (1.625 + 1.725) 25 = 10.05 \text{ kN}$$

$$G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{pc} = 25.91 \text{ kN.}$$

• Poteaux :

Pour calculer le poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de

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

Poids du poteau de RDC :

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 4.08 \times 25 = 9.18 \text{ KN.}$$

Poids du poteau étages courant :

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN.}$$

II.4.1.d. Charges d'exploitation:

- Plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1.00 \times 18.25 = 18.25 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant à usage habitation : $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_5 = 1.50 \times 18.25 = 27.375 \text{ KN.}$
- Plancher, RDC (service) : $Q_6 = 2.5 \times 18.25 = 45.625 \text{ KN}$

II.4.1.e. Loi de dégression des charges :

Les règles du **BAEL 99** ainsi que le document technique réglementaire **DTR**, exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

- La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$.
- Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.
- Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .
- n : numéro de l'étage du haut vers le bas

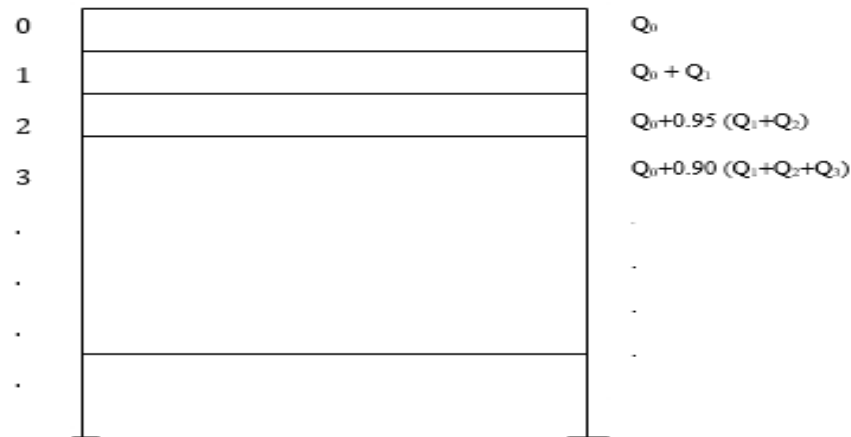


Figure II.6 : dégression verticale des surcharges d'exploitation.

Niveaux	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75

Tableau II.6 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

- Les surcharges cumulées

Niveau 6 : Q_0 Niveau 5 : $Q_0 + Q_1$ Niveau 4 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ Niveau 3 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ Niveau 2 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ Niveau 1 : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ Niveau RDC : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ **Calcul des surcharges :**Niveau 6 : $Q_0 = 18.25 \text{ KN}$.Niveau 5 $Q_1 = 18.25 + 27.375 = 45.625 \text{ KN}$.Niveau 4 : $Q_2 = 18.25 + 0,95 (27.375 + 27.375) = 70.2625 \text{ KN}$.Niveau 3 : $Q_3 = 18.25 + 0,90 (27.375 \times 3) = 92.1625 \text{ KN}$ Niveau 2 : $Q_4 = 18.25 + 0,85 (27.375 \times 4) = 111.325 \text{ KN}$.Niveau 1 : $Q_5 = 18.25 + 0,80 [(27.375 \times 5) + 33.55] = 127.75 \text{ KN}$.Niveau RDC : $Q_6 = 18.25 + 0,75 [(27.375 \times 5) + 45.625] = 155.125 \text{ KN}$

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Charges d'exploitations [KN]		Efforts Normaux	$\frac{S \geq N_s}{0.3fc28}$ (cm ²)	Section Minimale Limité par Le RPA (cm ²)	Section Adoptée (cm ²)
	G Plancher	G Poutre	G Poteaux	G Total	G Cumulé	Q plancher	Q Cumulé				
6	110.53	25.91	6.88	143.32	143.32	18.25	18.25	161.57	21.54	25x25	35x35
5	96.04	25.91	6.88	128.83	272.15	27.375	45.625	317.76	42.37	25x25	35x35
4	96.04	25.91	6.88	128.83	400.98	27.375	73	473.98	63.19	25x25	40x40
3	96.04	25.91	6.88	128.83	529.81	27.375	100.375	630.19	84.02	25x25	40x40
2	96.04	25.91	6.88	128.83	658.64	27.375	127.75	786.39	104.85	25x25	45x45
1	96.04	25.91	6.88	128.83	787.47	27.375	155.125	942.6	125.68	25x25	45x45
RDC	96.04	25.91	9.18	131.13	918.6	46.625	201.75	1120.35	149.38	25x25	45x45

Tableau II.7 : Récapitulatif de la descente des charges.

pour une bonne répartition des aciers, nous avons opté à des sections supérieures à celles que nous avons calculées.

II.4.2. Vérification : (R.P.A 99) :

II.4.2.a. Vérifications relatives aux exigences du RPA(article 7.4.1) :

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ avec h_e : hauteur libre du poteau.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 35 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
40x40	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 40 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	
45x45	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 45 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	

Tableau II.8 : Récapitulatif des vérifications aux exigences du RPA.

Conclusion : Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

II.4.2.b. Vérifications de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambage ou flambement est un phénomène d'instabilité élastique se traduisant par le fléchissement d'un poteau (apparition d'un moment de flexion parasite) même si ce poteau est soumis exclusivement a un effort normal centré.

La vérification de la résistance du poteau au flambement consiste à vérifier la condition

suivante : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ **(BAEL 91 modifié page 110)**

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$S = a \times b$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

-Poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage (45× 45) cm², $L_0 = 4.08 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 21.98 < 35$

-Poteaux du 3^{ème} et 4^{ème} étage (40×40) cm², $L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 18.55 < 35$

-Poteaux du 5^{ème} et 6^{ème} étage (35×35) cm², $L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 21.20 < 35$

Niveau	b (cm)	h (cm)	S (cm ²)	I (cm ⁴)	i (cm)	l ₀ (cm)	L _f (cm)	Λ	Condition λ ≤ 35
6	35	35	1225	125052.08	10.10	306	214,2	21.20	condition vérifiée
5	35	35	1225	125052.08	10.10	306	214,2	21.20	condition vérifiée
4	40	40	1600	213333.33	11.54	306	214,2	18.55	condition vérifiée
3	40	40	1600	213333.33	11.54	306	214,2	18.55	condition vérifiée
2	45	45	2025	341718.75	12.99	306	214,2	21.98	condition vérifiée
1	45	45	2025	341718.75	12.99	306	214,2	21.98	condition vérifiée
RDC	45	45	2025	341718.75	12.99	408	285.6	21.98	condition vérifiée

Tableau II.9 : Récapitulatif de la résistance des poteaux au flambement.

On constate que la condition de l'élanement $\lambda \leq 35$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

II.5. Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Leur rôle principal est de reprendre les charges horizontales ainsi que 20% des charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à (**Art 7.7.1 de RPA 99**), tel qu'il doit satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur du voile a : est déterminé en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimal est de **15cm**.

Tel que : $h_e = h - e_p$ avec : e_p : épaisseur du plancher et h : la hauteur totale de l'étage.

La longueur du voile ne doit pas être inférieure à 4 fois l'épaisseur $L \geq 4a$.

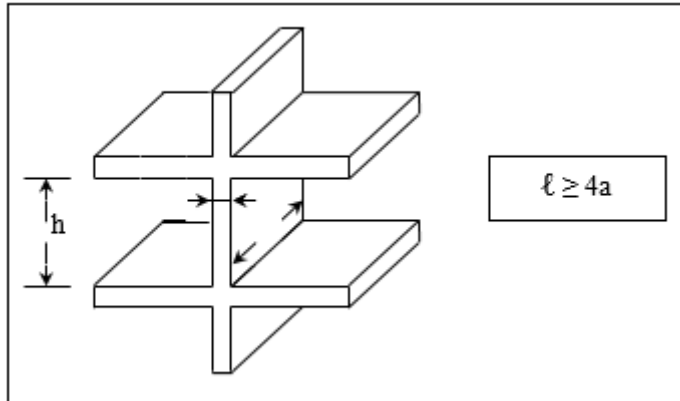


Figure II.7 : Coupe verticale d'un voile.

dans notre structure, on dispose de deux formes de voils

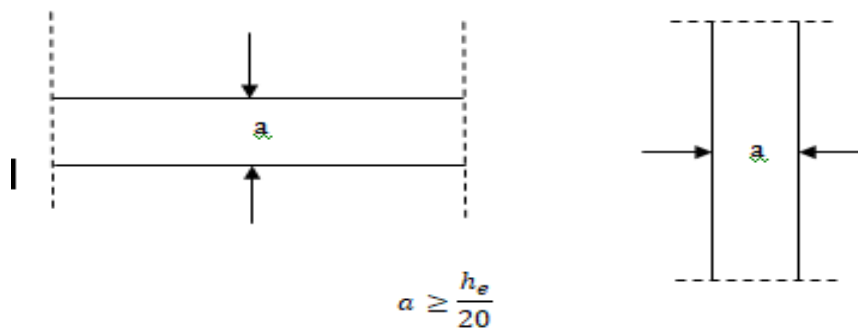


Figure II.6 : Coupe horizontale des voiles.

Pour le RDC : $h_e = h - e_p$

$$h_e = 408 - 25 = 383 \text{ cm}$$

Par suite :

$$a \geq \frac{383}{20} = 19.15 \text{ cm} \quad \mathbf{a = 20 \text{ cm}}$$

-Pour l'étage courant On a : $h_e = 306 - 25 = 281 \text{ cm}$

Par suite :

$$a \geq \frac{281}{20} = 14.05$$

a = 20 cm

Elément		Pré dimensionnements
Planchers		$h_t = 25 \text{ cm}$
Voiles		$a = 20 \text{ cm}$
Poutres	Poutres principales	$(30 \times 45) \text{ cm}^2$
	Poutres secondaires	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
Poteaux	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$
	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$
	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$

Tableau II.10 : Récapitulatif du pré-dimensionnement des éléments.

➤ Largeur minimale du voile :

La largeur minimale $l_{\min}$ du voile devra satisfaire la condition $l_{\min} \geq 4a$.

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1 Introduction :

Comme nous l'avons déjà indiqué ; notre projet est constitué des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée.

Dans notre cas, nous avons trois planchers différents qui diffèrent de leurs charges d'exploitation (service, habitation, terrasse) et le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tous les planchers.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en Té, espacées de 65 cm. elles assurent la fonction de portance ;
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 20cm ;
- Une dalle de compression en béton armé de 5cm d'épaisseur.

III.1.2. Calcul de la dalle de compression :

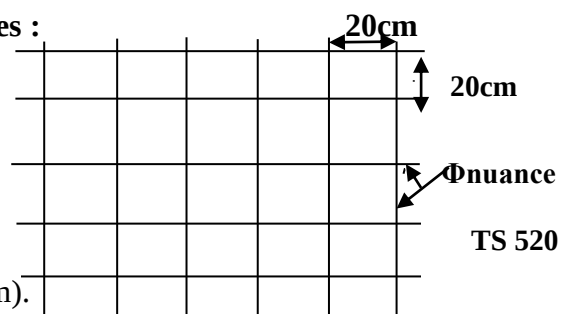
La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "5cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par B.A.E.L.(Art B.6.8.423) :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.
- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

Soit : $A_{\perp} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e_s = 20 \text{ cm}$

l : distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).



- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Figure.III.1.1 : Treillis soudés (200×200)

Soit : $A_{//} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e_s = 20 \text{ cm}$

III.1.3. Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$

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

III.1.3.1 Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

Critère de la continuité

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

III.1.3.2 Calcul des poutrelles :**Première étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

Chargement :

Poids propre $G = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$.

Poids du corps creux..... $G = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$

Poids de la main d'œuvre $Q = 1 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ kN/ml}$.

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

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

Ferraillage à l'ELU :

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

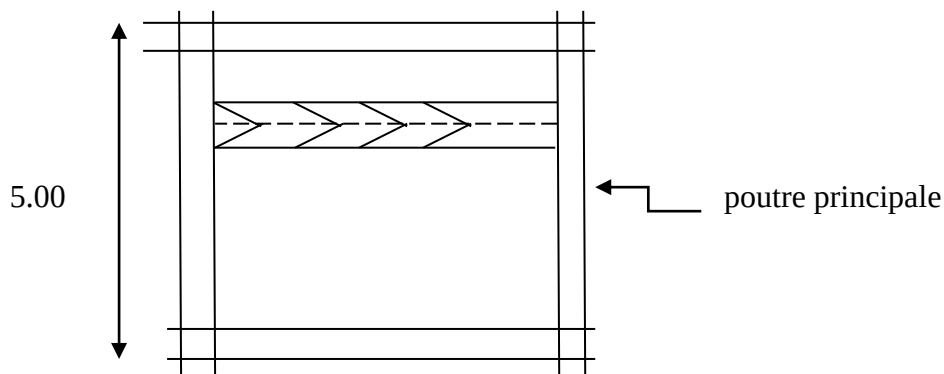


Figure.III.1.2 : surface revenant aux poutrelles

$$q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{Avec } G = G_1 + G_2$$

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

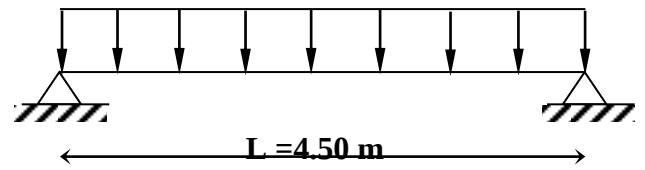
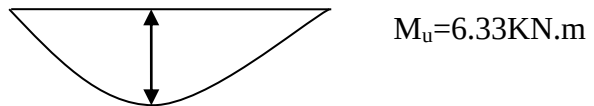


Figure III.1.3: Schéma statique de la poutrelle

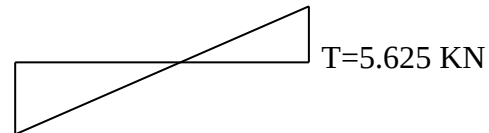
Moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.5^2}{8} = 6.33 \text{ KN.m}$$



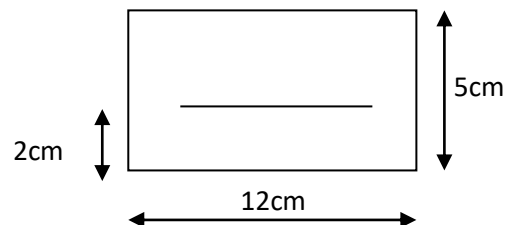
Effort tranchant max :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.5}{2} = 5.625 \text{ KN}$$



Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$



Avec : $b = 12 \text{ cm}$; $d = h - c$; $h = 4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}$ (hauteur utile)

$$\mu_b = \frac{6.33 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 9.28 \gg \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

Deuxième étape : Après coulage de la dalle de compression :

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

Les règles **BAEL91** préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

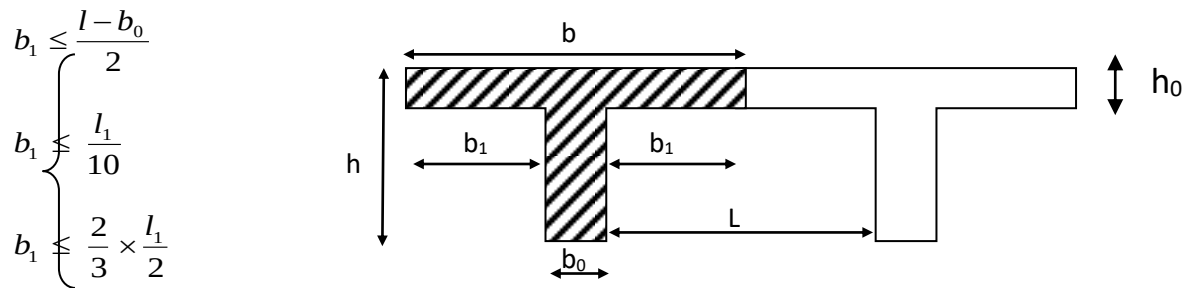


Figure III.1.4:Caractéristiques géométriques de la section en T.

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 5.00$ m (la travée la plus sollicitée) ;

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

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

b_1 : est le débord.

$h = 20 + 5 = 25$ cm (hauteur de la dalle) ;

$h_0 = 5$ cm (épaisseur de la dalle de compression) ;

$c = 2$ cm (enrobage) ;

$d = 23$ cm (hauteur utile).

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

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

$$b_1 \leq 500 / 10 = 50 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 500 / 3 = 166,67 \text{ cm}$$

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

D'où: $b = 2b_1 + b_0 = 65$ cm

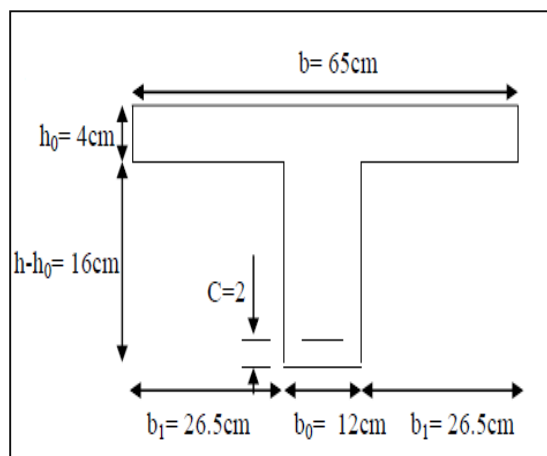


Figure III.1.5 : Dimensionnement de la poutrelle

Poids du plancher– **Plancher terrasse inaccessible :**

Poids propre de plancher : $G = 7.02 \times 0.65 = 4.563 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.

– **Plancher étage service :**

Poids propre de plancher : $G = 6.1 \times 0.65 = 3.965 \text{ KN/ml}$.

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

– **Plancher étage d'habitation**

Poids propre de plancher : $G = 6.1 \times 0.65 = 3.965 \text{ KN/ml}$.

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

Combinaison de charges :❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.563 + 1.5 \times 0.65 = 7.14 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 4.563 + 0.65 = 5.213 \text{ KN/m}$

❖ **Plancher à usage service :**

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.965 + 1.5 \times 1.625 = 7.79 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.965 + 1.625 = 5.59 \text{ KN/m}$

❖ **Plancher à usage d'habitation :**

ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.965 + 1.5 \times 0.975 = 6.815 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3.965 + 0.975 = 4.94 \text{ KN/ml}$.

Remarque :

- Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage service.

Choix de la méthode :

Le calcul des efforts interne se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes : (**art B.6.2,210/ BAEL 91 modifié 99**).

Méthode forfaitaire.

Méthode des trois moments.

Méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire :

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

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, c'est-à-dire déterminer les efforts internes forfaitairement suivant le **BAEL91**, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées.

❖ **Condition d'application:**

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min (2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- La fissuration peu nuisible (FPN).

❖ **Exposé de la méthode :**

Soit une poutre soumise à une charge uniformément répartie. Soit le coefficient α , tel que :

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

❖ **Moments sur appuis :**

La valeur du moment sur appui intermédiaire **Ma** est égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Tel que M_0 est la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré.

Les moments sur les appuis de rive sont nuls sauf seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

❖ **Moments en travées :**

Les moments en travées sont déterminés à partir des conditions suivantes :

$$1- M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha) \cdot M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$$2- \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{pour une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0 \dots \dots \dots \text{pour une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

M_t : le maximum entre (1) et (2)

M_g : moment gauche. M_d : moment droite

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

❖ **Calcul des efforts tranchants :**

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

l : longueur de la travée considérée,

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

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

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

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage service.

Nous avons 03 différents types de poutrelles à étudier.

Type 1 :

Poutre isostatique sur six (6) appuis :

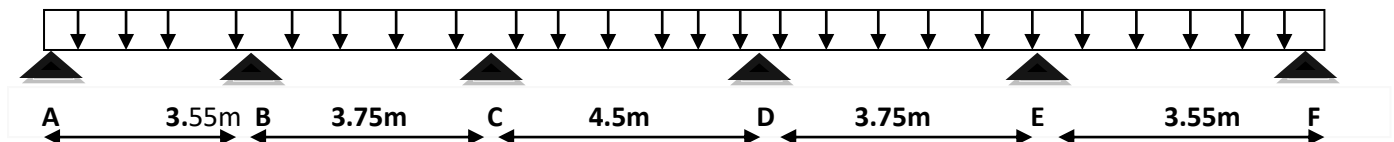


Figure III.1.6: Schéma statique de la poutrelle type 1.

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

1^{ère} condition: $Q \leq \min \left(2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \right)$

$G = 6.1 \text{ KN/ml}$

$Q = 2.5 \text{ KN/ml} < \min(10.4 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

2^{ème} condition:

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

3^{ème} condition:

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

4^{ème} condition:

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

On a:

$L_{AB} / L_{BC} = 3.55 / 3.75 = 0.95$

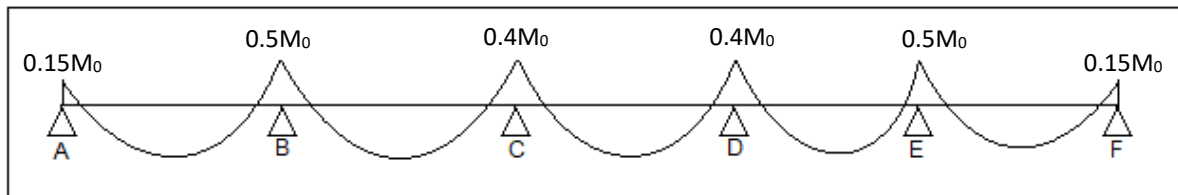
$L_{BC} / L_{CD} = 3.75 / 4.50 = 0.83$

$L_{CD} / L_{DE} = 4.50 / 3.75 = 1.2$

$L_{DE} / L_{EF} = 3.75 / 3.55 = 1.05$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée.

$\Rightarrow$ la méthode forfaitaire est applicable.

Application numérique :**Type 1 :****Figure III.1.7: coefficients des moments sur appuis poutrelle type 1.****Application de la méthode forfaitaire :****➤ Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions $f(\alpha)$:**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \quad \alpha = \frac{2.5}{2.5 + 6.1} = 0.2907$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3 \times 0.2907 = 1.0872$$

$$\frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.2907}{2} = 0.643$$

$$\frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.2907}{2} = 0.543$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.2907	1.0872	0.543	0.643

Figure III.1.1: tableau des coefficients.**a- ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.965 + 1.5 \times 1.625 = 7.79 \text{ KN/m}$$

▪ Calcul des moments isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{7.79 \times (3.55)^2}{8} = 12.27 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} = \frac{7.79 \times (3.75)^2}{8} = 13.69 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \times L_{CD}^2}{8} = \frac{7.79 \times (4.5)^2}{8} = 19.72 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u \times L_{DE}^2}{8} = \frac{7.79 \times (3.75)^2}{8} = 13.69 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{q_u \times L_{EF}^2}{8} = \frac{7.79 \times (3.55)^2}{8} = 12.27 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul des moments aux appuis :**

Selon le BAEL91 les appuis de rive : $M_A = M_F = 0.15 \times M_0^{AB} = 0.15 \times 12.27 = 1.84 \text{ KN.m}$

$$M_B = \max \begin{cases} 0.5 M_0^{AB} = 0.5 \times 12.27 = 6.135 \text{ KN.m} \\ 0.5 M_0^{BC} = 0.5 \times 13.69 = 6.845 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_B = 6.845 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \max \begin{cases} 0.4 M_0^{BC} = 0.4 \times 13.69 = 5.476 \text{ KN.m} \\ 0.4 M_0^{CD} = 0.4 \times 19.72 = 7.89 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_C = 7.89 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \max \begin{cases} 0.4 M_0^{CD} = 0.4 \times 19.72 = 7.89 \text{ KN.m} \\ 0.4 M_0^{DE} = 0.4 \times 13.69 = 5.476 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_D = 7.89 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \max \begin{cases} 0.5 M_0^{DE} = 0.5 \times 13.69 = 6.845 \text{ KN.m} \\ 0.5 M_0^{EF} = 0.5 \times 12.27 = 6.135 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_E = 6.845 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul des moments en travées :**

Travée AB :

$$M_t \geq \max \{ 1.05 M_0^{AB}; (1 + 0.3\alpha) M_0^{AB} \} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 1.05 \times 12.27; 1.0872 \times 12.27 \} - \frac{1.84 + 6.845}{2}$$

$$M_t \geq 9 \text{ KN.m} \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0^{AB} \Rightarrow \text{travée de rive}$$

$$M_t \geq 0.643 \times 12.27 = 7.89 \text{ KN.m} \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) $\Rightarrow M_{tAB} = 9 \text{ KN.m}$

De la même manière on calcul les autres travées.

Travée BC :

$$M_{BC} = 7.516 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{CD} = 13.55 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_{DE} = 7.516 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$M_{EF} = 9 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = \frac{7.79 \times 3.55}{2} + \frac{6.845 - 1.84}{3.55} = 15.24 \text{ KN} ; \quad T_B = -\frac{7.79 \times 3.55}{2} + \frac{6.845 - 1.84}{3.55} = -12.42 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 14.88 \text{ KN} \quad T_C = -14.33 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = 17.53 \text{ KN} \quad T_D = -17.53 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = 14.33 \text{ KN} \quad T_E = -14.88 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = 12.42 \text{ KN} \quad T_F = -15.24 \text{ KN}$$

Type	Appuis	L_i	Moment					Effort tranchant	
			M_{oi}	coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
1	A			0.15	1.84	0.2907	/	/	15.24
	B	3.55	12.27	0.5	6.845	0.2907	9	-12.42	14.88
	C	3.75	13.69	0.4	7.89	0.2907	7.516	-14.33	17.53
	D	4.5	19.72	0.4	7.89	0.2907	13.55	-17.53	14.33
	E	3.75	13.69	0.5	6.845	0.2907	7.516	-14.88	12.42
	F	3.55	12.27	0.15	1.84	0.2907	9	-15.24	/

Tableau III.1.2: Evaluation des efforts internes à l'ELU , poutrelle type 1.

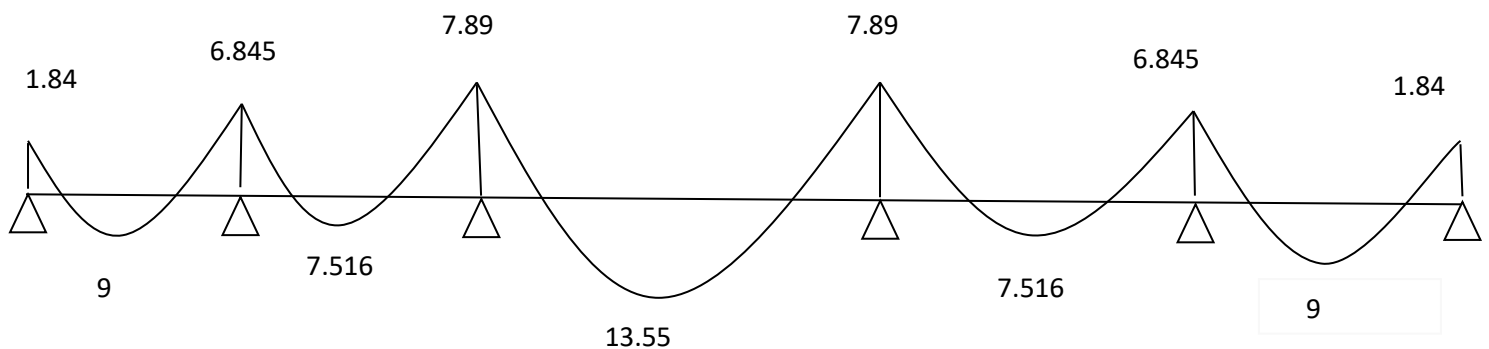


Figure III.1.8: Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 1.

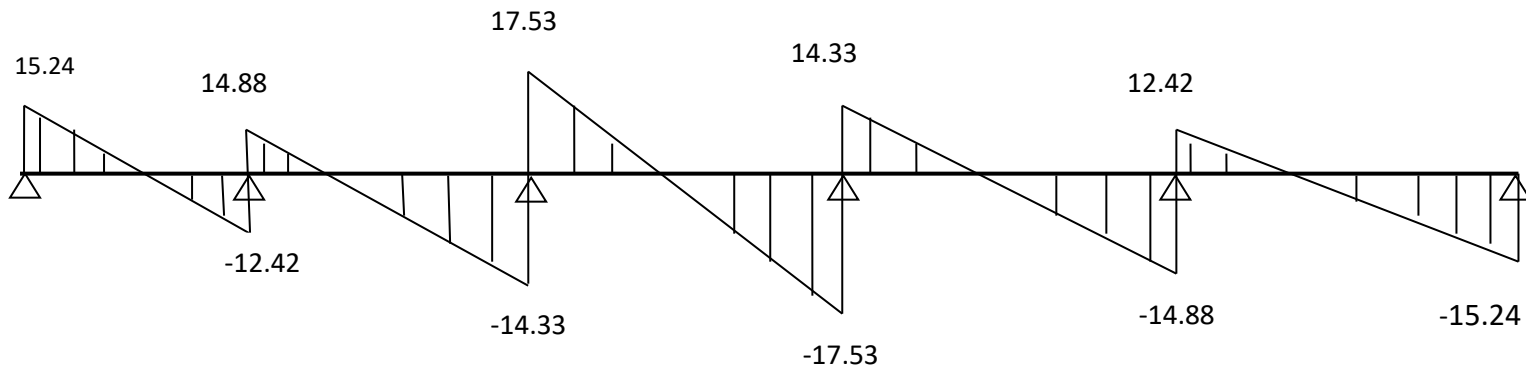


Figure III.1.9: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU poutrelle type 1.

b- ELS :

$$q_s = G + Q = 3.965 + 1.625 = 5.59 \text{ KN/m}$$

▪ Calcul des moments isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{5.59 \times (3.55)^2}{8} = 8.806 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} = \frac{5.59 \times (3.75)^2}{8} = 9.826 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \times L_{CD}^2}{8} = \frac{5.59 \times (4.5)^2}{8} = 14.15 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u \times L_{DE}^2}{8} = \frac{5.59 \times (3.75)^2}{8} = 9.826 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{q_u \times L_{EF}^2}{8} = \frac{5.59 \times (3.55)^2}{8} = 8.806 \text{ KN.m}$$

▪ Calcul des moments aux appuis :

Selon le BAEL91 les appuis de rive : $M_A = M_F = 0.15 \times M_0^{AB} = 0.15 \times 8.806 = 1.32 \text{ KN.m}$

$$M_B = \max \begin{cases} 0.5 M_0^{AB} = 0.5 \times 8.806 = 4.403 \text{ KN.m} \\ 0.5 M_0^{BC} = 0.5 \times 9.826 = 4.913 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_B = 4.913 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \max \begin{cases} 0.4 M_0^{BC} = 0.4 \times 9.826 = 3.93 \text{ KN.m} \\ 0.4 M_0^{CD} = 0.4 \times 14.15 = 7.08 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_C = 7.08 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \max \begin{cases} 0.4 M_0^{CD} = 0.4 \times 14.15 = 7.08 \text{ KN.m} \\ 0.4 M_0^{DE} = 0.4 \times 9.826 = 3.516 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_D = 7.08 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \max \begin{cases} 0.5 M_0^{DE} = 0.5 \times 9.826 = 4.913 \text{ KN.m} \\ 0.5 M_0^{EF} = 0.5 \times 8.806 = 4.403 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_E = 4.913 \text{ KN.m}$$

▪ Calcul des moments en travées :

Travée AB :

$$M_t \geq \max\{1.05 M_0^{AB}; (1 + 0.3\alpha)M_0^{AB}\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t \geq \max\{1.05 \times 8.806; 1.0872 \times 8.806\} - \frac{1.32 + 4.913}{2}$$

$$M_t \geq 6.46 \text{ KN.m} \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0^{AB} \Rightarrow \text{travée de rive}$$

$$M_t \geq 0.643 \times 8.806 = 5.66 \text{ KN.m} \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) $\Rightarrow M_{tAB} = 6.46 \text{ KN.m}$

De la même manière on calcul les autres travées.

Travée BC :

$$M_{BC} = 5.33 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{CD} = 8.304 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_{DE} = 5.33 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$M_{EF} = 6.46 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :**Travée AB :**

$$T_A = \frac{5 \times 3.55}{2} + \frac{4.913 - 1.32}{3.55} = 9.89 \text{ KN} \quad ; \quad T_B = -\frac{5 \times 3.55}{2} + \frac{4.913 - 1.32}{3.55} = -7.86 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 10.48 \text{ KN} \quad T_C = -9.9 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = 12.58 \text{ KN} \quad T_D = -12.58 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = 9.9 \text{ KN} \quad T_E = -10.48 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = 7.86 \text{ KN} \quad T_F = -9.89 \text{ KN}$$

Type	Appuis	L_i	Moment					Effort tranchant	
			M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	A	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
1	A			0.15	1.32	0.2907	/	/	9.89
	B	3.55	8.806	0.5	4.913	0.2907	6.46	-7.86	10.48
	C	3.75	9.826	0.4	7.08	0.2907	5.33	-9.9	12.58
	D	4.5	14.15	0.4	7.08	0.2907	8.304	-12.58	9.9
	E	3.75	9.826	0.5	4.913	0.2907	5.33	-10.48	7.86
	F	3.55	8.806	0.15	1.32	0.2907	6.46	-9.89	/

Tableau III.1.3: Evaluation des efforts internes à l'ELS, poutrelle type 1.

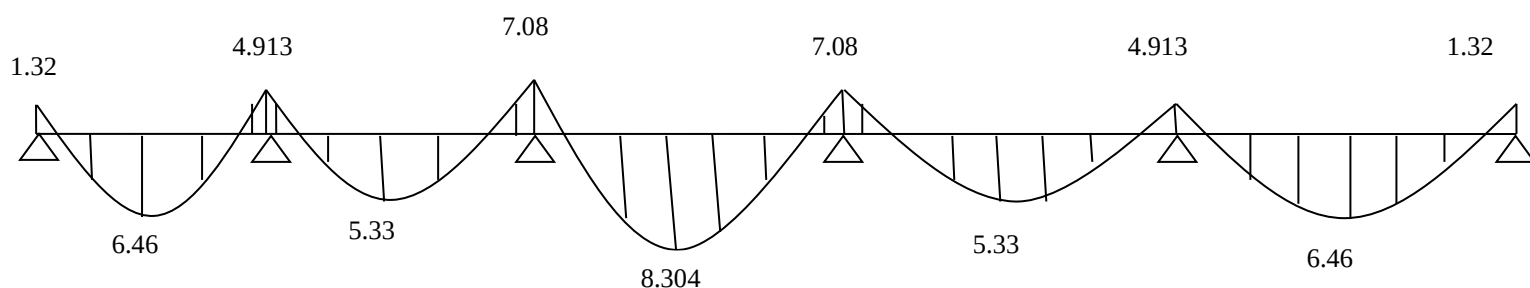


Figure III.1.10: Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 1.

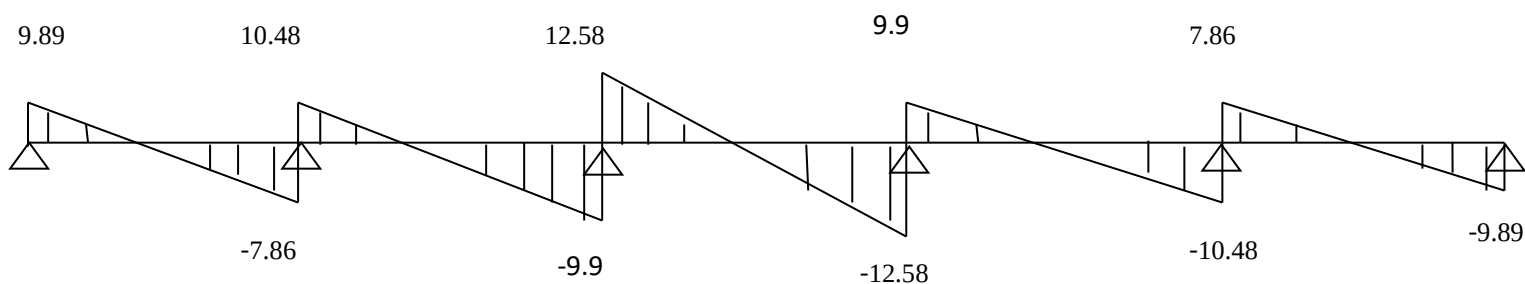


Figure III.1.11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 1.

Type 2 :

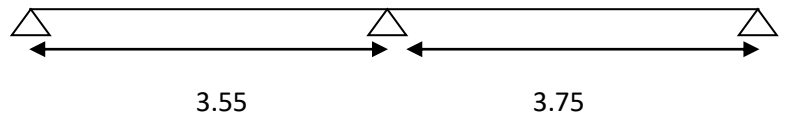
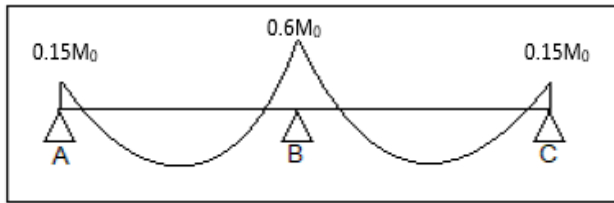


Figure III.1.12: coefficients des moments sur appuis poutrelle type 2

a- ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.965 + 1.5 \times 1.625 = 7.79 \text{ KN/m}$$

Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 1.84 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 8.214 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{AB} = 8.313 \text{ KN.m} ; \quad M_{BC} = 9.856 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = 15.62 \text{ KN} ; \quad T_B = -12.03 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 12.9 \text{ KN} ; \quad T_C = -16.30 \text{ KN}$$

Type	Appuis	L_i	Moment					Effort tranchant	
			M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
2	A			0.15	1.84	0.2907	/	/	15.62
	B	3.55	12.27	0.6	8.214	0.2907	8.313	-12.03	12.9
	C	3.75	13.69	0.15	1.84	0.2907	9.856	-16.30	/

Tableau III.1.4: Evaluation des efforts internes à l'ELU , poutrelle type 2.

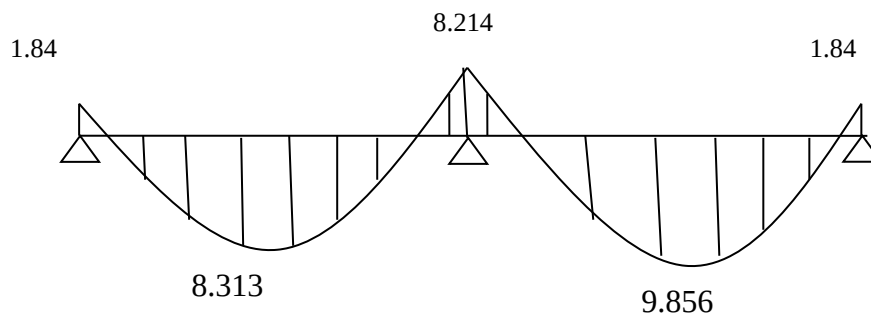


Figure III.1.13: Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 2.

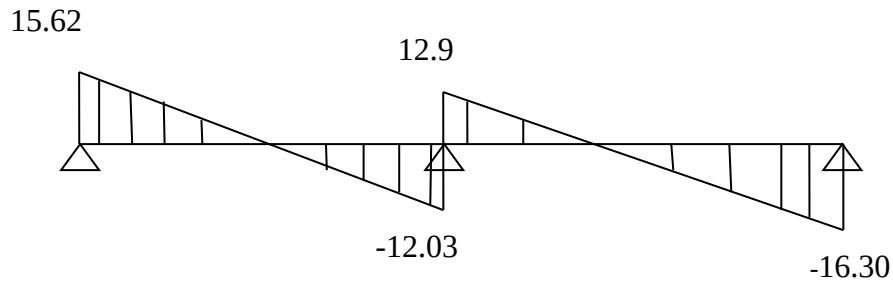


Figure III.1.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 2.

a- ELS :

$$q_s = G + Q = 3.965 + 1.625 = 5.59 \text{ KN/m}$$

Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 1.32 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 5.9 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{AB} = 5.96 \text{ KN.m} ; \quad M_{BC} = 7.07 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :**Travée AB :**

$$T_A = 11.21 \text{ KN} ; \quad T_B = -8.63 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 9.26 \text{ KN} ; \quad T_C = -11.70 \text{ KN}$$

Type	Appuis	L_i	Moment					Effort tranchant	
			M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
3	A			0.15	1.32	0.2907	/	/	11.21
	B	3.55	8.806	0.6	5.9	0.2907	5.96	-8.63	9.26
	C	3.75	9.826	0.15	1.32	0.2907	7.07	-11.70	/

Tableau III.1.5: Evaluation des efforts internes à l'ELS , poutrelle type 2.

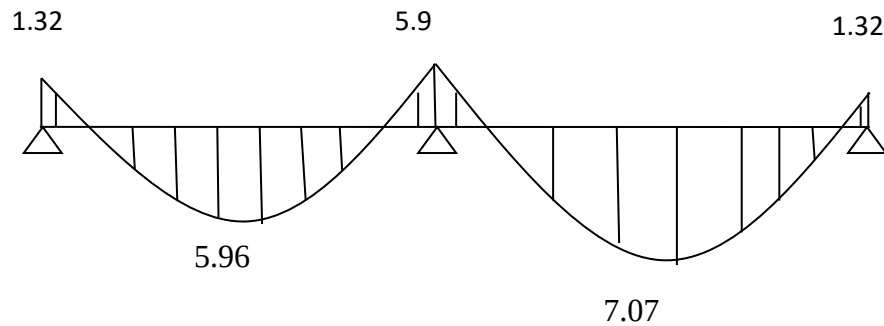


Figure III.1.15: Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 2.

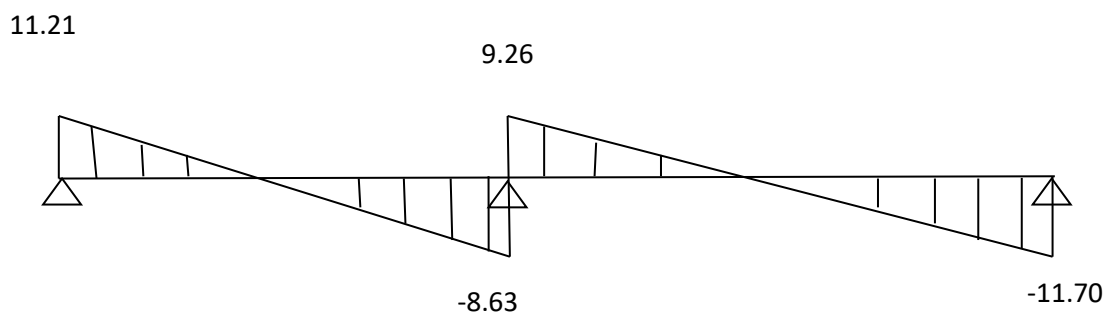


Figure III.1.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 2.

Type 3 :

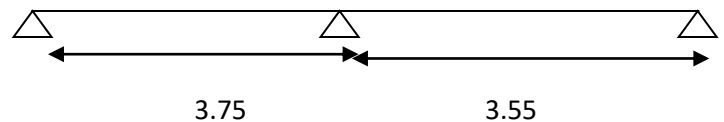
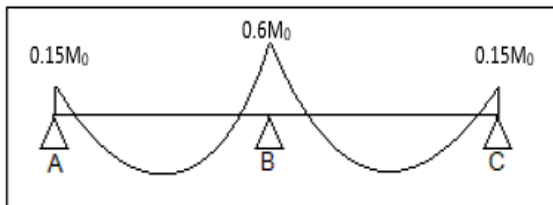


Figure III.1.17: Coefficients des moments sur appuis poutrelle type 3.

a- ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.965 + 1.5 \times 1.625 = 7.79 \text{ KN/m}$$

Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 2.05 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 8.214 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{AB} = 9.75 \text{ KN.m} ; \quad M_{BC} = 8.21 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Travée AB :

$$T_A = 16.25 \text{ KN} \quad ; \quad T_B = -12.96 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = 12.1 \text{ KN} \quad ; \quad T_C = -15.56 \text{ KN}$$

Type	Appuis	L_i	Moment					Effort tranchant	
			M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
3	A			0.15	2.05	0.2907	/	/	16.25
	B	3.75	13.69	0.6	8.214	0.2907	9.75	-12.96	12.1
	C	3.55	12.27	0.15	2.05	0.2907	8.21	-15.56	/

Tableau III.1.6: Evaluation des efforts internes à l'ELU , poutrelle type 3.

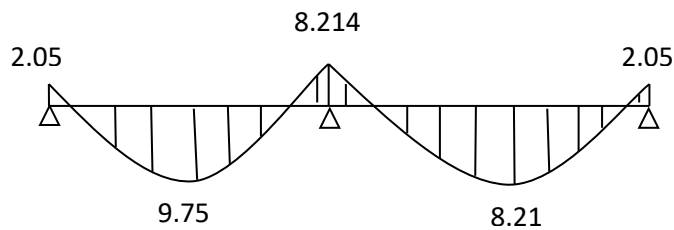


Figure III.1.18: Diagramme des moments à l'ELU poutrelle type 3.

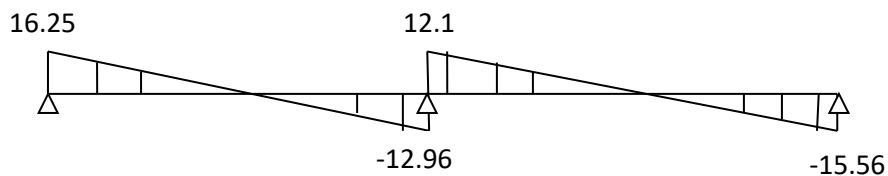


Figure III.1.19: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 3.

a- ELS :

$$q_s = G + Q = 3.965 + 1.625 = 5.59 \text{ KN/m}$$

Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 1.47 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 5.9$$

Moments en travées :

$M_{AB} = 7 \text{ KN.m}$; $M_{BC} = 5.88 \text{ KN.m}$.

Effort tranchant :

Travée AB :

$T_A = 11.66 \text{ KN}$; $T_B = -9.3 \text{ KN}$

Travée BC :

$T_B = 8.67 \text{ KN}$; $T_C = -11.17 \text{ KN}$

Type	Appuis	L_i	Moment					Effort tranchant	
			M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_{gauche}	T_{droite}
3	A			0.15	1.47	0.2907	/	/	11.66
	B	3.75	9.826	0.6	5.9	0.2907	7	-9.3	8.67
	C	3.55	8.806	0.15	1.47	0.2907	5.88	-11.17	/

Tableau III.1.7: Evaluation des efforts internes à l'ELS, poutrelle type 3.

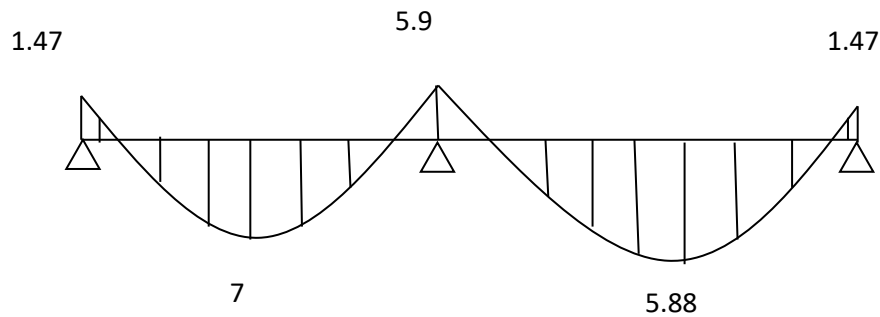


Figure III.1.20: Diagramme des moments à l'ELS poutrelle type 3.

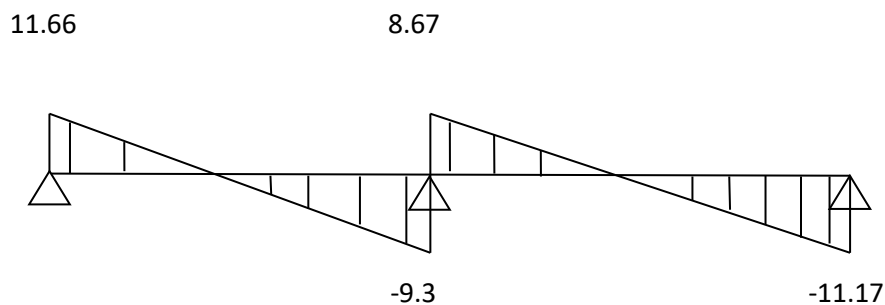


Figure III.1.21: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.1.4. Ferrailage des poutrelles :

On adopte le même ferrailage pour tous les type de poutrelle tel qu'on prend le moment et l'effort tranchant maximum.

III.1.4.1 Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $d = 23 \text{ cm}$.

a) En travée

$$M_{t \max} = 13.55 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.05 \times 0.65 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_0 = 94.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 13.55 \text{ KN.m} < M_0 = 94.61 \text{ KN.m}$$

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

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

$$(b \times h) = (65 \times 25).$$

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

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

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.55 \times 10^6}{650 \times 230^2 \times 14.2} = 0.028$$

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

$$\mu = 0.028 ==> \beta = 0.986 \text{ (donnée par le tableau).}$$

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

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

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.55 \times 10^6}{0.986 \times 230 \times 348} = 171.69 \text{ mm}^2 = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

b) Aux appuis

$$M_{a \max} = 8.214 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}=8.214 \text{ KN.m} < M_0 = 94.61 \text{ KN.m}$$

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

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

$$(b_0 \times h) = (12 \times 25).$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.214 \times 10^6}{120 \times 230^2 \times 14.2} = 0.091$$

$$\mu = 0.091 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.091 \Rightarrow \beta = 0.9525 \text{ (donnée par le tableau).}$$

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

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.214 \times 10^6}{0.9525 \times 230 \times 348} = 107.74 \text{ mm}^2 = 1.07 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

III.1.4.2 Armatures transversales :

- Section minimale d'armatures d'âme : (Art A.5.1,22 /BAEL91 modifié 99)

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , on doit

$$\text{avoir : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$$

L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : $0.9d$ et 40 cm .

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{0.9 \times 23; 40 \} = 20.7 \text{ cm} \quad \text{Soit: } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 20}{400} = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.24 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures transversales :

$$\frac{0.24 \times 400}{12 \times 20} = 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Possibilité de bétonnage correct :(Art A.5.1 ,22 /BAEL91 modifié 99)**

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\} \quad \Phi_l : \text{Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{25}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right\} = 0.71 \text{ cm} = 7.1 \text{ mm}$$

On choisit un étrier **2T8** : $A_t = 1.00 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.24 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T8**, avec un espacement constant

st= 20 cm le long des poutrelles.

III.1.4.3.Calcul de l'ancrage :

Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

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

Selon l' (**ART A6.1.2/ BAEL91 MODIFIE99**) :

sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

III.1.5.1. Condition de non fragilité BAEL91modifie99 (Art A.4.2,1)

La section d'armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

1. En travée

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 230 \times 2.1}{400} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 12 \times 230 \times 2.1}{400} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.5.2. Vérification au cisaillement BAEL91modifié99 (A.5.1, 322)

pour une fissuration peu nuisible :

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

$$\tau_u = \frac{17.53 \times 10^3}{120 \times 230} = 0.635 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.635 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement.

III.1.5.3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres BAEL91modifié99 (Art A6.1.3)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.53 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 75.36} = 1.124 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.124 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.1.5.4. Influence de l'effort tranchant

Au niveau des appuis de rive BAEL91modifié99 (Art. 5.1, 312)

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

$$A_s = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 17.53 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_s = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

 Au niveau des appuis intermédiaires **BAEL91modifié99 (Art. 5.1, 321)**

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

D'où :

$$0.9V_u d = 0.9 \times 17.53 \times 0.23 = 3.63 \text{ kN.m.}$$

$$M_u = 13.55 \text{ kN.m.}$$

Donc :

$$0.9V_u d = 3.63 \text{ kN.m} < M_u = 13.55 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Nous constatons que les armatures calculées sont suffisantes.

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

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

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 17.53 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 230} = 1.41 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 1.41 \text{ MPa} < 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.5.5. État ultime des armatures d'âme : BAEL91modifié99 (Art A.5.1, 23)

La justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'âme, dans le cas courant de flexion simple avec des armatures d'âme droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), s'exprime par :

$$A_t \geq A_{\min} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28}) b_0 S_t}{0.9 f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1.15 (0.635 - 0.3 \times 2.1) \times 120 \times 200}{0.9 \times 400} = 0.038 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.00 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.038 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.1.6. Vérification à l'ELS :

Les vérifications auxquelles nous sommes chargés de faire sont les suivantes :

- Etat limite d'ouverture des fissures
- Etat limite de compression de béton (Vérification des contraintes)
- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).

III.1.6.1. Etat limite d'ouverture des fissures BAEL91modifié99 (Art.5.3,2)

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

Etat limite de compression de béton BAEL91modifié99 (Art A.4.5,2)

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6f_{cj}$:

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

1. En travée : $A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2$; $M_{st} = 8.304 \text{ KN.m}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.26}{12 \times 23} \times 100 = 1.900$$

$$\rho_1 = 0.81 \Rightarrow \begin{cases} k = 13.74 \\ \beta = 0.826 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.304 \times 10^6}{0.826 \times 230 \times 226} = 193.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{k_1} = 193.40 / 13.74 = 14.07 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis : $A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$; $M_{as} = 7.08$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 23} \times 100 = 0.568$$

$$\rho_1 = 0.726 \Rightarrow \begin{cases} k = 29.64 \\ \beta = 0.888 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{7.08 \times 10^6}{0.888 \times 230 \times 157} = 220.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \backslash \sigma_s = 220.79 / 29.64 = 7.45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{420} = 0.059 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{12 \times 23} = 0.008 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{420} = 0.059 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{7.08}{15 \times 94.61} = 0.0049 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

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

III.2. Escaliers :

III.2.1. Définition : Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonnées, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

III.2.2. Terminologie : Les principaux termes utiles sont illustrés sur la **Figure III.2.1**

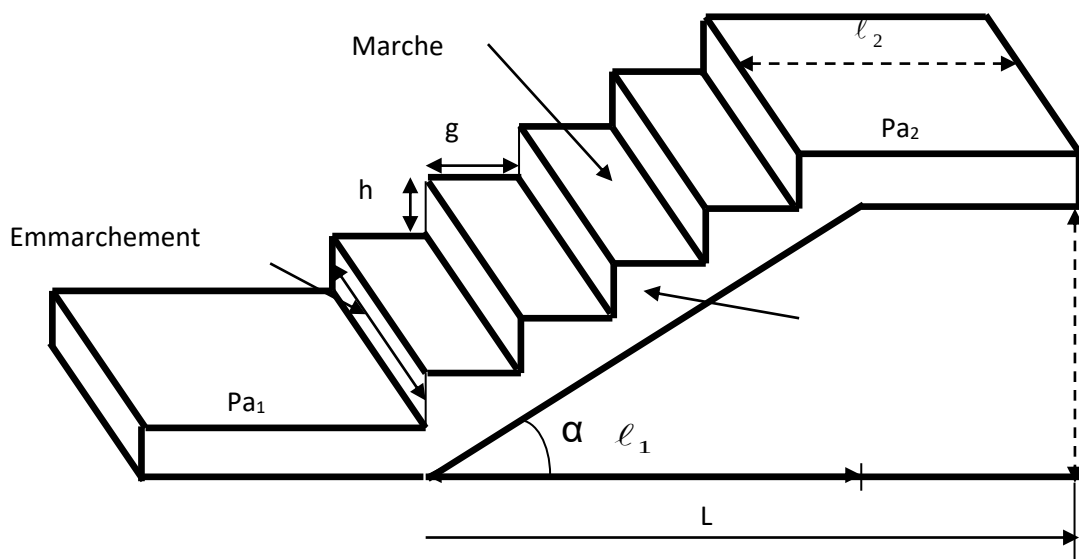
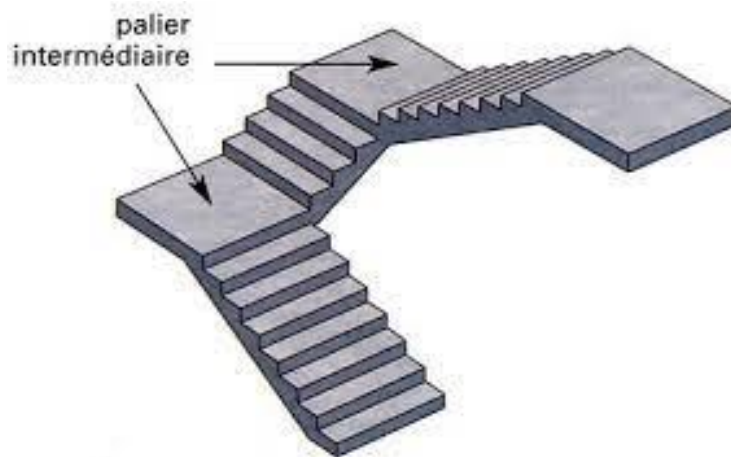


Figure III.2.1: Schéma de l'escalier

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_m .
- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

Remarque : L'escalier dans notre plan est composé de 3 volées droites reposants l'une sur l'autre à



l'aide de deux paliers intermédiaires :

- Première volée d'une hauteur $H = 1.53\text{m}$
- Deuxième volée (intermédiaire) d'une hauteur $H = 1.02\text{m}$
- Troisième volée d'une hauteur $H = 1.53\text{ m}$

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$. La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

g : est le plus courant varie de 22 à 33 (30 en moyenne).

III.2.3. Escalier du rez de chaussée :**➤ Nombre de contre marches :**

On opte pour une hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$

Première volée : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches.

Volée intermédiaire : $n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$ contre marches.

Dernière volée : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches.

➤ Emmarchement :

$E = 1.4\text{m}$

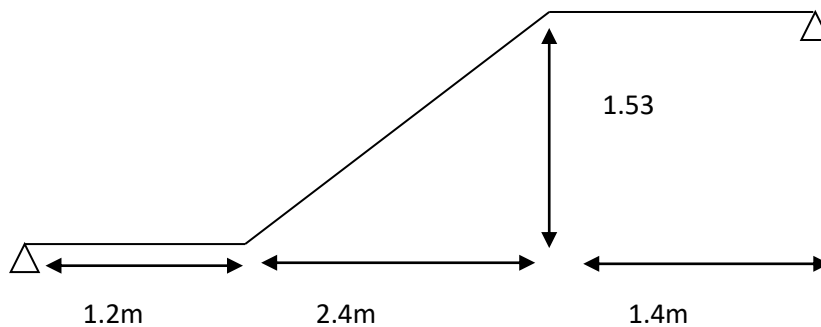
III.2.3.1. Étude de la première volée :

Figure III.2.2 : Schéma de la paillasse 1.

On opte pour : $g = 30\text{cm}$

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 65 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375 \quad \alpha = 32.52^\circ$$

➤ Calcul de la longueur de la volée :

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.52^\circ} = 2.85 \text{ m}$$

$$L = l_1 + l_0 + l_2 = 1.2 + 2.85 + 1.4 = 5.45 \text{ m}$$

➤ Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{545}{30} \leq e_p \leq \frac{545}{20}$$

$$18.17 \text{ cm} \leq e_p \leq 27.25 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm.}$

III.2.3.2. Étude de la volée intermédiaire :

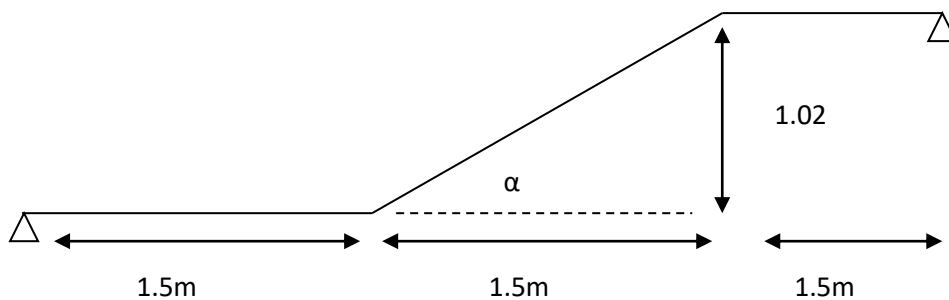


Figure III.2.3 : Schéma de la paillasse 2

➤ Calcul de la longueur de la volée :

$$\tan \alpha = \frac{1.02}{1.80} = 0.68 \quad \alpha = 34.22^\circ$$

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{1.5}{\cos 34.22^\circ} = 1.81 \text{ m}$$

$$L = l_1 + l_0 + l_2 = 1.5 + 1.81 + 1.5 = 4.81 \text{ m}$$

➤ Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{481}{30} \leq e_p \leq \frac{481}{20}$$

16.03 cm $\leq e_p \leq$ 24.04 cm. On opte pour : **$e_p = 20\text{cm}$.**

III.2.3.3. Étude de la troisième volée :

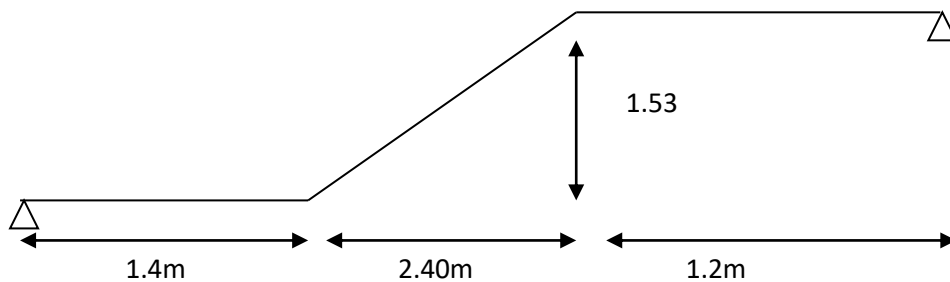


Figure III.2.4 : Schéma de la paillasse 3.

➤ Calcul de la longueur de la volée :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.52^\circ} = 2.85\text{m}$$

$$L = l_1 + l_0 + l_2 = 1.4 + 2.85 + 1.2 = 5.45 \text{ m}$$

➤ Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{545}{30} \leq e_p \leq \frac{545}{20}$$

18.17 cm $\leq e_p \leq$ 27.25 cm. On opte pour : **$e_p = 20\text{cm}$.**

III.2.4. Détermination des charges de calcul :

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

➤ Charges permanentes :

Paillasse :

- Poids propre de la paillasse 1 et 3: $\frac{25 \times 0.20}{\cos(32.52)} = 5.93 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la paillasse 2 : $\frac{25 \times 0.20}{\cos(34.22)} = 6.05 \text{ KN/ml}$
- Poids de la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1\text{m} = 2.125 \text{ KN/ml}$
- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :
 $(0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 18 \times 1\text{m}) = 1.24 \text{ KN/ml}$
- Poids du garde du corps : $0.3 \times 1\text{m} = 0.3 \text{ KN/ml}$
- La charge totale de la paillasse : $5.93 + 2.125 + 1.24 + 0.3 = 9.412 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 9.6 \text{ KN/ml}$$

Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.20 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du revêtement : 1.24 KN/ml
- La charge totale du palier : $5 + 1.24 = 6.24 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{palier}} = 6.24 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

1) État limite ultime : ELU**Combinaison des charges**

- ELU: $q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$

Volée $q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.6 + 1.5 \times 2.5 = 16.71 \text{ KN/ml}$

Palier $q_{u2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5 = 12.174 \text{ KN/ml}$

2) État limite de service : ELS

Volée $Q_1 = G + Q = 12.1 \text{ KN/ml}$

palier $Q_2 = G + Q = 8.74 \text{ KN/ml}$

III.2.5. Calcul des effort internes à l'ELU :

III.2.5.1. Paillasse 1 :

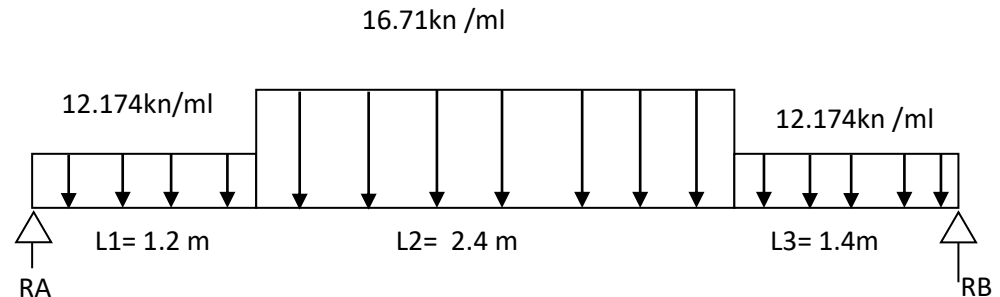


Figure III.2.5 : Schéma statique de la paillasse 1 ELU.

III.2.5.1.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.2q_{u2} + 2.4q_{u1} + 1.4q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.2 \times 12.174 + 2.4 \times 16.71 + 1.4 \times 12.174 = 71.76$$

$$R_A + R_B = 71.76$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 1.2 \times \frac{1.2}{2} + q_{u1} \times 2.4 \times \left(1.2 + \frac{2.4}{2}\right) + q_{u2} \times 1.4 \times \left(\frac{1.4}{2} + 2.4 + 1.2\right)$$

$$R_B \times 5 = 12.174 \times 1.2 \times 0.6 + 16.71 \times 2.4 (1.2 + 1.2) + 12.174 \times 1.4 (0.7 + 2.4 + 1.2)$$

$$R_B = \frac{8.765 + 96.25 + 73.287}{5} = 35.66 \text{ KN.}$$

$$R_A = 71.76 - 35.66 = 36.1 \text{ KN}$$

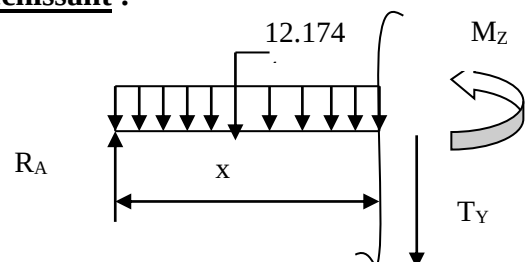
$$R_A = 36.1 \text{ KN}$$

III.2.5.1.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2$.

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

$$T(x) = 36.1 - 12.174x$$



$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_y = 36.1 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.2 \text{ m} \Rightarrow T_y = 36.1 - 12.174 \times 1.2 = 21.49 \text{ KN} \end{cases}$$

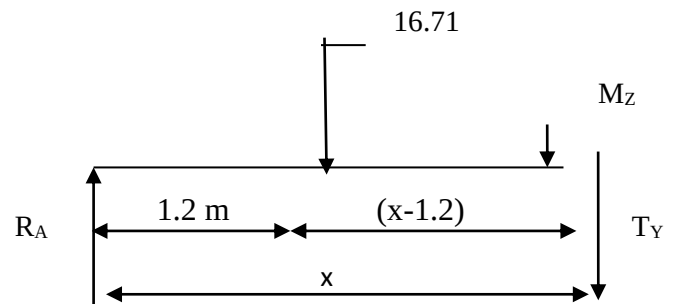
$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 36.1x - \frac{12.174}{2} x^2$$

$$M(x) = 36.1x - 6.087x^2.$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 1.2 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 34.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $1.2 \leq x \leq 3.6$

$$T(x) = R_A - q_{u2}(1.2) - q_{u1}(x-1.2)$$



$$\begin{cases} \text{pour } (x=1.2) \Rightarrow T(x) = 36.1 - 12.174 \times 1.2 = 21.49 \text{ KN} \\ \text{pour } (x=3.6) \Rightarrow T(x) = 36.1 - 12.174 \times 1.2 - 16.71(3.6 - 1.2) = -18.61 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 1.2 - (x-1.2) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 1.2 + 1.2 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 2.48 \text{ m}$$

$$x = 2.48 \text{ m} ; \quad x \in [1.2, 3.6].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \times 1.2 \times (x - 0.6) - q_{u1} \left(\frac{(x-1.2)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 36.1x - 12.174 \times 1.2(x - 0.6) - 16.71 \left(\frac{(x-1.2)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} M(x=1.2) = 36.1(1.2) - 12.174 \times 1.2(1.2 - 0.6) = 34.55 \text{ KN.m} \\ M(x=3.6) = 36.1(3.6) - 12.174 \times 1.2(3.6 - 0.6) - 16.71 \left(\frac{(3.6-1.2)^2}{2} \right) \\ M(x=3.6) = 38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment max :

Le moment atteint sa valeur maximale à $x = 2.48\text{m}$

$$M_{\max} = 48.37 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4$.

$$T(x) = -R_B + q_{u2} \cdot x.$$

$$T(x) = -35.66 + 12.174x.$$

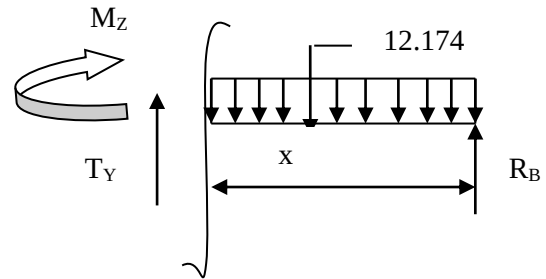
$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -35.66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=1.4) \Rightarrow T_Y = -35.66 + 12.174 \times 1.4 = -36.42 + 14.24 = -18.61 \text{ KN}. \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 35.66x - \frac{12.174}{2} x^2$$

$$M(x) = 35.66 x - 6.087 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.4 \text{ m}, & M(x=1.4) = 38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

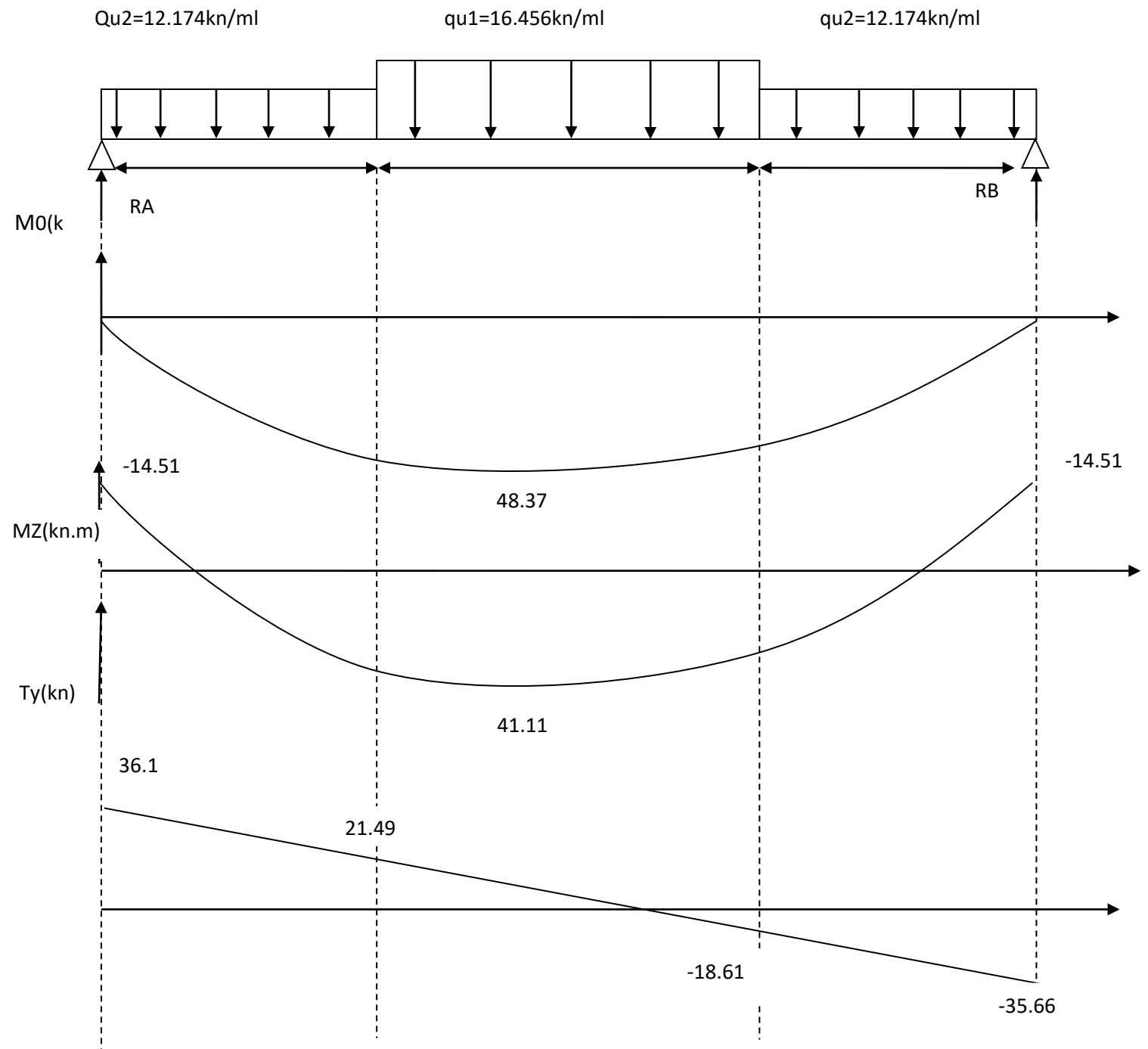
**Remarque :**

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

- Aux appuis : $M_u(a) = -0.3M_z^{max} = -14.51 \text{ KN.m}$

- En travées : $M_u(t) = 0.85M_z^{max} = 41.11 \text{ KN.m}$

III.2.5.1.3. Diagrammes des efforts :



III.2.5.2. Paillasse 2 :

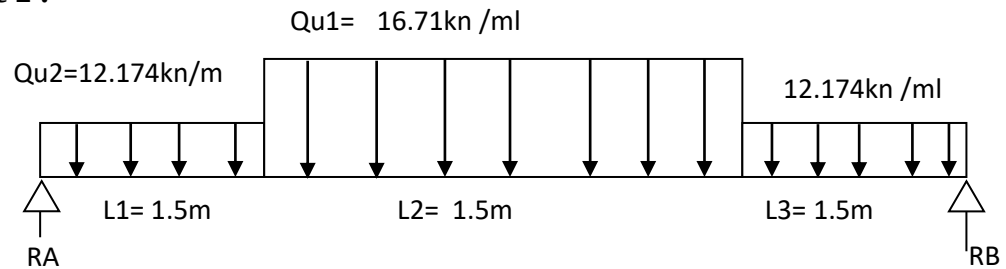


Figure III.2.6 : Schéma statique de la paillasse 2 a ELU.

III.2.5.2.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.5q_{u2} + 1.5q_{u1} + 1.5q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.5 \times 12.174 + 1.5 \times 16.71 + 1.5 \times 12.174 = 61.59$$

$$R_A + R_B = 61.59 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 1.5 \times \frac{1.5}{2} + q_{u1} \times 1.5 \times \left(1.5 + \frac{1.5}{2}\right) + q_{u2} \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 1.5 + 1.5\right)$$

$$R_B \times 4.5 = 12.174 \times 1.5 \times 0.75 + 16.71 \times 1.5 (1.5 + 0.75) + 12.174 \times 1.5 (0.75 + 1.5 + 1.5)$$

$$R_B = \frac{13.70 + 56.40 + 68.48}{4.5} = 30.8 \text{ KN.}$$

$$R_A = 61.59 - 30.8 = 30.79 \text{ KN}$$

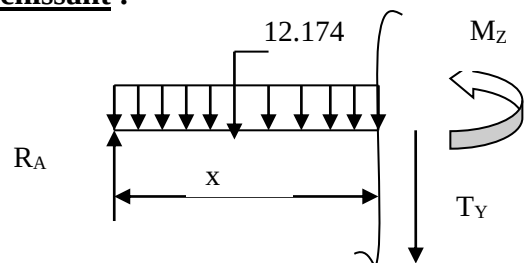
$$R_A = 30.79 \text{ KN}$$

III.2.5.2.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$.

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

$$T(x) = 30.79 - 12.174x$$



$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_Y = 30.79 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.5 \text{ m} \Rightarrow T_Y = 30.79 - 12.174 \times 1.5 = 12.53 \text{ KN.} \end{cases}$$

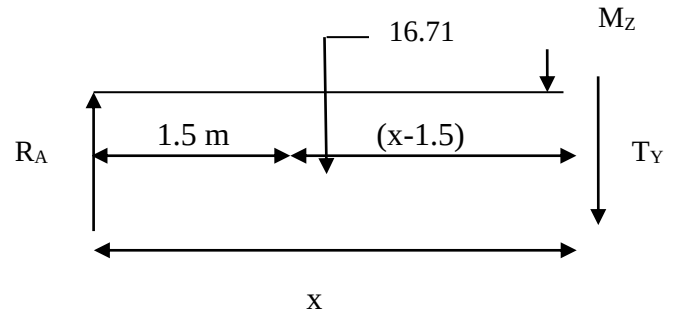
$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 30.79x - \frac{12.174}{2} x^2$$

$$M(x) = 30.79 x - 6.087 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x=0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 1.5 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 32.49 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ieme} tronçon : $1.5 \leq x \leq 3$

$$T(x) = R_A - q_{u2} (1.5) - q_{u1} (x-1.5)$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } (x=1.5) \Rightarrow T(x) = 30.79 - 12.174 \times 1.5 = 12.53 \text{ NN} \\ \text{pour } (x=3) \Rightarrow T(x) = 30.79 - 12.174 \times 1.5 - 16.71(3-1.5) = -12.53 \text{ KN}. \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 1.5 - (x-1.5) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 1.5 + 1.5 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 2.25 \text{ m}$$

$$x = 2.25 \text{ m} ; \quad x \in [1.5, 3].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \times 1.5 \times (x - 0.75) - q_{u1} \left(\frac{(x-1.5)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 30.79x - 12.174 \times 1.5(x - 0.75) - 16.71 \left(\frac{(x-1.5)^2}{2} \right).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.5) = 30.79(1.5) - 12.174 \times 1.5(1.5 - 0.75) = 32.49 \text{ KN.m} \\ M(x=3) = 30.79(3) - 12.174 \times 1.5(3 - 0.75) - 16.71 \left(\frac{(3-1.5)^2}{2} \right) \end{array} \right.$$

$$M(x=3) = 19.95 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment max :

Le moment atteint sa valeur maximale à $x = 2.25\text{m}$

$$M_{\max} = 37.19\text{KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$.

$$T(x) = -R_B + q_{u2} \cdot x.$$

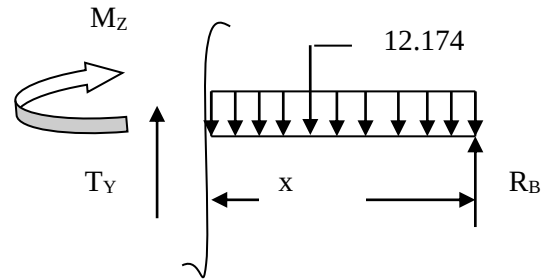
$$T(x) = -30.8 + 12.174x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -30.8\text{KN} \\ T(x=1.5) \Rightarrow T_Y = -30.8 + 12.174 \times 1.5 = -12.53\text{KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 30.8x - \frac{12.174}{2} x^2$$

$$M(x) = 30.8x - 6.087 x^2.$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.5 \text{ m}, & M(x=1.5) = 32.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

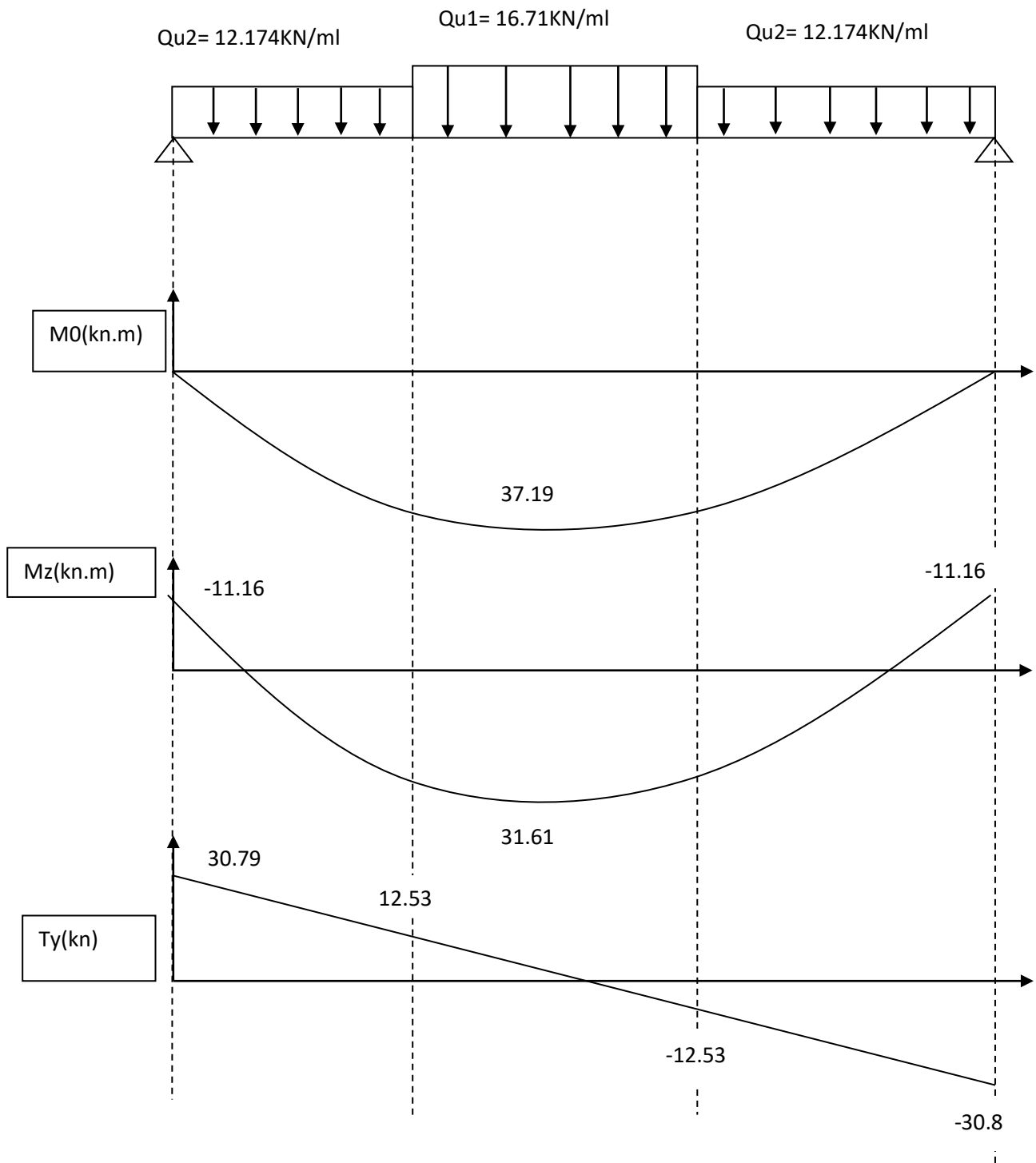


Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_z^{\max}$ au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis :** $M_u(a) = -0.3M_z^{\max} = -11.16 \text{ KN.m}$

- **En travées :** $M_u(t) = 0.85M_z^{\max} = 31.61 \text{ KN.m}$

III.2.5.2.3. Diagrammes des efforts :



III.2.6. Calcul des efforts internes à l'ELS :

III.2.6.1. Paillasse 1 :

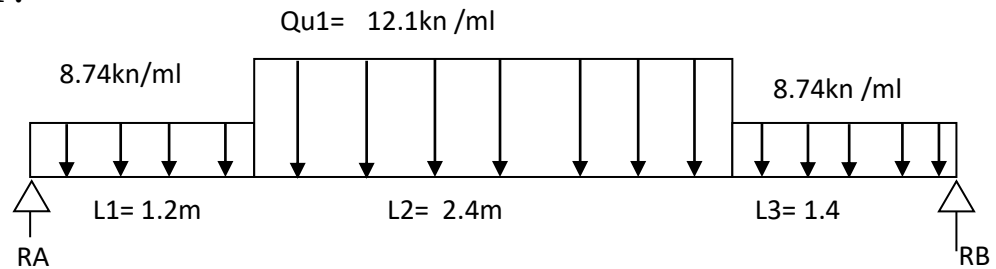


Figure III.2.7 : Schéma statique de la paillasse 1 ELS.

III.2.6.1.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.2q_{u2} + 2.4q_{u1} + 1.4q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.2 \times 8.74 + 2.4 \times 12.1 + 1.4 \times 8.74 = 51.76$$

$$R_A + R_B = 51.76 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 1.2 \times \frac{1.2}{2} + q_{u1} \times 2.4 \times \left(1.2 + \frac{2.4}{2}\right) + q_{u2} \times 1.4 \times \left(\frac{1.4}{2} + 2.4 + 1.2\right)$$

$$R_B \times 5 = 8.74 \times 1.2 \times 0.6 + 12.1 \times 2.4 (1.2 + 1.2) + 8.74 \times 1.4 (0.7 + 2.4 + 1.2)$$

$$R_B = \frac{6.99 + 69.7 + 52.61}{5} = 25.86 \text{ KN.}$$

$$R_A = 51.76 - 25.86 = 25.9 \text{ KN}$$

$$R_A = 25.9 \text{ KN}$$

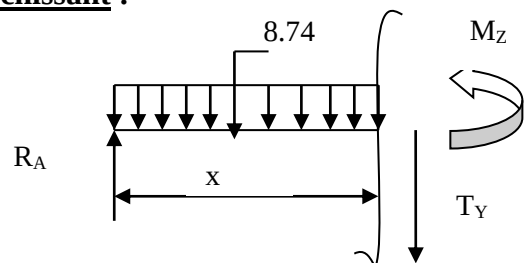
III.2.6.1.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2$.

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

$$T(x) = 25.9 - 8.74x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_y = 25.9 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.2 \text{ m} \Rightarrow T_y = 25.9 - 8.74 \times 1.2 = 15.41 \text{ KN.} \end{cases}$$



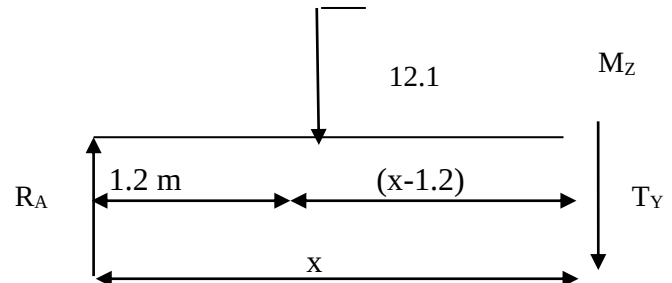
$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 25.9x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 25.9x - 4.37 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x=0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 1.2 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 24.79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ieme} tronçon : $1.2 \leq x \leq 3.6$

$$T(x) = R_A - q_{u2}(1.2) - q_{u1}(x-1.2)$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } (x=1.2) \Rightarrow T(x) = 25.9 - 8.74 \times 1.2 = 15.41 \text{ KN} \\ \text{pour } (x=2.4) \Rightarrow T(x) = 25.9 - 8.74 \times 1.2 - 12.1(3.6 - 1.2) = -13.62 \text{ KN}. \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 1.2 - (x-1.2) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 1.2 + 1.2 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 2.5 \text{ m}$$

$$x = 2.5 \text{ m} ; \quad x \in [1.2, 3.6].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \times 1.2 \times (x - 0.6) - q_{u1} \left(\frac{(x - 0.6)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 25.9x - 8.74 \times 1.2(x - 0.6) - 12.1 \left(\frac{(x - 1.2)^2}{2} \right).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.2) = 25.9 \times 1.2 - 8.74 \times 1.2(1.2 - 0.6) = 24.79 \text{ KN.m} \\ M(x=3.6) = 25.9(3.6) - 8.74 \times 1.2(3.6 - 0.6) - 12.1 \left(\frac{(3.6 - 1.2)^2}{2} \right) \\ M(x=3.6) = 26.93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

Le moment atteint sa valeur maximale à $x = 2.5 \text{ m}$

$$M_{\max} = 34.6 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4$.

$$T(x) = -R_B + q_{u2} \cdot x.$$

$$T(x) = -25.86 + 8.74x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -25.86 \text{ KN} \\ T(x=1.17) \Rightarrow T_Y = -25.86 + 8.74 \times 1.4 = -13.62 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 25.86x - \frac{8.74}{2} x^2$$

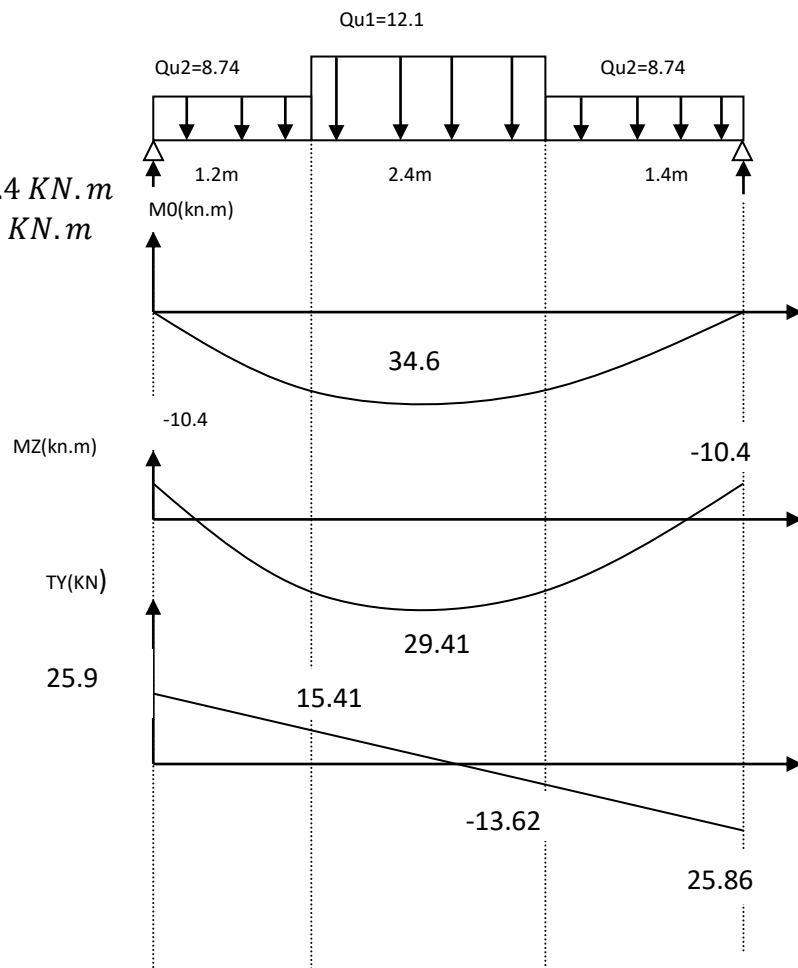
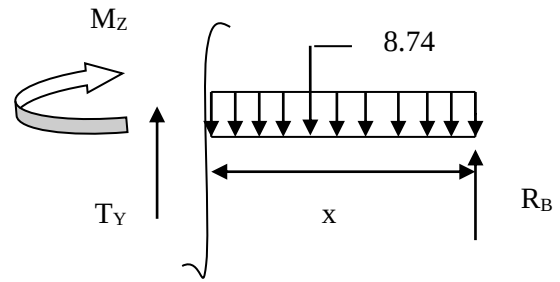
$$M(x) = 25.86x - 4.37x^2.$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.4 \text{ m}, & M(x=1.4) = 27.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Aux appuis : $M_u(a) = -0.3M_z^{\max} = -10.4 \text{ KN.m}$

- En travées : $M_u(t) = 0.85M_z^{\max} = 29.41 \text{ KN.m}$

III.2.6.1.3. Diagramme des efforts:



III.2.6.2. Paillasse 2 :

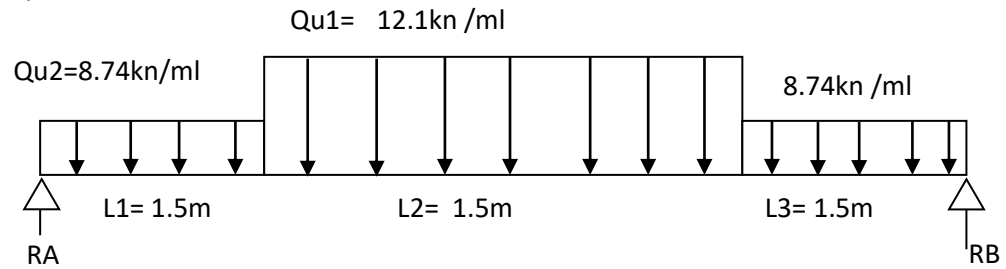


Figure III.2.8 : Schéma statique de la paillasse 2 à ELS.

III.2.6.2.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.5q_{u2} + 1.5q_{u1} + 1.5q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.5 \times 8.74 + 1.5 \times 12.1 + 1.5 \times 8.74 = 44.37$$

$$R_A + R_B = 44.37$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 1.5 \times \frac{1.5}{2} + q_{u1} \times 1.5 \times \left(1.5 + \frac{1.5}{2}\right) + q_{u2} \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 1.5 + 1.5\right)$$

$$R_B \times 4.5 = 8.74 \times 1.5 \times 0.75 + 12.1 \times 1.5 (1.5 + 0.75) + 8.74 \times 1.5 (0.75 + 1.5 + 1.5)$$

$$R_B = \frac{9.83 + 40.84 + 49.16}{4.5} = 22.18 \text{ KN.}$$

$$R_A = 44.37 - 22.18 = 22.19 \text{ KN}$$

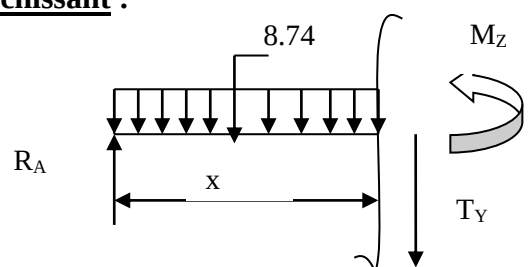
$$R_A = 22.19 \text{ KN}$$

III.2.6.2.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$.

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

$$T(x) = 22.19 - 8.74x$$



$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_y = 22.19 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.5 \text{ m} \Rightarrow T_y = 22.19 - 8.74 \times 1.5 = 9.08 \text{ KN.} \end{cases}$$

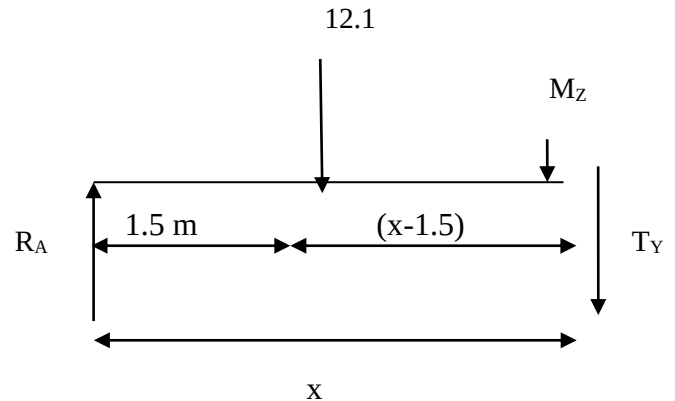
$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 22.19x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 22.19x - 4.37x^2.$$

$$\begin{cases} \text{pour } x=0 & \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x=1.5 \text{ m} & \Rightarrow M(x) = 23.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $1.5 \leq x \leq 3$

$$T(x) = R_A - q_{u2}(1.5) - q_{u1}(x-1.5)$$



$$\begin{cases} \text{pour } (x=1.5) \Rightarrow T(x) = 22.19 - 8.74 \times 1.5 = 9.08 \text{ KN} \\ \text{pour } (x=3) \Rightarrow T(x) = 22.19 - 8.74 \times 1.5 - 12.1(3-1.5) = -9.08 \text{ KN}. \end{cases}$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 1.5 - (x-1.5) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 1.5 + 1.5 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 2.25 \text{ m}$$

$$x = 2.25 \text{ m} ; \quad x \in [1.5, 3].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \times 1.5 \times (x - 0.75) - q_{u1} \left(\frac{(x-1.5)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 22.19x - 8.74 \times 1.5(x - 0.75) - 12.1 \left(\frac{(x-1.5)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} M(x=1.5) = 22.19(1.5) - 8.74 \times 1.5(1.5 - 0.75) = 23.45 \text{ KN.m} \\ M(x=3.0) = 22.19(3.) - 8.74 \times 1.5(3 - 0.75) - 12.1 \left(\frac{(3.-1.5)^2}{2} \right) \end{cases}$$

$$M(x=3.) = 23.46 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment max :

Le moment atteint sa valeur maximale à $x = 2.25\text{m}$

$$M_{\max} = 26.86 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$.

$$T(x) = -R_B + q_{u2} \cdot x.$$

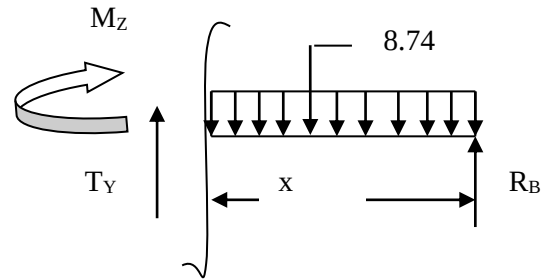
$$T(x) = -22.18 + 8.74x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -22.18 \text{ KN} \\ T(x=1.5) \Rightarrow T_Y = -22.18 + 8.74 \times 1.5 = -9.08 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 22.18x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 22.18x - 4.37 x^2.$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.5 \text{ m}, & M(x=1.5) = 23.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

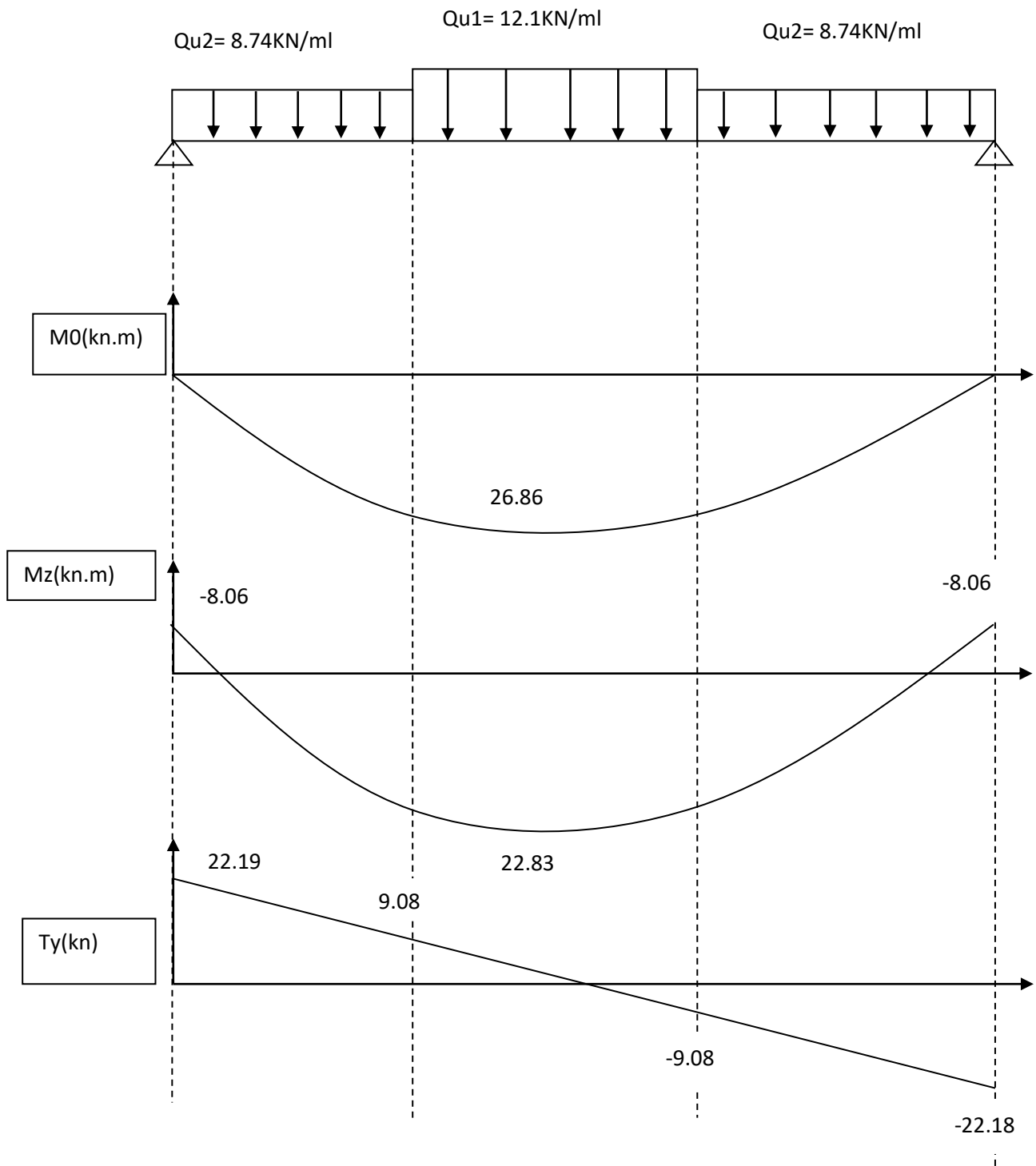


Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_Z^{max} au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis :** $M_u(a) = -0.3M_Z^{max} = -8.06 \text{ KN.m}$

- **En travées :** $M_u(t) = 0.85M_Z^{max} = 22.83 \text{ KN.m}$

III.2.6.2.3. Diagrammes des efforts :



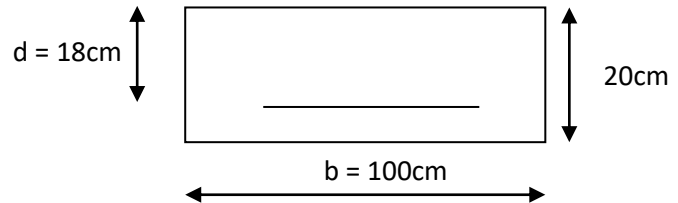
III.2.6. Calcul du ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

➤ Armatures principales :

- Aux appuis :

$$M_u(a) = -14.51 \text{ KN.m}$$



$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.51 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\mu_a = 0.032 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.032 \Rightarrow \beta_u = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14510}{0.984 \times 18 \times 348} = 2.35 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12** ($A_a = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

- En travées :

$$M_t = 41.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48.37 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.105 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.105 \Rightarrow \beta_u = 0.944$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{48370}{0.944 \times 18 \times 348} = 7.05 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA14 /ml** ($A_t = 7.70 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$**

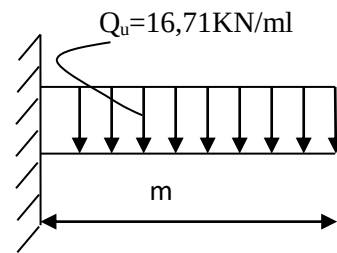
➤ Armatures de répartition :

Les volées et les paliers seront encastres dans une poutre brisée suivant la ligne de foulé donc on considère la paillasse comme une console encastree dans le calcul des armatures de répartition.

Calcul des moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2}$$

$$M_u = \frac{16.71 \times (1.40)^2}{2} = 16.37 \text{ KN.m}$$



Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Calcul des armatures :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16.37 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.035 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.035 \Rightarrow \beta = 0.9825$$

$$A_r = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.37 \times 10^3}{0.9825 \times 18 \times 348} = 2.66 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10** = 3.14 cm^2 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.2.7. Vérification à l'ELU :**III.2.7.1. Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$

- Armatures de répartition : $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée

III.2.7.2. Espacement des barres BAEL 91 modifié 99 (Art A.8.2, 42) :**➤ Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 20 \text{ cm}$
 - En travées : $e = 20 \text{ cm}$ } $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

➤ **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 20\text{cm} \\ \text{- En travées : } e = 20\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.2.7.3.Vérification de la contrainte de cisaillement BAEL 91 modifié 99 (A.5.1, 211) :

$$T_{u \max} = 36.1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{36100}{1000 \times 180} = 0.2 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.207\text{MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2.7.4.Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{36100}{348 \times 100} = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2.7.5.Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 18.84 \text{ cm} \quad \tau_{se} = \frac{36100}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.2.7.6.Ancrage des barres (Art A.6.1, 221) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

On opte pour $L_s = 50 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm}$$

III.2.8. Vérifications à l'ELS :

III.2.8.1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$M_t = 0.85M_z^{\max} = 0.85 \times 34.6 = 29.41 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travées :** $A_{st} = 7.69 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b.d} = \frac{7.69 \times 100}{100 \times 18} = 0.427$$

$$\rho_1 = 0.427 \Rightarrow \beta_1 = 0.90018, \alpha_1 = 0.2995 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.2995}{15(1-0.2995)} = 0.0285$$

$$\alpha_1 = 0.2995 \Rightarrow K = 0.0285$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{29.41 \times 10^6}{769 \times 0.90018 \times 180} = 236.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.0285 \times 236.03 = 6.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 5.65 \text{ cm}^2$

$$M_a = 0.3M_z^{\max} = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313 *$$

$$\rho_1 = 0.313 \Rightarrow \beta_1 = 0.9123 \text{ et } \alpha_1 = 0.263 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.263}{15(1-0.263)} = 0.0237$$

$$\alpha_1 = 0.263 \Rightarrow K = 0.0237$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{10.38 \times 10^6}{565 \times 0.9123 \times 180} = 111.87 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.0237 \times 111.87 = 2.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.8.2. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{5} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.20}{4.50} = 0.044 < \frac{29.41}{10 \times 34.6} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.69}{100 \times 18} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

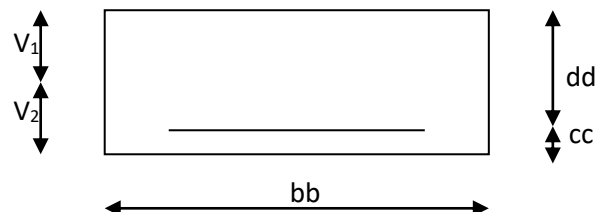
$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2 V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$



$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 7.69} = 10.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.44 = 9.56 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} \left(10.44^3 + 9.56^3 \right) + 15 \times 7.69 (9.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 73646.53 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{7.69}{100 \times 18} = 0.00427$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0.02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.00427} = 1.967$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00427 \times 348 + 2.1} \right\} = 0.576$$

$$I_{fi} = 37980.07 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{29.41 \times 10^6 \times 5000^2}{10 \times 32164.19 \times 71870.22 \times 10^4} = 3.18 \text{ mm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 10 \text{ mm.}$ **Condition vérifiée.**

III.2.8.3. Etat limite d'ouverture des fissures BAEI 91, (Art A.5.34) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

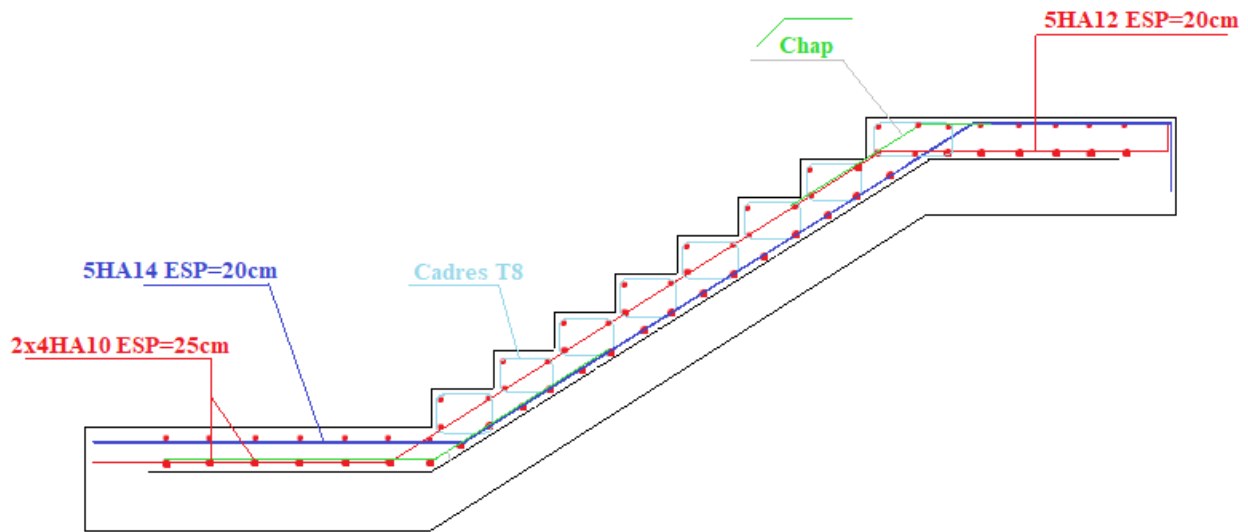


Figure III.2.9 : Schéma du ferrailage des escaliers de RDC

III.2.9. Calcul de l'escalier de l'étage courant :

Première volée d'une hauteur $H = 1.53\text{m}$

Deuxième volée d'une hauteur $H = 1.53\text{ m}$

➤ Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche $h = 17\text{ cm}$

Première volée : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches.

Deuxième volée : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches.

➤ Emmarchement :

$E = 1.4\text{m.}$

III.2.9.1. Étude de la première volée :

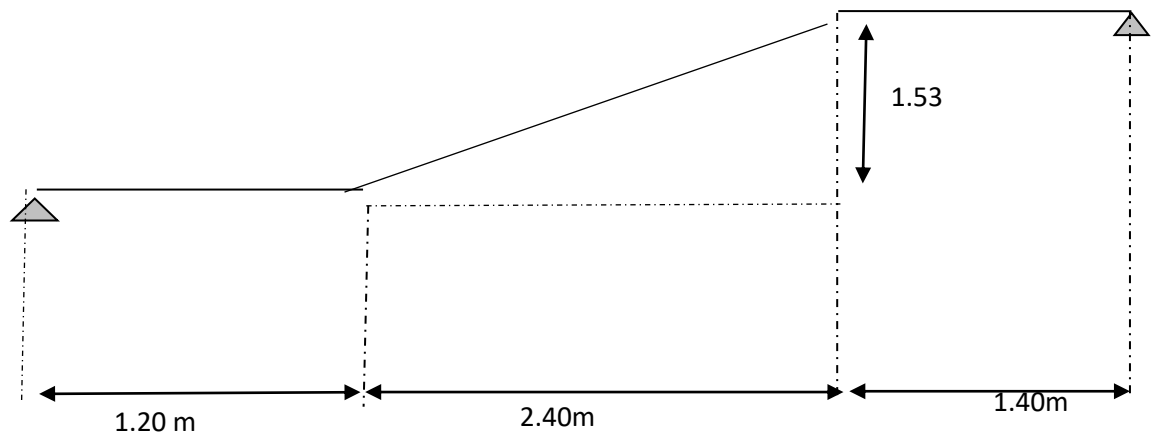


Figure III.2.10 : Schéma de la paillasse 1.

• **Loi de BLONDEL**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 65 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \quad \alpha = 32.52^\circ$$

➤ **Calcul de la longueur de la volée :**

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.52^\circ} = 2.8 \text{ m}$$

$$L = l_1 + l_0 + l_2 = 1.20 + 2.8 + 1.40 = 5.4 \text{ m}$$

➤ **Épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{540}{30} \leq e_p \leq \frac{540}{20}$$

$18 \text{ cm} \leq e_p \leq 27 \text{ cm}$. On prend une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$.

III.2.10. Détermination des charges de calcul :**➤ Charges permanentes :****Paillasse :**

- Poids propre des paillasse: $\frac{25 \times 0.20}{\cos(32.52)} = 5.93 \text{ KN/ml}$
- Poids de la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1\text{m} = 2.125 \text{ KN/ml}$
- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :
 $(0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 18 \times 1\text{m}) = 1.24 \text{ KN/ml}$
- Poids du garde du corps : $0.3 \times 1\text{m} = 0.3 \text{ KN/ml}$
- La charge totale de la paillasse : $5.93 + 2.125 + 1.24 + 0.3 = 9.6 \text{ KN/ml}$
 $G_{\text{paillasse}} = 9.6 \text{ KN/ml}$

Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.20 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du revêtement : 1.24 KN/ml
- La charge totale du palier : $5 + 1.24 = 6.24 \text{ KN/ml}$
 $G_{\text{palier}} = 6.24 \text{ KN/ml}$

➤ Surcharge d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison des charges et surcharges :**3) État limite ultime : ELU**

$$q_{\text{upaillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.6 + 1.5 \times 2.5 = 16.71 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{upalier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5 = 12.174 \text{ KN/ml}$$

4) État limite de service : ELS

$$q_{\text{spaillasse}} = G + Q = 9.6 + 2.5 = 12.1 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = G + Q = 6.24 + 2.5 = 8.74 \text{ KN/ml}$$

III.2.11. Calcul des effort internes de la paillasse à l'ELU :

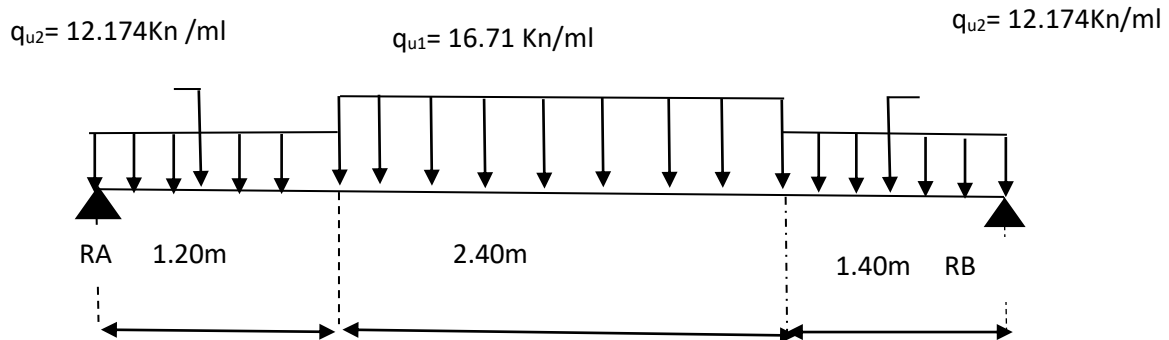


Figure III.2.11 : Schéma statique de la paillasse à ELU.

III.2.11.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.20q_{u2} + 2.40q_{u1} + 1.40q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.20 \times 12.174 + 2.40 \times 16.71 + 1.40 \times 12.174 = 71.75$$

$$R_A + R_B = 71.75 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 1.20 \times \frac{1.20}{2} + q_{u1} \times 2.40 \times \left(1.20 + \frac{2.40}{2}\right) + q_{u2} \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2} + 2.40 + 1.20\right)$$

$$R_B \times 5 = 12.174 \times 1.20 \times 0.6 + 16.71 \times 2.40 (1.20 + 1.2) + 12.174 \times 1.40 (0.7 + 2.40 + 1.20)$$

$$R_B = 35.66 \text{ KN.}$$

$$R_A = 71.75 - 35.66 = 36.09 \text{ KN}$$

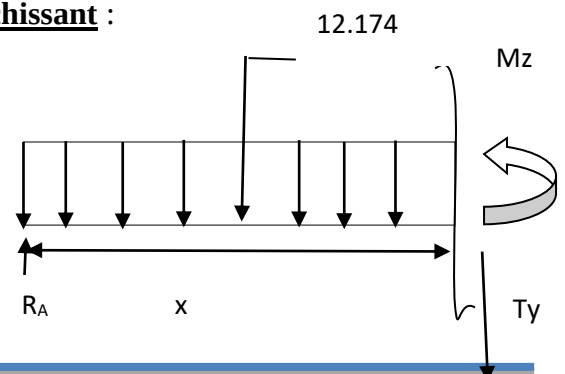
$$R_A = 36.09 \text{ KN}$$

III.2.11.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20$

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

$$T(x) = 36.09 - 12.174 x$$



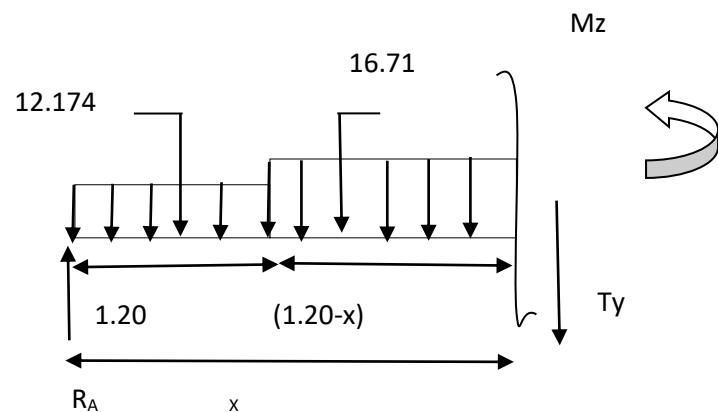
$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_y = 36.09 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.2 \text{ m} \Rightarrow T_y = 36.09 - 12.174 \times 1.20 = 21.48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 36.09x - \frac{12.174}{2} x^2$$

$$M(x) = 36.09 x - 6.087 x^2.$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 1.20 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 34.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $1.20 \leq x \leq 3.6$



$$T(x) = R_A - q_{u2} (1.20) - q_{u1} (x - 1.20)$$

$$\begin{cases} \text{pour } (x=1.20) \Rightarrow T(x) = 36.09 - 12.174 \times 1.20 = 21.48 \text{ KN} \\ \text{pour } (x=3.6) \Rightarrow T(x) = 36.09 - 12.174 \times 1.20 - 16.71(3.6 - 1.20) = -18.62 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 1.20 - (x-1.20) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 1.20 + 1.20 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 2.5 \text{ m}$$

$$x = 2.5 \text{ m} ; \quad x \in [1.20, 3.6]$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \times 1.20 \times (x - 0.6) - q_{u1} \left(\frac{(x - 1.20)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 36.09x - 12.174 \times 1.20(x - 0.6) - 16.71 \left(\frac{(x - 1.20)^2}{2} \right).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.20) = 36.09(1.20) - 12.174 \times 1.20(1.20 - 0.6) = 34.54 \text{ KN.m} \\ M(x=3.6) = 36.09(3.6) - 12.174 \times 1.20(3.6 - 0.6) - 16.71 \left(\frac{(3.6 - 1.20)^2}{2} \right) \\ M(x=3.6) = 37.97 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

Le moment atteint sa valeur maximale à $x = 2.5\text{m}$

$$M_{\max} = 57.11 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40$

$$T(x) = -R_B + q_{u2} \cdot x$$

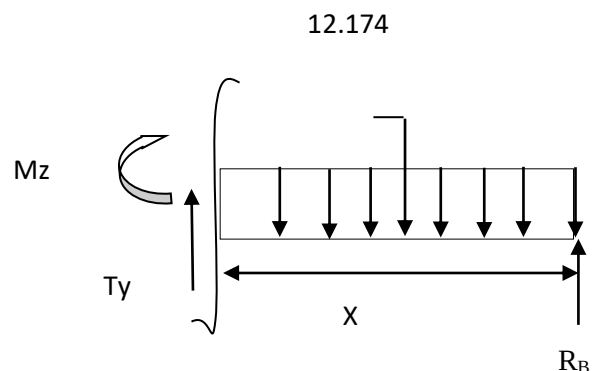
$$T(x) = -35.66 + 12.174 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -35.66 \text{ KN} \\ T(x=1.40) \Rightarrow T_Y = -35.66 + 12.174 \times 1.40 = -18.62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 35.08x - \frac{12.174}{2} x^2$$

$$M(x) = 35.66 x - 6.087 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.40 \text{ m}, \quad M(x=1.40) = 38 \text{ KN} \end{array} \right.$$

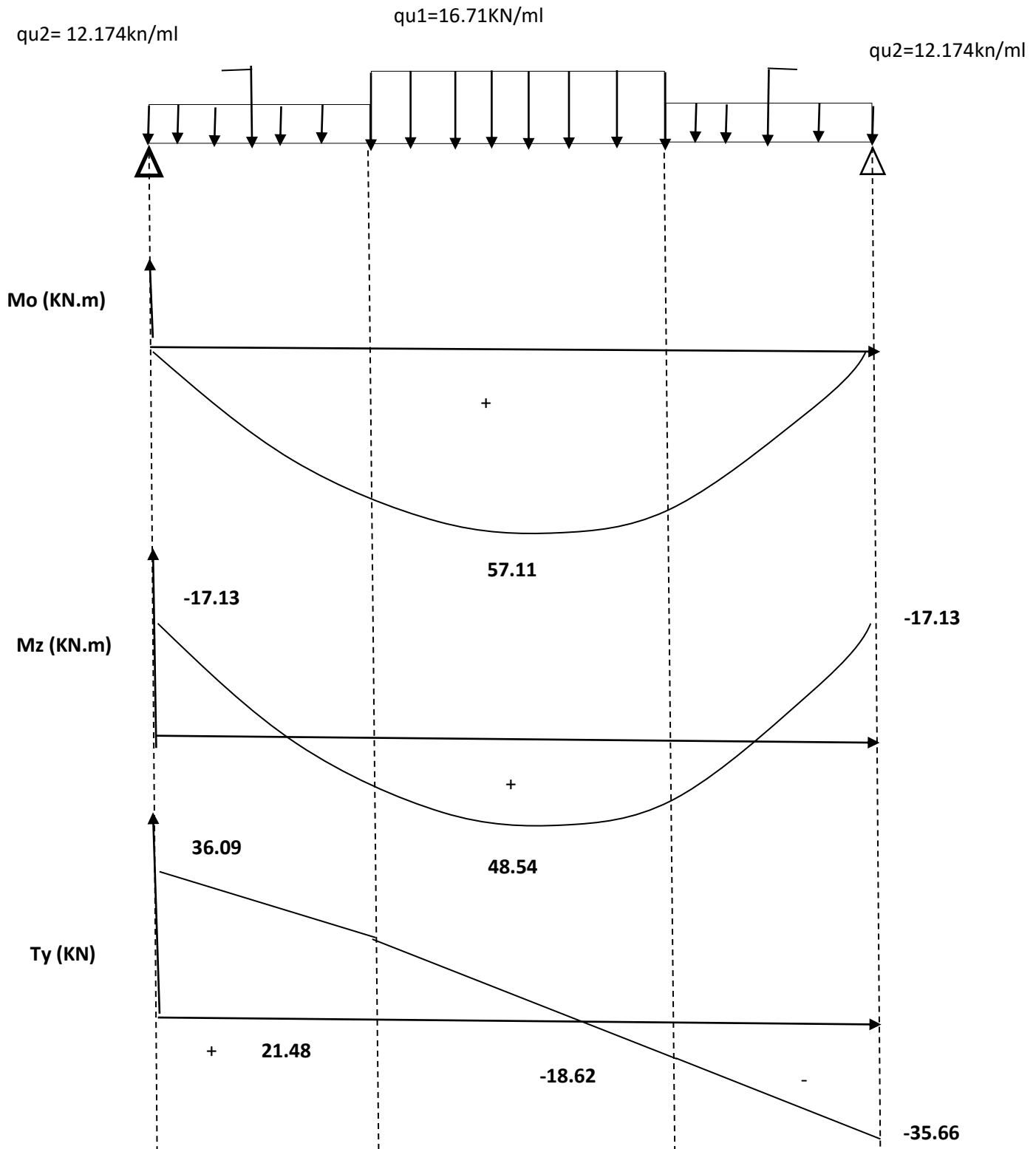
**Remarque :**

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

- **Aux appuis :** $M_u(a) = -0.3M_z^{max} = -17.13 \text{ KN.m}$

- **En travées :** $M_u(t) = 0.85M_z^{max} = 48.54 \text{ KN}.$

III.2.11.3. Diagrammes des efforts :



III.2.12. Calcul des efforts internes de la paillasse à l'ELS :

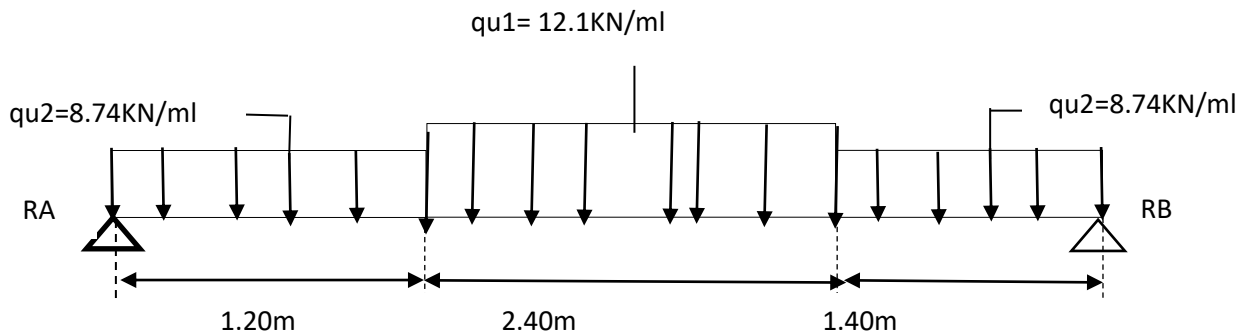


Figure III.2.12 : Schéma statique de la paillasse ELS.

III.2.12.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.20q_{u2} + 2.40q_{u1} + 1.40q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.20 \times 8.74 + 2.40 \times 12.1 + 1.40 \times 8.74 = 51.76$$

$$R_A + R_B = 51.76 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 1.20 \times \frac{1.20}{2} + q_{u1} \times 2.40 \times \left(1.20 + \frac{2.40}{2}\right) + q_{u2} \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2} + 2.40 + 1.20\right)$$

$$R_B \times 5 = 8.74 \times 1.20 \times 0.6 + 12.1 \times 2.40 \times 2.40 + 8.74 \times 1.40 \times 4.3$$

$$R_B = 25.72 \text{ KN.}$$

$$R_A = 51.76 - 25.72 = 26.04 \text{ KN}$$

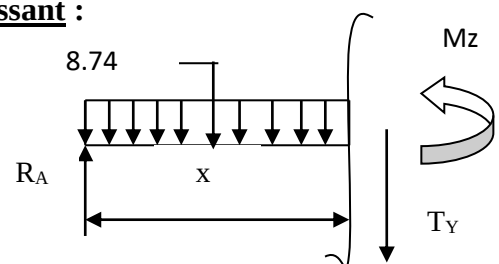
$$R_A = 26.04 \text{ KN}$$

III.2.12.2 Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20$.

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

$$T(x) = 26.04 - 8.74 x$$



$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_Y = 26.04 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.20 \text{ m} \Rightarrow T_Y = 26.04 - 8.74 \times 1.20 = 15.55 \text{ KN} \end{cases}$$

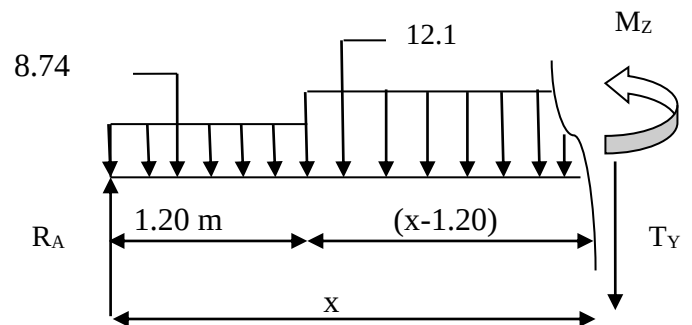
$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 26.04x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 26.04 x - 4.37 x^2.$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 1.20 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 24.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $1.20 \leq x \leq 3.6$

$$T(x) = R_A - q_{u2}(1.20) - q_{u1}(x-1.20)$$



$$\begin{cases} \text{pour } (x=1.53) \Rightarrow T(x) = 26.04 - 8.74 \times 1.20 = 15.55 \text{ KN} \\ \text{pour } (x=3.63) \Rightarrow T(x) = 26.04 - 8.74 \times 1.20 - 12.1(3.6 - 1.20) = -13.49 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_Y = 0$ et $M_Z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \times 1.20 - (x-1.20) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} \times 1.20 + 1.20 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 2.5 \text{ m}$$

$$x = 2.5 \text{ m} ; \quad x \in [1.20, 3.6].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \times 1.20 \times (x - 0.6) - q_{u1} \left(\frac{(x-1.20)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 26.04x - 8.74 \times 1.20(x - 0.6) - 12.1 \left(\frac{(x-1.20)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} M(x=1.20) = 26.04(1.20) - 8.74 \times 1.20(1.20 - 0.6) = 24.96 \text{ KN.m} \\ M(x=3.6) = 26.04(3.6) - 8.74 \times 1.20(3.6 - 0.6) - 12.1 \left(\frac{(3.6-1.20)^2}{2} \right) \end{cases}$$

$$M(x = 3.6) = 27.43 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment max :

Le moment atteint sa valeur maximale à $x = 2.5\text{m}$

$$M_{\max} = 39.95 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40$.

$$T(x) = -R_B + q_{u2}x.$$

$$T(x) = -25.72 + 8.74x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -25.72 \text{ KN} \\ T(x=1.40) \Rightarrow T_Y = -25.72 + 8.74 \times 1.40 = -13.49 \text{ KN}. \end{cases}$$

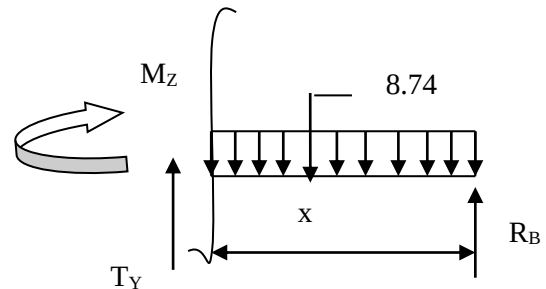
$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 25.29x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 25.72x - 4.37x^2.$$

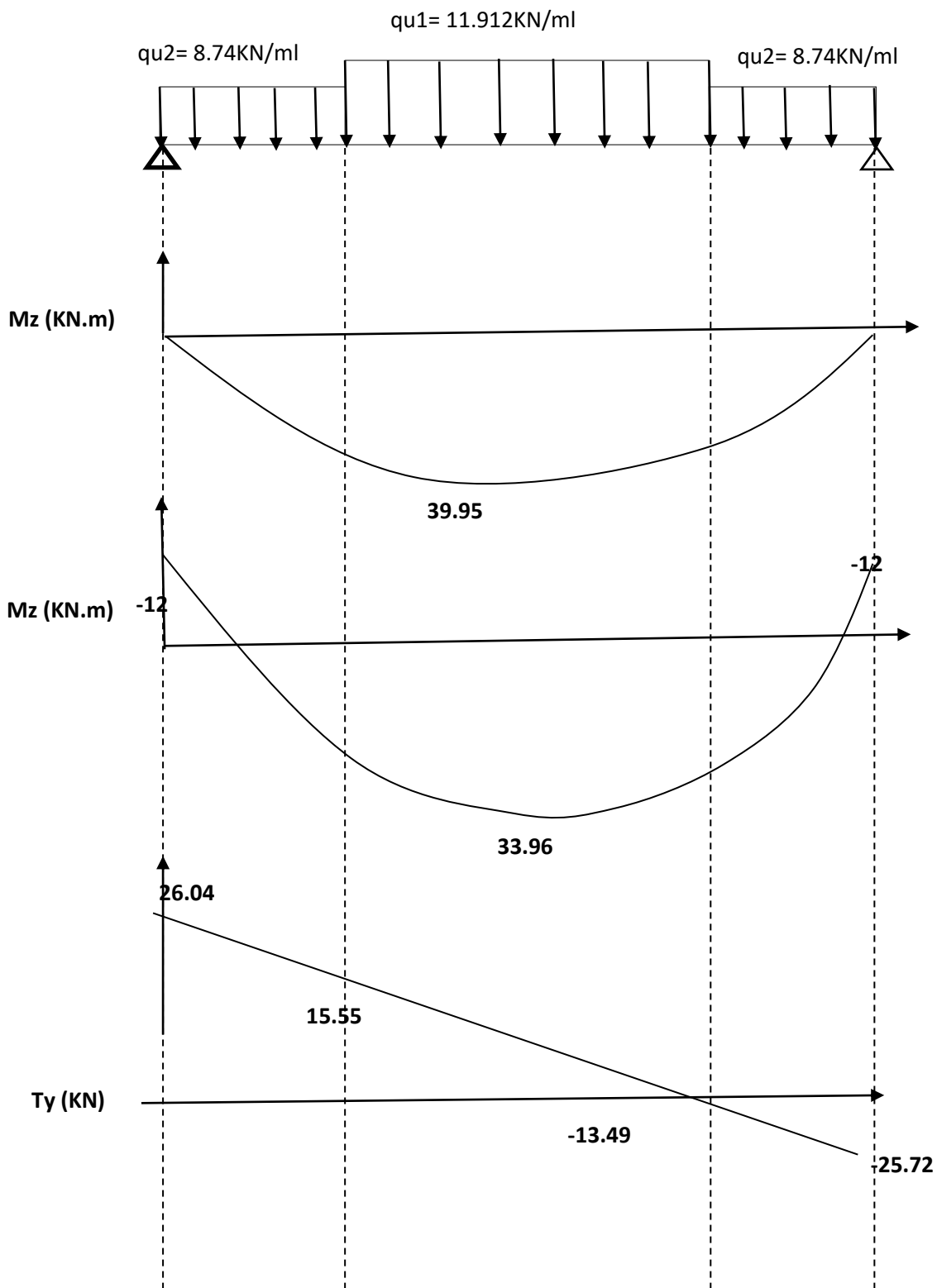
$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.37 \text{ m}, & M(x=1.40) = 27.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Aux appuis :** $M_u(a) = -0.3M_z^{\max} = -12 \text{ KN.m}$

- **En travées :** $M_u(t) = 0.85M_z^{\max} = 33.96 \text{ KN.m}$



III.2.12.3. Diagramme des efforts :



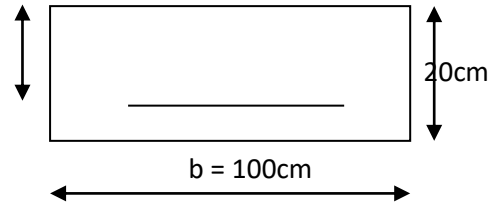
III.2.13. Calcul du ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

➤ **Armatures principales :****- Aux appuis :**

$$M_u(a) = -17.13 \text{ KN.m}$$

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



$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.13 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.037$$

$$\mu_a = 0.037 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.037 \Rightarrow \beta_u = 0.9815$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17130}{0.9815 \times 18 \times 348} = 2.78 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12** ($A_a = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

- En travées :

$$M_t = 48.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48.54 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.106 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.106 \Rightarrow \beta_u = 0.944$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{48540}{0.944 \times 18 \times 348} = 7.44 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA14 /ml** ($A_t = 7.70 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$**

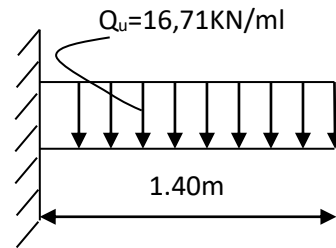
➤ **Armatures de répartition :**

Les volées et les paliers seront encastres dans une poutre brisée suivant la ligne de foulé donc on considère la paillasse comme une console encastree dans le calcul des armatures de répartition.

Calcul des moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2}$$

$$M_u = \frac{16.71 \times (1.40)^2}{2} = 16.38 \text{ KN.m}$$



Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Calcul des armatures :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16.38 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.036 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_r = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.38 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 2.66 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10** = 3.14 cm^2 avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.2.14. Vérification à l'ELU :**III.2.14.1. Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$

- Armatures de répartition : $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée

III.2.14.2. Espacement des barres BAEL 91 modifié 99 (Art A.8.2, 42) :**➤ Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 20 \text{ cm}$
 - En travées : $e = 20 \text{ cm}$ } $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

Armatures de répartition :

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 20\text{cm} \\ \text{- En travées : } e = 20\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.2.14.3. Vérification de la contrainte de cisaillement BAEL 91 modifié 99 (A.5.1, 211) :

$$T_{u \max} = 36.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{36090}{1000 \times 180} = 0.20 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2.14.4. Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{36090}{348 \times 100} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2.14.5. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 18.84 \text{ cm} \quad \tau_{se} = \frac{36090}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.2.14.6. Ancrage des barres (Art A.6.1, 221) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ $L_s = 50 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm}$$

III.2.15. Vérifications à l'ELS :

III.2.15.1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$M_t = 0.85M_z^{\max} = 0.85 \times 39.95 = 33.96 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travées :** $A_{st} = 7.70 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b.d} = \frac{7.70 \times 100}{100 \times 18} = 0.427$$

$$\rho_1 = 0.427 \Rightarrow \beta_1 = 0.90018, \alpha_1 = 0.2995 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.2995}{15(1-0.2995)} = 0.0285$$

$$\alpha_1 = 0.2995 \Rightarrow K = 0.0285$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{28.79 \times 10^6}{770 \times 0.90018 \times 180} = 230.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.0285 \times 230.75 = 6.576 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.168 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 5.65 \text{ cm}^2$

$$M_a = 0.3M_z^{\max} = 11.98 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

$$\rho_1 = 0.313 \Rightarrow \beta_1 = 0.9123 \text{ et } \alpha_1 = 0.263 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.263}{15(1-0.263)} = 0.0237$$

$$\alpha_1 = 0.263 \Rightarrow K = 0.0237$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{11.98 \times 10^6}{565 \times 0.9123 \times 180} = 129.12 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.0237 \times 129.12 = 3.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.15.2. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{5} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.20}{4.50} = 0.044 < \frac{33.96}{10 \times 39.95} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

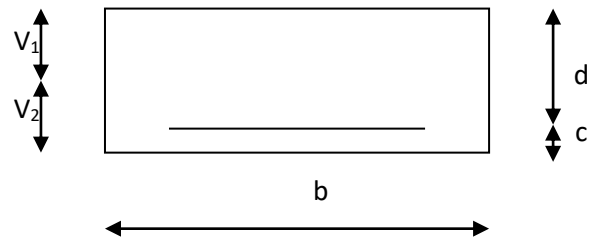
$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{100 \times 18} = 0.0042 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.



$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.70 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 7.70} = 10.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.44 = 9.56 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} \left(10.44^3 + 9.56^3 \right) + 15 \times 7.70 (9.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 73646.53 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{7.70}{100 \times 18} = 0.00427$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0.02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.00427} = 1.967$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00427 \times 348 + 2.1} \right\} = 0.576$$

$$I_{fi} = 37980.07 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{28.79 \times 10^6 \times 5000^2}{10 \times 32164.19 \times 71870.22 \times 10^4} = 3.11 \text{ mm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 10 \text{ mm}$ **Condition vérifiée**

III.2.15.3. Etat limite d'ouverture des fissures BAEL 91, (Art A.5.34) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

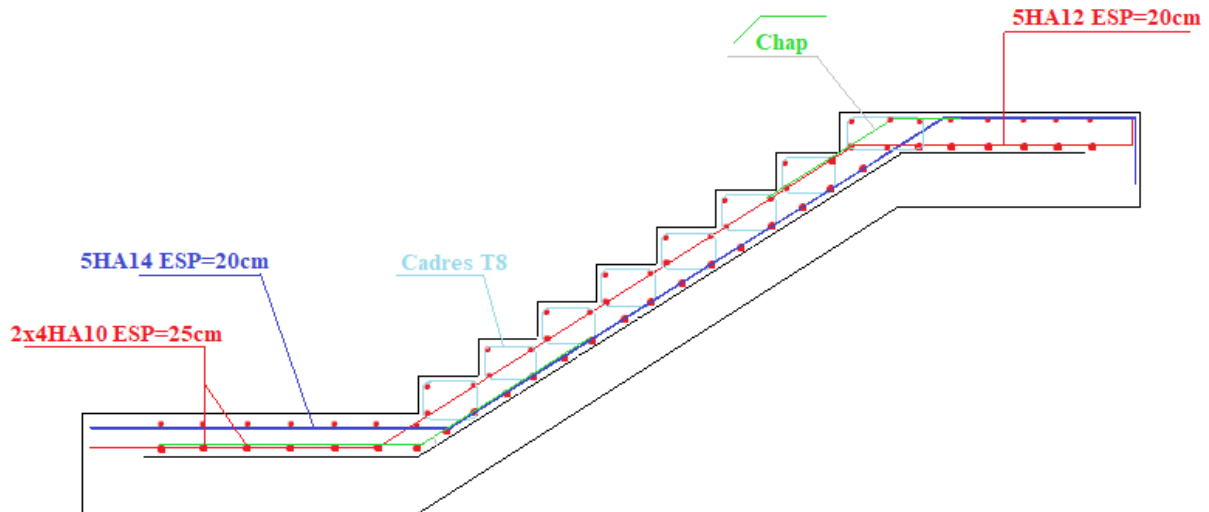
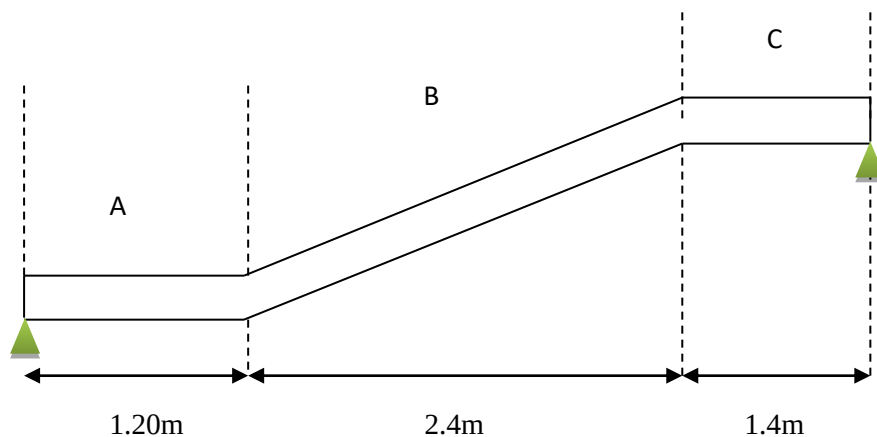


Figure III.2.9 : Schéma du ferrailage des escaliers de l'étage courant

III.3. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre d'une section rectangulaire (bxh), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre le poids de mur et la réaction du palier.

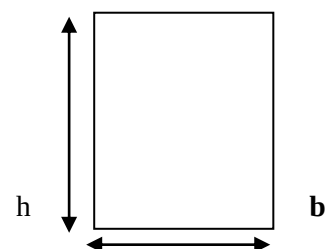
III.3.1. Pré dimensionnement :



Hauteur :

- La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$



On prend $h_t = 40 \text{ cm}$

- La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 16 \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend $b = 30\text{cm}$

Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$$b \geq 30\text{cm}, h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{d'où} \quad 16 \text{ cm} \leq h_t \leq 28 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour : $b = 30 \text{ cm}$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

III.3.2. Détermination des charges pour la poutre:

- ✓ Poids propre de la poutre (partie A) = $0,30 \cdot 0,4 \cdot 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids propre de la poutre (partie B) = $\frac{0,4 \times 0,3 \times 25}{\cos(29.54^\circ)} = 3.45 \text{ KN / ml}$
- ✓ Poids propre de la poutre (partie A) = $0,30 \cdot 0,40 \cdot 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- ✓ Effort tranchant à l'appui : **ELU** : $T_u = 35.08 \text{ KN}$
ELS : $T_s = 25.29 \text{ KN}$

III.3.3. Combinaison de charges :

ELU:

$$q_{uA} = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35(3) + \frac{2(35.08)}{5} = 18.08 \text{ KN / ml}$$

$$q_{uB} = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35(3.45) + \frac{2(35.08)}{5} = 18.69 \text{ KN / ml}$$

ELS :

$$q_{sA} = G + \frac{2T_u}{L} = (3) + \frac{2(25.29)}{5} = 13.12 \text{ KN / ml}$$

$$q_{sB} = G + \frac{2T_u}{L} = (3.45) + \frac{2(25.29)}{5} = 13.57 \text{ KN / ml}$$

III.3.4. Calcul des efforts internes à l'ELU :

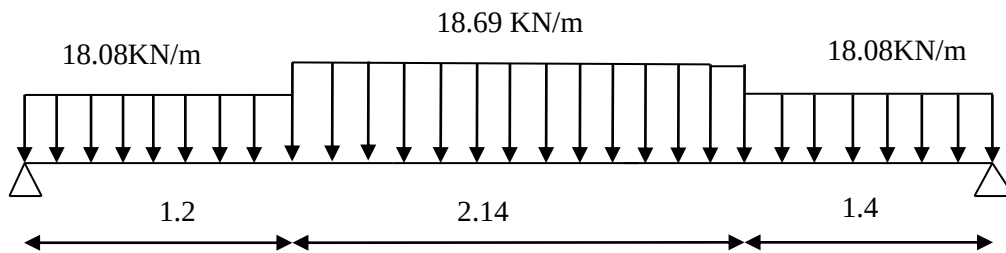


Figure III.3.1 : Schéma statique poutre palière ELU.

III.3.4.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.70q_{uA} + 2.10q_{uB} + 1.40q_{uA} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.53 \times 18.08 + 2.10 \times 18.69 + 1.37 \times 18.08 = 91.68$$

$$R_A + R_B = 91.68 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{uA} \times 1.53 \times \frac{1.53}{2} + q_{uB} \times 2.10 \times \left(1.53 + \frac{2.10}{2}\right) + q_{uA} \times 1.37 \times \left(\frac{1.37}{2} + 2.10 + 1.53\right)$$

$$R_B \times 5 = 18.08 \times 1.53 \times 0.765 + 18.69 \times 2.10 (1.53 + 1.05) + 18.08 \times 1.37 (0.685 + 2.10 + 1.53)$$

$$R_B = \frac{21.162 + 101.262 + 106.88}{5} = 45.86 \text{ KN.}$$

$$R_A = 91.68 - 45.86 = 45.82 \text{ KN}$$

$$R_A = 45.82 \text{ KN}$$

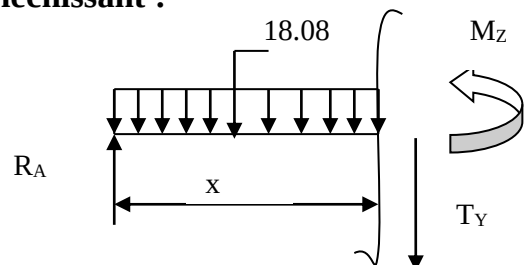
III.3.4.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.53$.

$$T(x) = R_A - q_{uA} \cdot x$$

$$T(x) = 45.82 - 18.08 x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_Y = 45.82 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.7 \text{ m} \Rightarrow T_Y = 45.82 - 18.08 \times 1.53 = 18.16 \text{ KN.} \end{cases}$$



$$M(x) = R_A x - q_{uA} \frac{x^2}{2} = 45.82x - \frac{18.08}{2} x^2$$

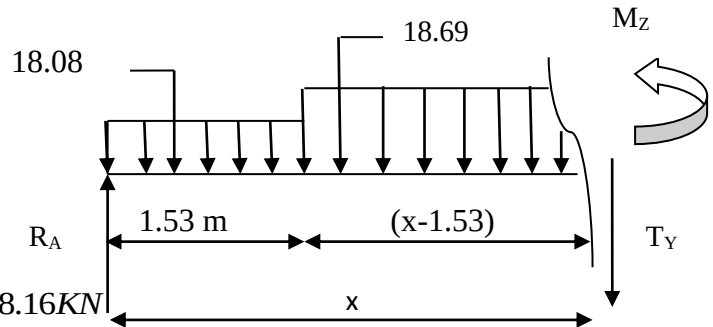
$$M(x) = 45.82x - 9.04 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } x=0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 1.53 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 48.94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ieme} tronçon : $1.53 \leq x \leq 3.63$

$$T(x) = R_A - q_{uA} (1.53) - q_{uB} (x-1.53)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } (x=1.53) \Rightarrow T(x) = 45.82 - 18.08 \times 1.53 = 18.16 \text{ KN} \\ \text{pour } (x=3.63) \Rightarrow T(x) = 45.82 - 18.08 \times 1.53 - 18.69(3.63 - 1.53) = -21.09 \text{ KN}. \end{array} \right.$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{uA} \times 1.53 - (x-1.53) q_{uB} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{uA} \times 1.53 + 1.53 \times q_{uB}}{q_{uB}} = 2.5 \text{ m}$$

$$x = 2.5 \text{ m} ; \quad x \in [1.53, 3.63].$$

$$M(x) = R_A x - q_{uA} \times 1.53 \times (x - 0.765) - q_{uB} \left(\frac{(x-1.53)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 45.82x - 18.08 \times 1.53(x - 0.765) - 18.69 \left(\frac{(x-1.53)^2}{2} \right).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.53) = 45.82(1.53) - 18.08 \times 1.53(1.53 - 0.765) = 48.94 \text{ KN.m} \\ M(x=3.63) = 45.82(3.63) - 18.08 \times 1.53(3.63 - 0.765) - 18.69 \left(\frac{(3.63-1.53)^2}{2} \right) \\ M(x=3.63) = 45.86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

Le moment atteint sa valeur maximale à $x = 2.5\text{m}$

$$M_{\max} = 57.76 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.37$.

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

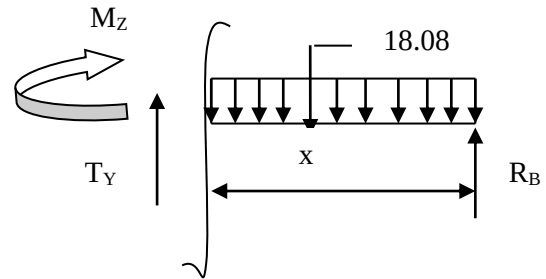
$$T(x) = -45.86 + 18.08 x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -45.86 \text{ KN} \\ T(x=1.4) \Rightarrow T_Y = -45.86 + 18.08 \times 1.37 = -21.09 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{uA} \frac{x^2}{2} = 45.86x - \frac{18.08}{2} x^2$$

$$M(x) = 45.86 x - 9.04 x^2$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.37 \text{ m}, & M(x=1.37) = 45.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

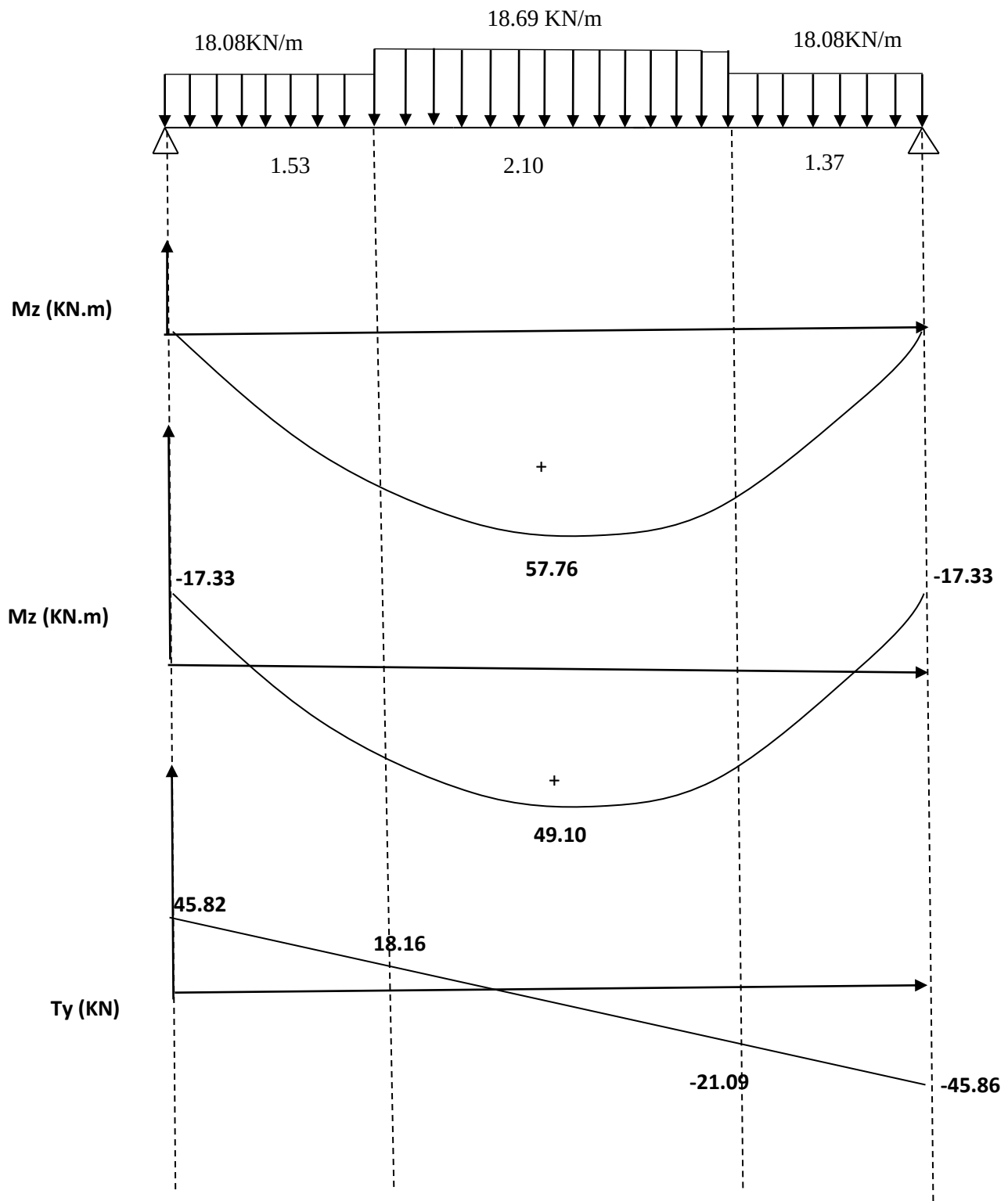
**Remarque :**

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

- **Aux appuis :** $M_u(a) = -0.3M_z^{max} = -17.33 \text{ KN.m}$

- **En travées :** $M_u(t) = 0.85M_z^{max} = 49.10 \text{ KN.m}$

III.3.4.3. Diagrammes des efforts :



III.3.5. Calcul des efforts internes à l'ELS :

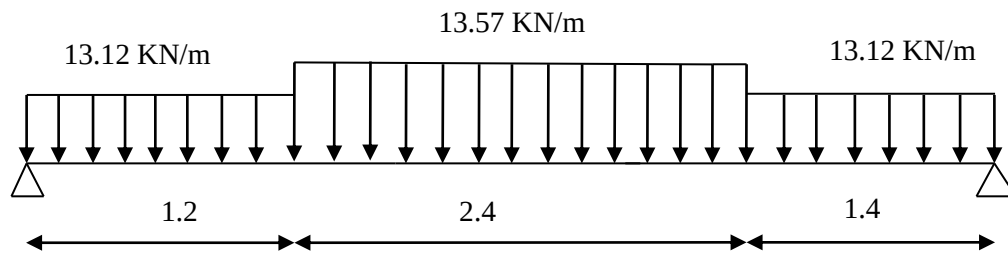


Figure III.3.2 : Schéma statique poutre palière ELS.

III.3.5.1. Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.53q_{sA} + 2.10q_{sB} + 1.37q_{uA} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.53 \times 13.12 + 2.10 \times 13.57 + 1.37 \times 13.12 = 66.55$$

$$R_A + R_B = 66.55 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{sA} \times 1.53 \times \frac{1.53}{2} + q_{sB} \times 2.10 \times \left(1.53 + \frac{2.10}{2}\right) + q_{uA} \times 1.37 \times \left(\frac{1.37}{2} + 2.10 + 1.53\right)$$

$$R_B \times 5 = 13.12 \times 1.53 \times 0.765 + 13.57 \times 2.10 (1.53 + 1.05) + 13.12 \times 1.37 (0.685 + 2.10 + 1.53)$$

$$R_B = \frac{15.356 + 73.522 + 77.56}{5} = 33.29 \text{ KN.}$$

$$R_A = 66.55 - 33.29 = 33.26 \text{ KN}$$

$$R_A = 33.26 \text{ KN}$$

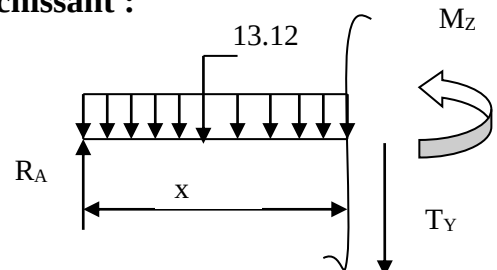
III.3.5.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.53$

$$T(x) = R_A - q_{sA}x$$

$$T(x) = 33.26 - 13.12x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \Rightarrow T_y = 33.26 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.53 \text{ m} \Rightarrow T_y = 13.19 \text{ KN.} \end{cases}$$



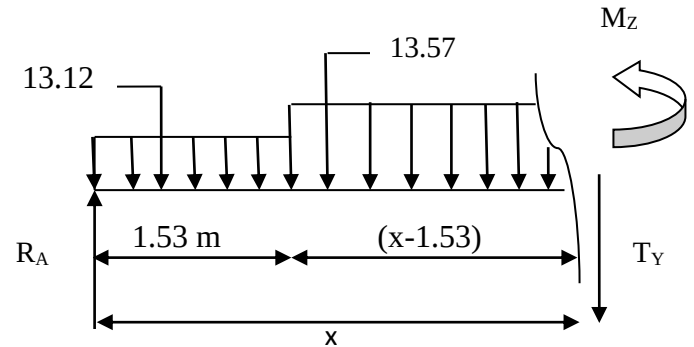
$$M(x) = R_A x - q_{sA} \frac{x^2}{2} = 33.26x - \frac{13.12}{2} x^2$$

$$M(x) = 33.26x - 6.56 x^2.$$

$$\begin{cases} \text{pour } x=0 & \Rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 1.53 \text{ m} & \Rightarrow M(x) = 35.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $1.53 \leq x \leq 3.63$

$$T(x) = R_A - q_{sA} (1.53) - q_{sB} (x-1.53)$$



$$\begin{cases} \text{pour } (x=1.53) \Rightarrow T(x) = 33.26 - 13.12 \times 1.53 = 13.19 \text{ KN} \\ \text{pour } (x=3.63) \Rightarrow T(x) = 33.26 - 13.12 \times 1.53 - 13.57(3.63 - 1.53) = -15.31 \text{ KN}. \end{cases}$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{sA} \times 1.53 - (x-1.53) q_{sB} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{sA} \times 1.53 + 1.53 \times q_{sB}}{q_{sB}} = 2.5 \text{ m}$$

$$x = 2.5 \text{ m} ; \quad x \in [1.53, 3.63].$$

$$M(x) = R_A x - q_{sA} \times 1.53 \times (x - 0.765) - q_{sB} \left(\frac{(x-1.53)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 33.26x - 13.12 \times 1.53(x - 0.765) - 13.57 \left(\frac{(x-1.53)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} M(x=1.53) = 35.53 \text{ KN.m} \\ M(x = 3.63) = 33.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment max :

Le moment atteint sa valeur maximale à $x = 2.5 \text{ m}$

$$M_{\max} = 41.94 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.37$.

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

$$T(x) = -33.29 + 13.12x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -33.29 \text{ KN} \\ T(x=1.37) \Rightarrow T_Y = -15.31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{sA} \frac{x^2}{2} = 33.29x - \frac{13.12}{2} x^2$$

$$M(x) = 33.29 x - 6.56x^2.$$

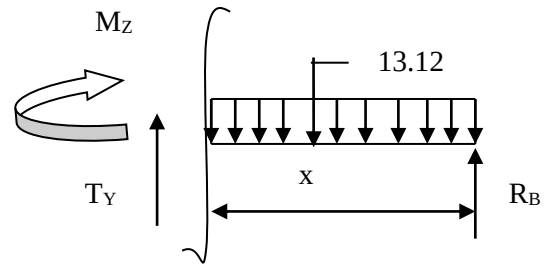
$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.37 \text{ m}, & M(x=1.40) = 33.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

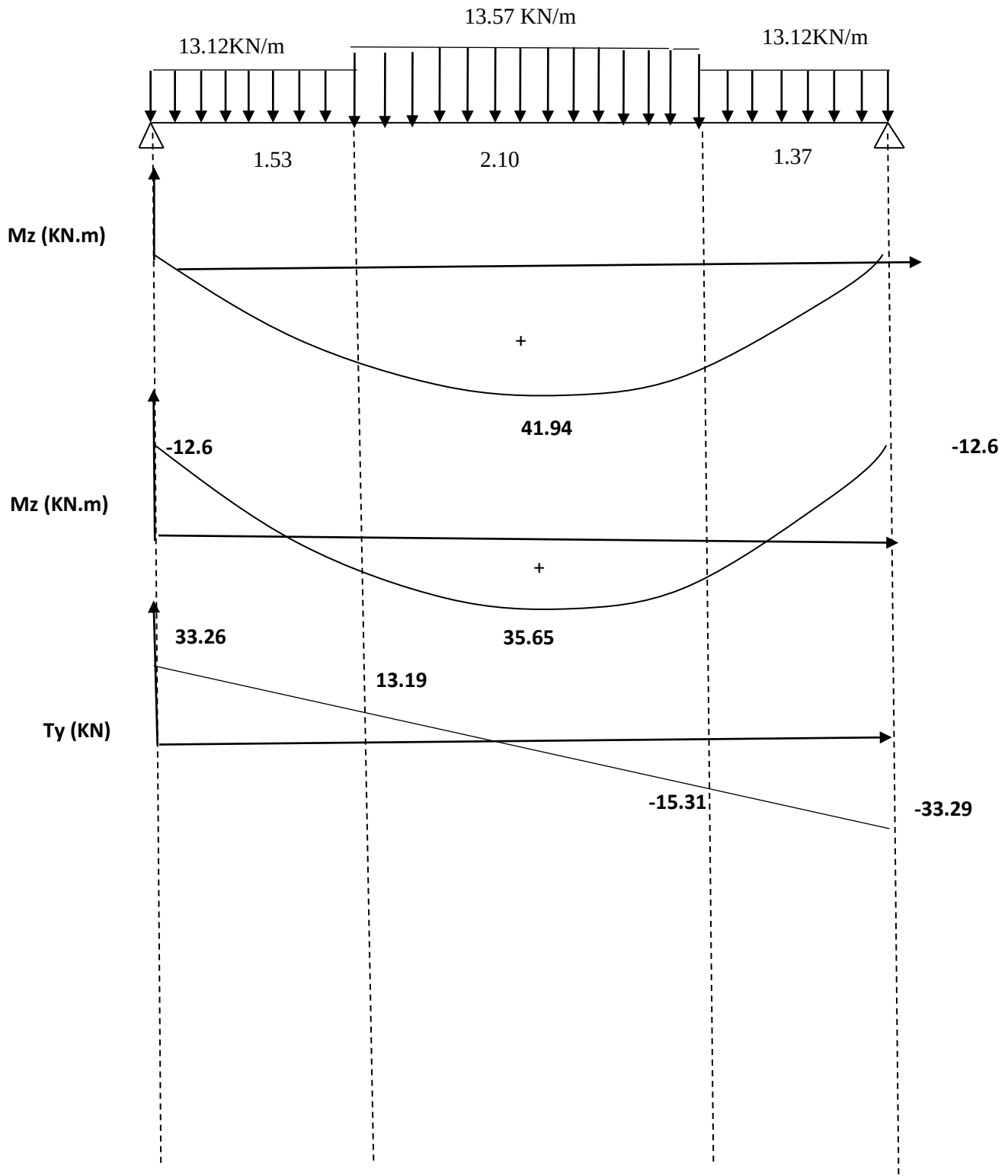
Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis** : $M_s(a) = -0.3M_z^{max} = -12.6 \text{ KN.m}$

- **En travées** : $M_s(t) = 0.85M_z^{max} = 35.65 \text{ KN.m}$



III.3.5.3. Diagrammes des efforts :



III.3.6. Calcul du ferrailage à l'ELU:

En travées : $h = 40 \text{ cm} ; d = 37 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}.$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{49.10 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.084$$

$$\mu_t = 0.084 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.084 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{49.10 \times 10^3}{0.956 \times 37 \times 348} = 4 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = \mathbf{3HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17.33 \times 10^3}{30 \times (37)^2 \times 14.2} = 0.030 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.030 \Rightarrow \beta_1 = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.33 \times 10^3}{0.985 \times 37 \times 348} = 1.36 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = \mathbf{3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$

III.3.7. Vérification à l'ELU :**III.3.7.1. Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):**

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III.3.7.2. Armatures longitudinales RPA99 modifié 2003 (Art. 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_a + A_t = 3HA14 + 3HA12 = 4.62 + 3.39 = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 b \times h = 6.00 \text{ cm}^2$$

⇒ **Condition vérifiée**

III.3.7.3. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{45.86 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.413 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.413 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

III.3.7.4. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):

a) Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(45.86 \times 10^3 + \frac{18.69 \times 10^6}{0.9 \times 370} \right) = 2.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > 2.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

b) Influence sur le béton :

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 300 \times 0.9 \times 370 \times \frac{25}{1.5} = 666 \text{ kN} > T_u = 45.86 \text{ kN}$$

⇒ **Condition est vérifiée**

III.3.7.5. Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

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

$$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{45.86 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 11.304 \times 10} = 1.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

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

III.3.7.6. Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 11.43 ; 30 \} = 11.43 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.3.7.7. Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 30} = 22.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 10 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} \}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

III.3.7.8. Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi.f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0.4L_s$

Pour les HA 14 : $L_c = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$.

III.3.8. Vérifications à l'ELS:

III.3.8.1. Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$1. \text{ Aux appuis : } \rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 37} = 0.305$$

$$\rho_1 = 0.305 \Rightarrow \beta_1 = 0.91325 ; \alpha_1 = 0.26025 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.26025}{15(1-0.26025)} = 0.0235$$

$$\alpha = 0.26025 \Rightarrow K = 0.0235$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta d} = \frac{12.6 \times 10^6}{339 \times 0.91325 \times 370} = 110 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.0235 \times 110 = 2.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

2. En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 37} = 0.416$$

$$\rho_1 = 0.416 \Rightarrow \beta_1 = 0.9012 ; \alpha_1 = 0.2964 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.2964}{15(1-0.2964)} = 0.0281$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{35.65 \times 10^6}{462 \times 0.9012 \times 370} = 231.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.0281 \times 231.42 = 6.5$$

$$\sigma_{bc} = 6.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

Nous pouvons être dispensés du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.40}{5} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.40}{5} = 0.08 = \frac{35.65}{10 \times 41.94} = 0.08 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 37} = 0.0042 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

c) Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible $\Rightarrow$ la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

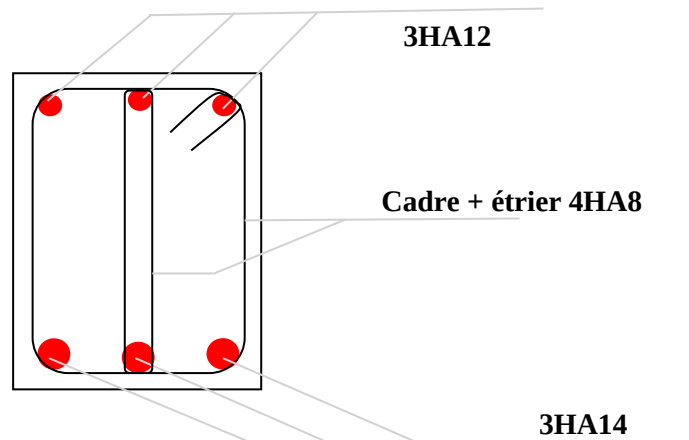


Figure III.3.3 : Schéma Ferrailage poutre palière

III.4. Calcul du port à faux :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

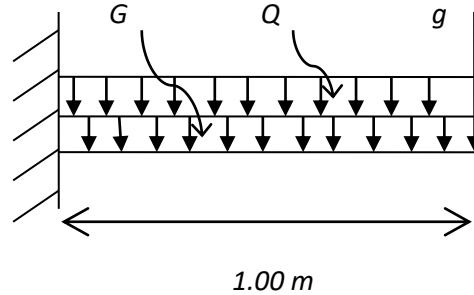


Figure III.4.1 : schéma statique du chargement du port à faux.

G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creusée de 10 cm d'épaisseur. Notre structure contient des murs extérieurs d'épaisseurs 25cm.

III.4.1. Dimensionnement du port à faux :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm} \quad \text{On optera pour une épaisseur de } 15\text{ cm}$$

III.4.2. Détermination des charges et surcharges du port à faux :

- Charges permanentes :**

Eléments		Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Dalle pleine		25×0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	22×0.02	0.44
	Mortier de pose	22×0.02	0.44
	Couche de sable	18×0.02	0.36
	Enduit de ciment	18×0.02	0.36
Somme (G)			5.35

Tableau III.4.1 : Charges permanentes du balcon

Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :

N°	Eléments	Hauteur (m)	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
1	Enduit de ciment	3.06	0.02	18	1.1016
2	Briques creuses	3.06	0.1	9	2.754
3	Enduit de ciment	3.06	0.02	18	1.1016
Charge permanente totale Gt					4.96

Tableau III.4.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

III.4.3. Combinaisons de charges :

- A l'ELU :

➤ La dalle :

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde-corps :

$$g_u = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 4.96 = 6.7 \text{ KN}$$

- A l'ELS :

➤ La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 m = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

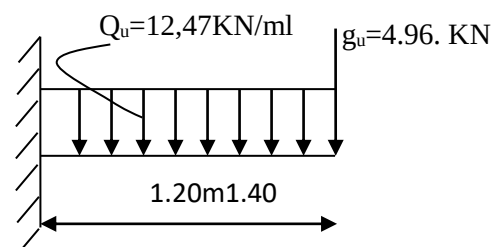
➤ Le garde-corps :

$$g_s = g = 4.96 \text{ KN}$$

III.4.4. Calcul des moments fléchissant:

- A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

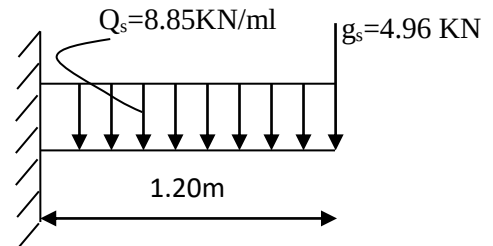


$$M_u = \frac{12.47 \times (1.2)^2}{2} + 6.7 \times 1.20 = 17.02 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{8.85 \times (1.20)^2}{2} + 4.96 \times 1.20 = 12.324 \text{ KN.m}$$



III.4.5. Ferrailage à l'ELU :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

III.4.5.1. Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{17.02 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.070 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.070 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.02 \times 10^3}{0.964 \times 13 \times 348} = 3.90 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA14** = 6.15 cm^2 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.4.5.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA12** = 4.52 cm^2 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.4.6. Vérifications à l'ELU :

III.4.6.1. Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.6.2. Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99)

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

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = (12.47 \times 1.20) + 6.7 = 21.7 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3.14 \times 14 = 175.84 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{21.7 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 175.84} = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.6.3. Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{21.7 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.6.4. Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99)

- **Armatures principales :**

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.7.Vérification à l'ELS :**III.4.7.1.Contraîntes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}.$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire
- La nuance des aciers est FeE400
- $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17.02}{12.324} = 1.38$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.324 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.051$$

$$\mu = 0.051 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.0654$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.0654 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la contrainte dans le béton est vérifiée:

III.4.7.2.Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = - \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\overline{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.30 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } l_s = 50 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

⇒ On adopte : $L_r = 20 \text{ cm}$.

III.4.7.3. Contraintes dans les armatures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

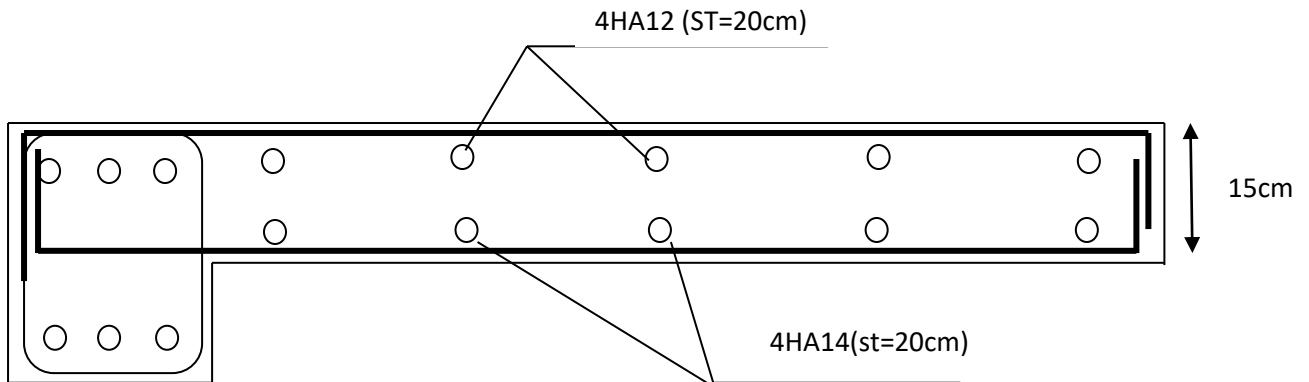
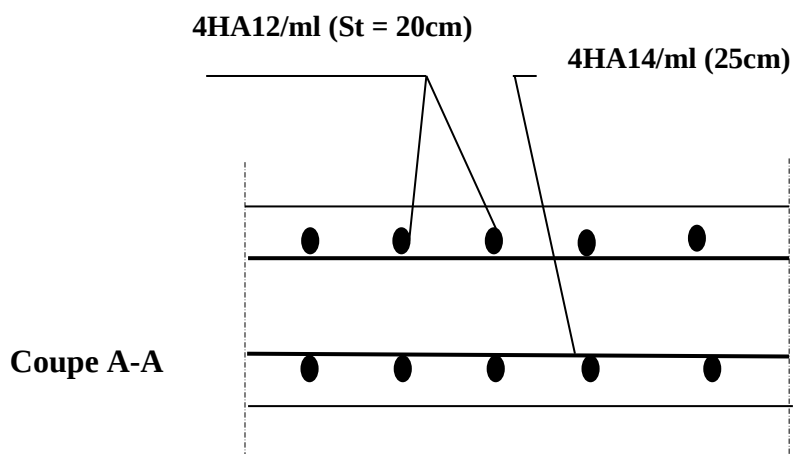


Figure III.4.2 : schéma Ferrailage du port à faux.



III.5. Calcul de la salle machine :

III.5.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès à des personnes, se déplaçant le long des guides verticaux.

L'ascenseur est composé des trois composantes essentielles suivantes :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions : **(4,70 × 4,20) m²**, appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à **09 tonnes**, répartie sur une surface de **(1,35 × 1,90) m²** transmise par le système de levage de l'ascenseur. L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

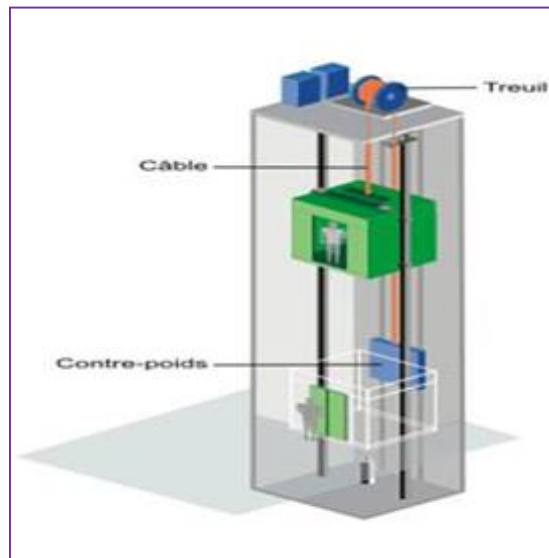


Figure III.5.1 : Cage de l'ascenseur

III.5.2. Dimensionnement :

- **Epaisseur de la dalle pleine :**

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{420}{30} = 14 \text{ cm.}$$

h_t : doit être au moins égale à 12 cm (**RPA99** version 2003)

→ Soit **$h_t = 20$ cm.**

III.5.3. Calcul des sollicitations :

III.5.3.1. Rectangle d'impact : (Pratique du BAEL 91).

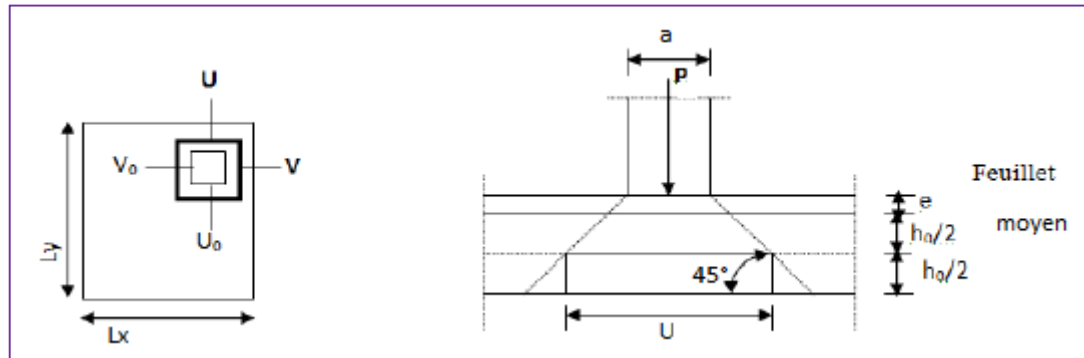


Figure III.5.2 : Diffusion des charges dans le feuillet moyen

On a :

$$. L_x = 4,20 \text{ m.}$$

$$. L_y = 4,70 \text{ m.}$$

$$. U_0 = 1,35 \text{ m.}$$

$$. V_0 = 1,90 \text{ m.}$$

$$. h_0 = 20 \text{ cm.}$$

$$. e = 5 \text{ cm.}$$

$$U = u_0 + 2(\xi \times e) + h_0$$

$$V = v_0 + 2(\xi \times e) + h_0$$

Avec :

- h_0 : épaisseur de la dalle.
- e : épaisseur de revêtement.
- ξ : coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton, $\xi = 1.0$.
- $U \times V$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen.
- $u_0 \times v_0$: coté du rectangle dans lequel la charge est centrée.

Donc :

$$U = 135 + 2(1 \times 5) + 20 = 165 \text{ cm.}$$

$$V = 190 + 2(1 \times 5) + 20 = 220 \text{ cm.}$$

III.5.3.2. Calcul des moments fléchissant M_x et M_y :

On a :

$$. M_x = P. (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P. (M_2 + \nu M_1)$$

Avec : . $P_s = P_u$: 90 KN.. ν : Coefficient de poisson.

. M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des abaques de **PIGIAUD** en fonction de :

$$\frac{u}{l_x}, \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho$$

- $\frac{u}{l_x} = \frac{165}{420} = 0.4$
- $\frac{v}{l_y} = \frac{220}{470} = 0.5$
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.20}{4.70} = 0.9$; $0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

. À partir des abaques de **PIGIAUD** après une interpolation on aura :

$$M_1 = 0,117 \text{ et } M_2 = 0,074$$

Donc :

➤ **À l'ELU ($v = 0$) :**

$$. M_{x1}^u = 1,35 \times P_u (M_1) = 1,35 \times 90 \times 0,117 = 14.22 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{y1}^u = 1,35 \times P_u (M_2) = 1,35 \times 90 \times 0,074 = 9 \text{ KN.m.}$$

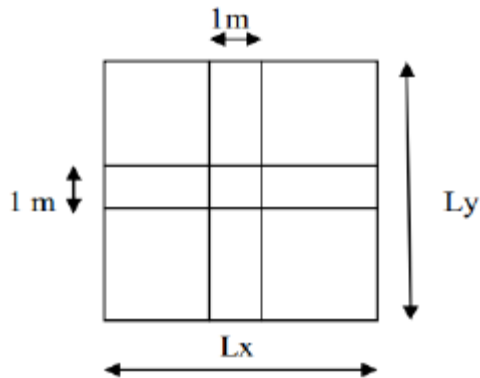
➤ **À l'ELS ($v = 0.2$):**

$$. M_{x1}^s = P_s \times (M_1 + 0.2 M_2) = 90 \times (0,117 + 0.2 \times 0,074) = 11.86 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{y1}^s = P_s \times (M_2 + 0.2 M_1) = 90 \times (0,074 + 0.2 \times 0,117) = 8.77 \text{ KN.m.}$$

III.5.3.3. Moments dus au poids propre de la dalle pleine :

Les moments au centre du panneau pour une bande de 1 m sont donnée par :



$$\text{Sens } l_y = l_x \rightarrow M_y = \mu_y \cdot M_x \quad M_x = \mu_x \cdot M_y$$

En utilisant **les tables BAEL (Annexe 3)**, on tire les coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y},$$

Donc :

➤ À l'ELU ($v = 0$):

$$\cdot \text{Pour } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.20}{4.70} = 0.89 ; \mu_x = 0.0486 ; \mu_y = 0.759$$

$$\cdot \text{Poids propre de la dalle pleine : } G = (25 \times 0.20 + 22 \times 0.05) \times 1 = 6.1 \text{ KN/ml.}$$

$$\cdot \text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$\cdot q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.23 \text{ KN/m.}$$

❖ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU.

$$\cdot M_{x2}^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0486 \times 9.23 \times (4.20)^2 = 7.91 \text{ KN.m}$$

$$\cdot M_{y2}^u = \mu_y \cdot M_{x2}^u = 0.759 \times 7.91 = 6 \text{ KN.m}$$

➤ À l'ELS ($v = 0.2$):

$$\cdot \text{Pour } \rho_y = 0.89 ; \mu_x = 0.0539 ; \mu_y = 0.832$$

$$\cdot q_s = G + Q = 6.1 + 1 = 7.10 \text{ KN/m}$$

❖ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELS :

$$\cdot M_{x2}^s = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0539 \times 7.10 \times (4.20)^2 = 6.75 \text{ KN.m}$$

$$\cdot M_{y2}^s = \mu_y \cdot M_{x2}^s = 0.832 \times 6.75 = 5.62 \text{ KN.m}$$

❖ Superposition des moments :

➤ À l'ELU :

$$\cdot M_x = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 14.22 + 7.91 = 22.13 \text{ KN.m}$$

$$\cdot M_y = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 9 + 6 = 15 \text{ KN.m}$$

➤ À l'ELS :

$$\cdot M_x = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 11.86 + 6.75 = 18.61 \text{ KN.m}$$

$$\cdot M_y = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 8.77 + 5.62 = 14.39 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi-encastrement de la dalle au niveau des appuis, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (- 0.3) aux appuis.

➤ À l'ELU :

✚ En travée :

$$\cdot M_x^t = 0.85 \times 22.13 = 18.81 \text{ KN.m.}$$

$$\cdot M_y^t = 0.85 \times 15 = 12.75 \text{ KN.m.}$$

✚ Aux appuis :

$$\cdot M_x^a = -0.3 \times 22.13 = -6.64 \text{ KN.m.}$$

$$\cdot M_y^a = -0.3 \times 15 = -4.5 \text{ KN.m.}$$

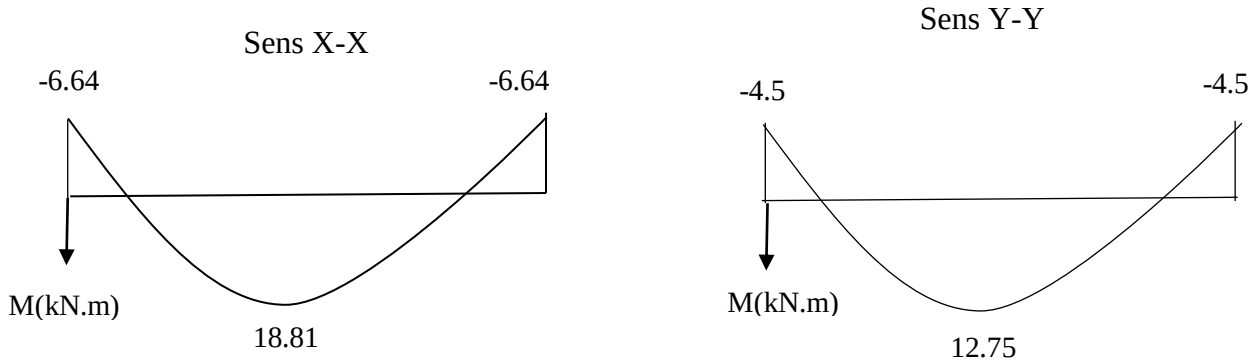


Figure III.5.3 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELU

➤ À l'ELS :

✚ En travée :

$$. M_x^t = 0,85 \times 18,61 = 15,82 \text{ KN.m.}$$

$$. M_y^t = 0,85 \times 14,39 = 12,23 \text{ KN.m.}$$

✚ Aux appuis :

$$. M_x^a = - 0,3 \times 18,61 = -5,6 \text{ KN.m.}$$

$$. M_y^a = - 0,3 \times 14,39 = -4,32 \text{ KN.m.}$$

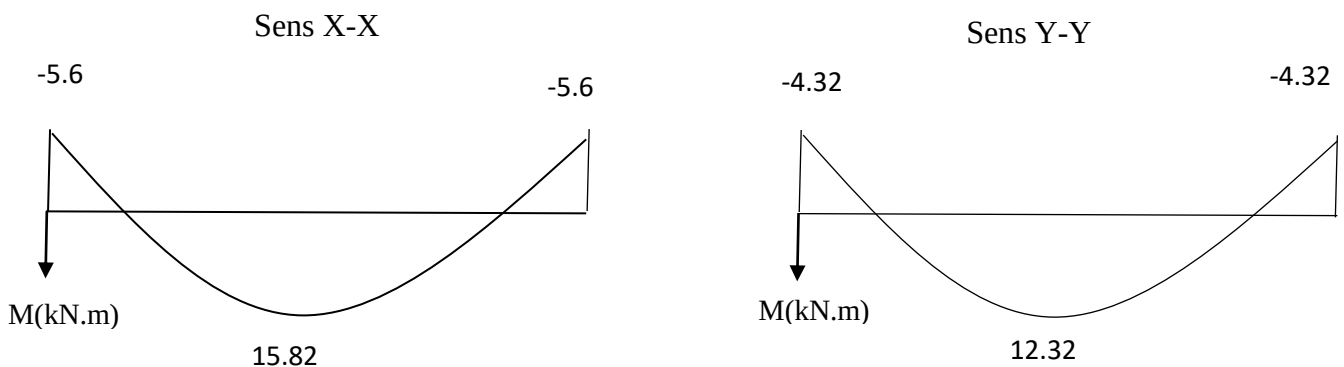


Figure III.5.4 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELS

III.5.4. Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur avec :

- $\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2}$
- A partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .
- $A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \times 18 \times 348}$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M_u (cm ²)	μ	β	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)		S_t (cm)
En travée	x-x	18.81	0,040	0.980	3.06	5HA12	5.65	20
	y-y	12.75	0,028	0.986	2.06	5HA12	5.65	20
Aux appuis	x-x	-6.64	0,014	0.993	1.07	5HA12	5.65	20
	y-y	-4.5	0,010	0.995	0.72	5HA12	5.65	20

Remarque :

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion sont situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

III.5.5. Vérification à l'ELU:

III.5.5.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/B.7.4) :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

. Armatures inférieures (sens x-x) :

$$. W_x \geq W_0 \cdot \frac{3-\rho}{2}$$

$$. W_x = \frac{A_x}{b \cdot h}$$

Avec :

. A_{min} : Section minimale des armatures.

. W_0 : Taux d'acier minimal (acier HA FeE400) = 0.0008.

. S : Section totale du béton.

$$. \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.20}{4.70} = 0.89$$

$$. W_0 \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0,0008 \times \frac{3-0.89}{2} = 0,000844$$

$$A_x \geq W_x \cdot (b \cdot h) = 0,000844 \times (20 \times 100) = 1.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_x^{min} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_x^t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1.70 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

. Armatures supérieures (sens y-y) :

$$. W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0 = 0.0008$$

$$. A_y \geq W_0 \cdot (b \cdot h) = 0,0008 \times (20 \times 100) = 1.60 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y^{min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_y^t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1.60 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

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

III.5.5.2. Diamètre maximal des barre (BAEL 91/ A.7.2.1) :

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 20 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.5.3. Espacement des barres (BAEL 91/A.8.2.4) :

Pour une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

. Armatures inférieures (sens x-x) :

$$. S_t \leq \min (2h ; 25 \text{ cm})$$

$$. S_t = 20 \text{ cm} \leq (40 ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Armatures supérieures (sens y-y) :

$$. S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$. S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (60 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Vérification au poinçonnement (BAEL 91/ A.5.2.4) :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

μ_c : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\rightarrow \mu_c = 2(U+V) = 2(1.65+2.2) = 7.7 \text{ m.}$$

Q_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

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

$$Q_u = 121,5 < 0,045 \times 7,7 \times 0,20 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 1155 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc :

La dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

• **Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91/ A.5.2.2)**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

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

• **Au milieu de U sens (X-X) :**

$$V_u = \frac{Q_u}{(2V+U)} \quad \text{avec} \quad Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5.$$

Donc :

$$V_u = \frac{121,5}{2 \times 2,2 + 1,65} = 20,08 \text{ KN.m}$$

• **Au milieu de V sens (Y-Y) :**

$$V_u = \frac{Q_u}{3V} \Rightarrow V_u = \frac{121,5}{3 \times 2,2} = 18,41 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{18,41 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,102 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ Mpa}$$

D'où :

$$\tau_u = 0,102 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.5.6. Vérification à l'ELS :

III.5.6.1. Ferrailage à l'ELS :

Le calcul se fera à l'ELS en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur avec :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2}$$

A partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \times 18 \times 348}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M _s (KN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travée	x-x	15.82	0.034	0.983	2.57
	y-y	12.23	0.026	0.987	2.00
Aux appuis	x-x	-5.6	0.012	0.994	1.00
	y-y	-4.32	0.010	0.995	0.70

Tableau III.7.2 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures

⇒ Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

III.5.6.2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire (BAEL 91/ A.4.5.3) [02].

III.5.6.3. Etat limite de déformation :

Dans le cas d'une dalle appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont respectées (BAEL 91/ B.7.5) [02] :

$$\cdot \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 \cdot M_x} ; \quad \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} ; \quad \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16}$$

Avec :

h : hauteur de dalle est égale a cm.

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction.

M_x : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m].

d : La hauteur utile de la bande est égale a 18 cm.

b : La largeur de bande égale à 1[m].

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{20}{420} = 0,048 > \frac{M_x^t}{20 \cdot M_x} = \frac{0,85 \times 15.82}{20 \times 18.61} = 0.036 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$3) \frac{h}{l_x} = \frac{20}{420} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{La condition est non vérifiée}$$

D'où :

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4mm$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \times h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 5.65} = 10.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}$$

$$D'où : I_0 = \frac{100}{3} \left(10.44^3 + 9.68^3 \right) + 15 \times 5.65 (9.68 - 3)^2$$

$$I_0 = 71946.16 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0.02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0031} = 2.71$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0031 \times 348 + 2.1} \right\} = 0.573$$

$$I_{fi} = 29832.58 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{15.82 \times 10^6 \times 4200^2}{10 \times 32164.195 \times 29832.58 \times 10^4} = 2.9 \text{ mm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 8.4 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Après tous les calculs et toutes les vérifications effectuées, on adopte les sections d'armatures Suivantes :

- **En travées :**
 - 5HA12 (sens x-x), $S_t=20 \text{ cm}$
 - 5HA12 (sens y-y), $S_t=20 \text{ cm}$
- **Aux appuis**
 - 5HA12 (sens x-x), $S_t=20 \text{ cm}$
 - 5HA12 (sens y-y), $S_t=20 \text{ cm}$

III.6. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural en béton armé dont le rôle est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible. L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort latéral (Q) dû à la main courante qui engendre un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire.

III.6.1. Dimensionnement

Hauteur : $h=70\text{cm}$.

Epaisseur : $h_0=10\text{cm}$.

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

Surface totale : $S= 0.08275 \text{ cm}^2$.

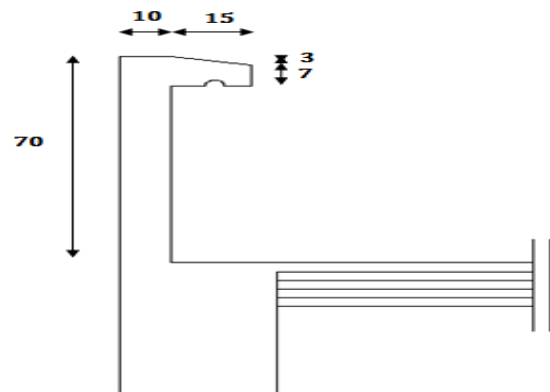


Figure III.6.1 : Coupe transversale d'un acrotère.

Chargement

Poids propre : $G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.08275 = 2.069 \text{ KN/ml}$.

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

III.6.2. Détermination des sollicitations

Effort normal dû au poids propre : $N=G \times 1 = 2.069 \text{ kN}$

Effort tranchant : $T=Q \times 1 = 1 \text{ kN}$

Moment de renversement : $M=P.h.1 = 1 \times 0.7 \times 1 = 0.7 \text{ kN.m}$

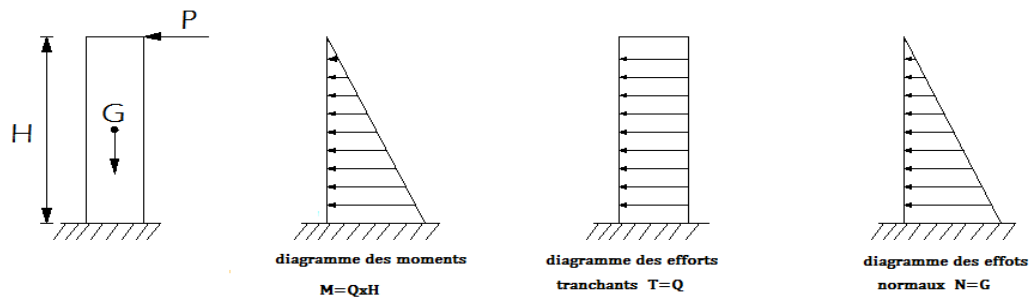


Figure III.6.2 Diagramme des efforts internes de l'acrotère.

Combinaison de charges

A l'ELU $q_u = 1.35G + 1.5Q$

- Effort normal dû à G : $N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.069 = 2.793 \text{ kN/ml}$;
- Effort tranchant : $T_u = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$;
- Moment de renversement dû à Q : $1.5M_Q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ kN.m}$.

A l'ELS $q_s = G + Q$.

- Effort normal dû à G : $N_u = G = 2.069 = 2.069 \text{ kN/ml}$;
- Effort tranchant : $T_u = T = 1 \text{ kN}$;
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = 0.7 = 0.7 \text{ kN.m}$.

III.6.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU)

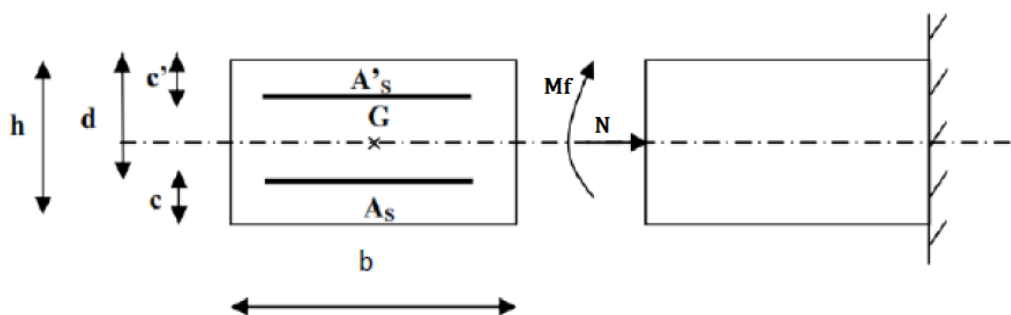


Figure III.6.3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$, $d = 8 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.

Soit : $\left\{ \begin{array}{l} c : \text{centre de pression.} \\ e : \text{excentricité.} \end{array} \right.$

A. Calcul de centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.793} = 0.376\text{m} = 37.6\text{cm.}$$

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

$$e = 37.6\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm.}$$

Donc le centre de pression c_p se trouve à l'extérieur de la section, et puisque N_u est un effort de compression, nous pouvons déduire que la **section est partiellement comprimée**.

Le principe de calcul est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

B. Calcul en flexion simple

Moment fictif (M_f)

$$M_f = N_u \times g.$$

g : distance entre le centre de pression C_p et le CDG des armatures inférieures.

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.376 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right) = 0.406\text{m.}$$

$$M_f = 2.793 \times 0.406 = 1.134\text{KN.m}$$

Moment réduit

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.134 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_l = 0.392$$

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

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.012$: $\beta = 0.994$

Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.134 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348} = 0.41\text{cm}^2$$

C. Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.41 - \frac{2.793 \times 10}{348} = 0.33\text{cm}^2$$

$$A_s = 0.33\text{cm}^2$$

$$A_{sc} = 0\text{cm}^2$$

III.6.4. Vérifications à l'ELU**III.6.4.1. Condition de non fragilité BAEI 91 modifier 99 (Art A.4.2 ,1)**

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{2.069} = 0.338m = 33.8cm$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{33.8 - 0.445 \times 8}{33.8 - 0.185 \times 8} \right] = 0.904cm^2$$

$$A_{min} = 0.904cm^2 > A_s = 0.41cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

III.6.4.2. Armatures principales :

La section d'armatures donnée par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$$A_s = A_{min} = 0.904 cm^2.$$

Soit : $A_{adopté} = 5HA10 = 3.93 cm^2/ml$. Avec un espacement $St = 20 cm$.

III.6.4.3. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.9825cm^2$$

Soit : $A_{adopté} = 4HA10 = 3.14cm^2/ml$. Avec un espacement $St = 20cm$.

III.6.4.4. Vérification au cisaillement BAEI 91 modifié 99 (Art A.5.1 ,211)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{25}{1}; 4MPa \right) = 2.5MPa \quad \text{et} \quad \tau_u = \frac{v_u}{bxd} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 8} = 0.019MPa.$$

$$\tau_u = 0.019MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.4.5. Vérification de l'adhérence des barres BAEI 91 modifié (Art A.6.1 ,3)

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad (\Psi_s = 1.5 \text{ H. A})$$

$$\text{et } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9d \sum U_i} \quad (\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7cm = 157mm)$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa. \quad \text{et} \quad \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 157} = 0.132MPa$$

$$\tau_{se} = 0.132MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.4.6. Ancrages des barres BAEL91 modifié 99 (Art 5.1.221)

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

$$l_s = 35\phi = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$$

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

$$l_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \phi \frac{f_e}{4(0.6f_{t28}\Psi^2)} = 1 \frac{400}{4(0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 35.2 \text{ cm}$$

$$l_s = 35.2 \text{ cm.}$$

Donc la longueur de scellement droite est prise égale à : $l_s = 30 \text{ cm}$.

III.6.4.7. Espacements des barres BAEL 91 modifié (Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées :

III.6.4.7.1. Armatures principales

$$St = 20 \text{ cm} = \min(2h; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.4.7.2. Armatures de répartition

$$St = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.4.8. Vérification de l'acrotère au séisme RPA 99, modifier 2003 (Art 4-42)

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

$$F_p = 4AC_pW_p$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage approprié

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément considéré.

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q.

$$A = 0, 15$$

$$C_p = 0, 8$$

$$W_p = 2.069 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.069 = 0.99$$

$$F_p = 0.99 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN /ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.6.5. Vérification des contraintes à l'ELS

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

III.6.5.1. Contraintes dans l'acier $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266.667; \max(200; 201.633)\} = 201.633 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 8} = 0.494 \quad \text{D'où } \beta_1 = 0.894 \text{ et } k_1 = 32.17$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10^6}{0.894 \times 80 \times 3.93 \times 10^2} = 24.90 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 24.90 \text{ Pa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.5.2. Contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{24.90}{32.17} = 0.774 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.774 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

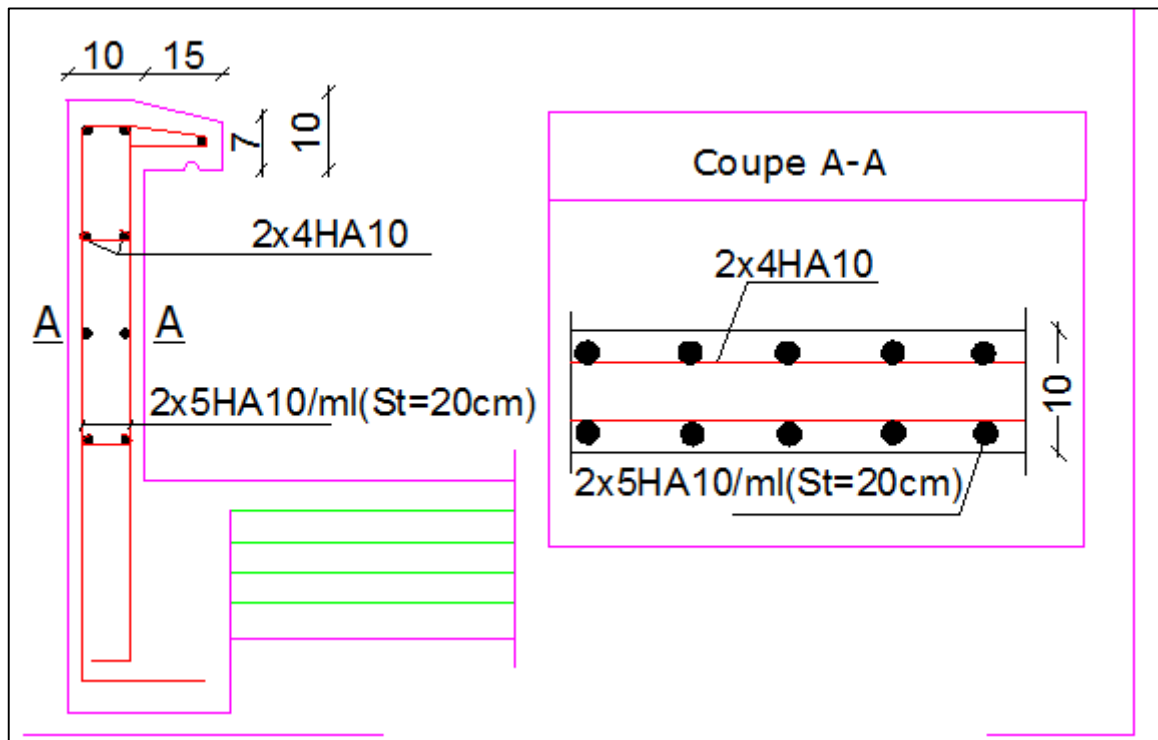


Figure III.6.4 : Schéma du ferraillage de l'acrotère.

IV.1. Introduction :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe et demande des méthodes de calcul très rigoureuses, c'est pourquoi on fait souvent appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de la MEF qui permettent d'approcher au mieux à des solutions réelles. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : **ETABS, ROBOT, SAP...**etc.

Pour notre étude nous avons opté pour **ETABS Version 9.7**.

IV.2. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les modes de vibration...etc.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations. En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

IV.3. Méthode de calcul :

Selon le **RPA 99** le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- Méthode statique équivalente.

IV.3.1. Méthode statique équivalente:

IV.3.1.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les autres conditions de hauteur les conditions complémentaires

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique sont satisfaites car le bâtiment est régulier en plan et en élévation et ($h = 24,94\text{m} < 65\text{m}$) en zone IIa.

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales choisies par le projecteur ; dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.4. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.

Introduction de la géométrie du modèle :

Choix des unités : c'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **kn.m**

Géométrie de base : on clique sur :

File → open new model → No → Custom Grid spacing → Edit Grid.

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☒ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction:

Number Lines in Y Direction:

Spacing in X Direction:

Spacing in Y Direction:

☐ Custom Grid Spacing

Story Dimensions

☒ Simple Story Data

Number of Stories:

Typical Story Height:

Bottom Story Height:

☐ Custom Story Data

Units

Add Structural Objects

Define Grid Data

Edit **Format**

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	3,55	Primary	Show	Top	
2	B	3,75	Primary	Show	Top	
3	C	4,5	Primary	Show	Top	
4	D	3,75	Primary	Show	Top	
5	E	3,55	Primary	Show	Top	
6	F	0	Primary	Show	Top	
7						
8						
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	2,5	Primary	Show	Left	
2	2	5	Primary	Show	Left	
3	3	5	Primary	Show	Left	
4	4	0	Primary	Show	Left	
5						
6						
7						
8						
9						
10						

Units

Display Grids as

☐ Ordinates ☒ Spacing

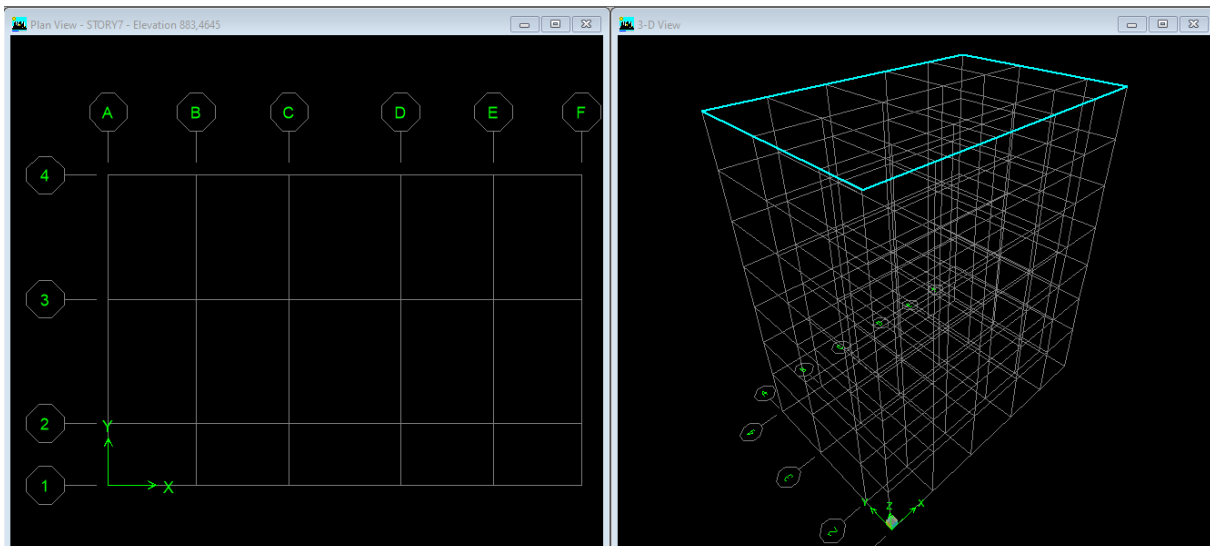
☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size:

Cette opération permet d'introduire:

- Le nombre de lignes suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Le nombre d'étages.
- Les longueurs des travées.



Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

Define → Material properties → CONC → Modify/Show Material.

Dans cette étape on définit les caractéristiques mécaniques du béton 25MPa.

Material Property Data

Material Name : B25		Display Color Color : 	
Type of Material ☒ Isotropic ☐ Orthotropic		Type of Design Design : Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	2,5	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000,
Weight per unit Volume	25,	Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000,
Modulus of Elasticity	32164200,	Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000,
Poisson's Ratio	0,	☐ Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	16082100,		
OK		Cancel	

Define → Material propreties → OTHER → Modify/Show Material.

Dans cette étape on définit les caractéristiques mécaniques du plancher à corps creux.

Material Property Data

Material Name : OTHER		Display Color Color : 	
Type of Material ☒ Isotropic ☐ Orthotropic		Type of Design Design : None	
Analysis Property Data		Design Property Data	
Mass per unit Volume	0,		
Weight per unit Volume	0,		
Modulus of Elasticity	1,999E+08		
Poisson's Ratio	0,3		
Coeff of Thermal Expansion	1,170E-05		
Shear Modulus	76884615,		
OK		Cancel	

Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments

On commence par les éléments barre qui sont : les poutres principales (PP) puis les secondaires(PS) ensuite poutre de chainage enfin poutre palière et ceci de la manière suivante :

Define → Frame section → Add rectangular → Reinforcement → Beam

Rectangular Section

The dialog box 'Rectangular Section' is shown with the following settings:

- Section Name:** PP
- Properties:** Section Properties...
- Property Modifiers:** Set Modifiers...
- Material:** B25
- Dimensions:**
 - Depth (t3): 0,45
 - Width (t2): 0,3
- Concrete:** Reinforcement...
- Display Color:** A magenta color swatch.
- OK** and **Cancel** buttons are at the bottom.

On the right, a grid shows a rectangular section with a blue L-shaped reinforcement symbol. The vertical leg is labeled '2' and the horizontal leg is labeled '3'.

Poutre principale 45X30

The dialog box 'Rectangular Section' is shown with the following settings:

- Section Name:** PS
- Properties:** Section Properties...
- Property Modifiers:** Set Modifiers...
- Material:** B25
- Dimensions:**
 - Depth (t3): 0,4
 - Width (t2): 0,3
- Concrete:** Reinforcement...
- Display Color:** A yellow color swatch.
- OK** and **Cancel** buttons are at the bottom.

On the right, a grid shows a rectangular section with a blue L-shaped reinforcement symbol. The vertical leg is labeled '2' and the horizontal leg is labeled '3'.

Poutre secondaire 40X30

Après avoir terminé la définition des poutres, on procède de la même manière pour les poteaux. Sauf qu'on doit cliquer sur Reinforcement puis choisir column.

Rectangular Section

Section Name POTRDC/2

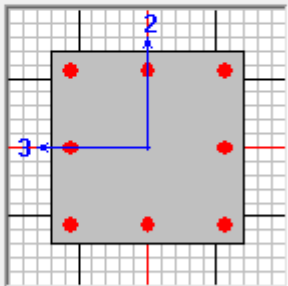
Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: B25

Dimensions:
 Depth (t3) 0,45
 Width (t2) 0,45

Concrete: Reinforcement...

Display Color 

OK Cancel



Poteaux du RDC jusqu'à ET2.

Rectangular Section

Section Name POT3/4

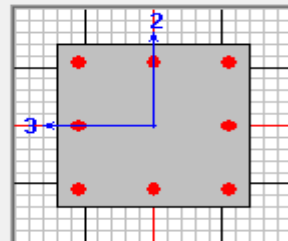
Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: B25

Dimensions:
 Depth (t3) 0,4
 Width (t2) 0,4

Concrete: Reinforcement...

Display Color 

OK Cancel



Poteaux ET3 jusqu'à ET4.

Rectangular Section

Section Name POT5/6

Properties Section Properties... **Property Modifiers** Set Modifiers... **Material** B25

Dimensions
 Depth (t3) 0,35
 Width (t2) 0,35

Concrete Reinforcement...

Display Color

OK Cancel

Poteaux ET5 jusqu'à ET6.

Pour définir les éléments surfaciques, la procédure est la suivante :

Plancher , Balcon, Paliers et volées :

Define → Wall/Slab/Deck section → Add Slab.

Wall/Slab Section

Section Name PCC

Material OTHER

Thickness
 Membrane 0,2
 Bending 0,2

Type
☐ Shell ☒ Membrane ☐ Plate
☐ Thick Plate

Load Distribution
☒ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color

OK Cancel

Wall/Slab Section

Section Name BALCON

Material B25

Thickness
 Membrane 0,15
 Bending 0,15

Type
☐ Shell ☐ Membrane ☒ Plate
☐ Thick Plate

Load Distribution
☐ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color

OK Cancel

Plancher corps creux

Wall/Slab Section

Section Name PALIER20

Material B25

Thickness

Membrane 0,2

Bending 0,2

Type

☐ Shell ☐ Membrane ☒ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... **Display Color** ■

OK **Cancel**

Paliers**Balcon en dalle pleine**

Wall/Slab Section

Section Name VOLEE20

Material B25

Thickness

Membrane 0,2

Bending 0,2

Type

☒ Shell ☐ Membrane ☐ Plate

☒ Thick Plate

Load Distribution

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... **Display Color** ■

OK **Cancel**

Volées**Voiles:**

Define → Wall/Slab/Deck section → Add Wall.

Wall/Slab Section

Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

Pour les poteaux :

On clique sur l'icône 

Une fenêtre s'affiche (**properties of object**) on clique sur None puis on choisit le type de l'élément

Pour exemple : (POTRDC/ET2) puis on valide.

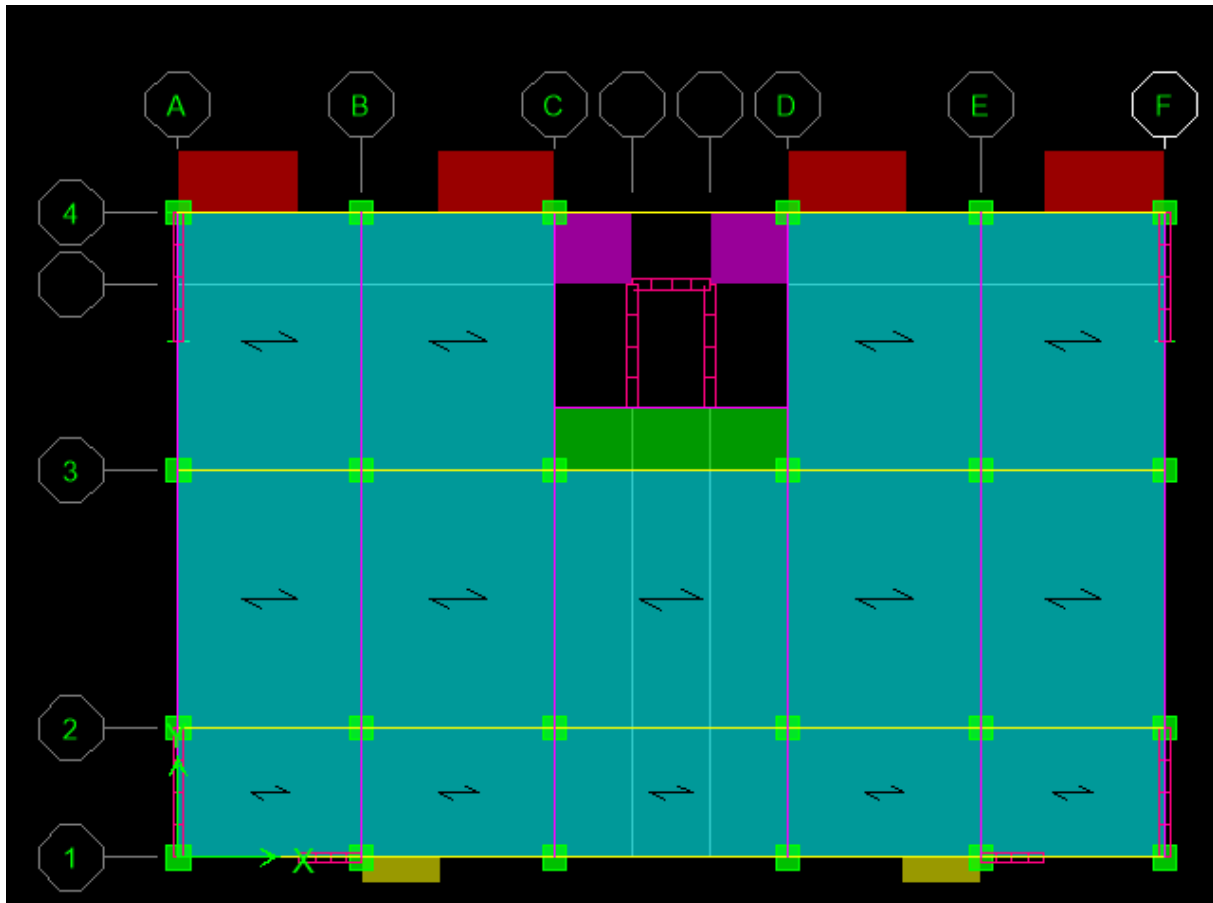
Pour les Poutres :

De la même manière que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton 

Pour les voiles :

On clique sur l'icône  puis sélectionner (VOILE)

Après avoir défini les différents éléments de la structure on entame le dessin, ce qui nous donne la structure suivante :



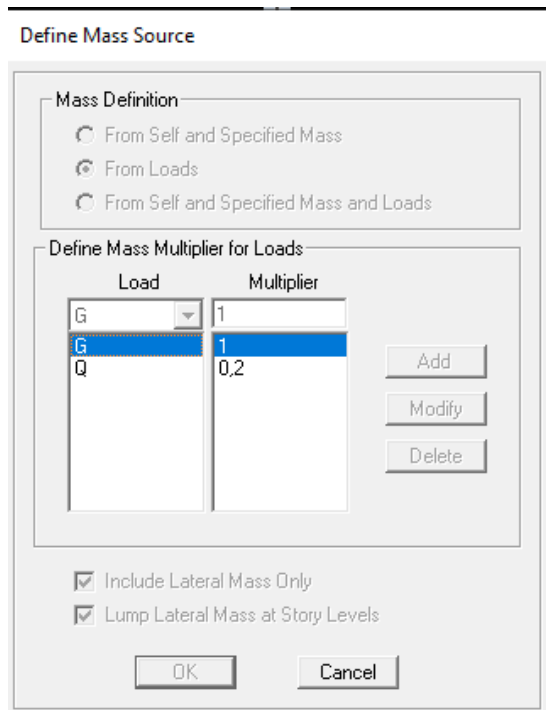
Une fois on aura terminé le dessin de la structure, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton  La fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

Masse source :

Define → Masse source → From loads.



Define Mass Source

Mass Definition

- ☐ From Self and Specified Mass
- ☒ From Loads
- ☐ From Self and Specified Mass and Loads

Define Mass Multiplier for Loads

Load	Multiplier
G	1
G	1
Q	0.2

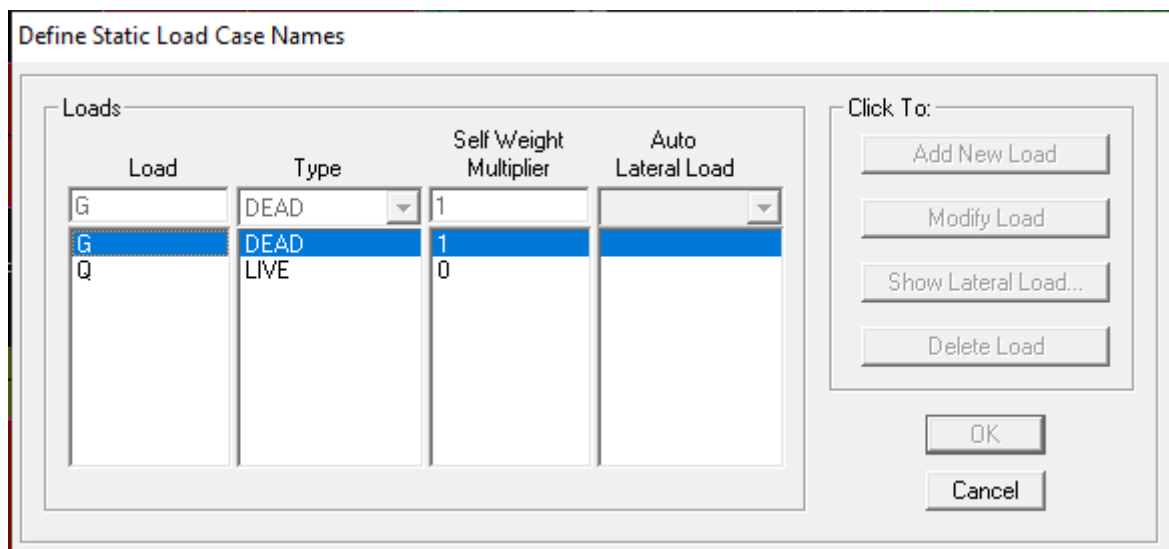
Add
Modify
Delete

☒ Include Lateral Mass Only
☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Définitions des charges statiques G et Q :

Define → static loads cases.



Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

Click To:

Add New Load
Modify Load
Show Lateral Load...
Delete Load

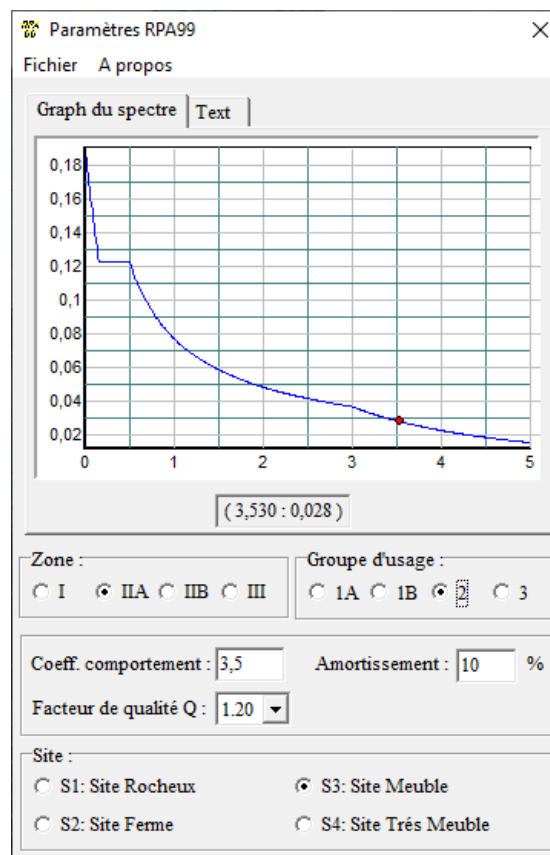
OK
Cancel

Définitions des charges sismiques :

Pour introduire les charges dynamiques dans la structure on doit premièrement définir le spectre de réponse puis l'introduire dans le logiciel et enfin on peut définir les efforts horizontaux E_x et E_y à partir du spectre.

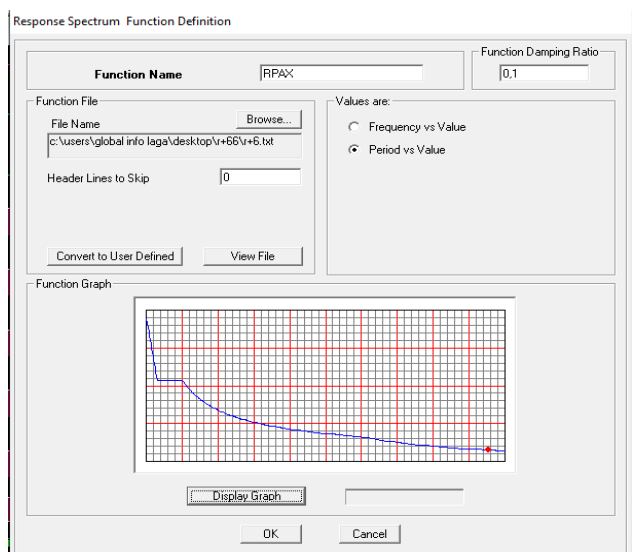
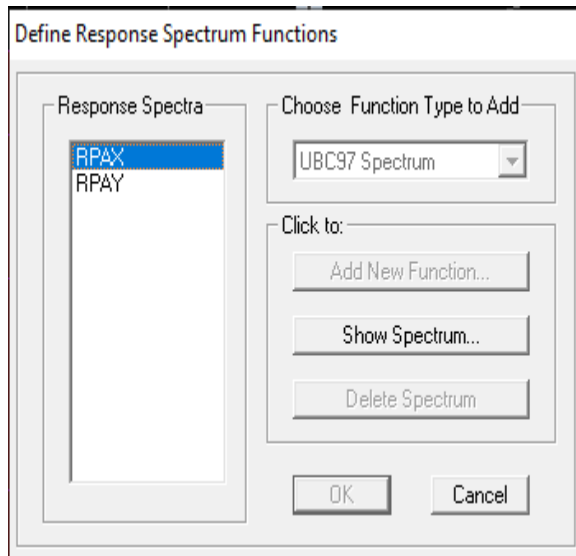
Pour déterminer le spectre de réponse on utilisera une application externe indépendante du logiciel ETABS,

Celle-là nous permet d'établir ce spectre sous forme de graphe ou de fichier txt en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site de l'implantation). Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Txt pour être ensuite importé vers l'ETABS.



L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait comme suivant :

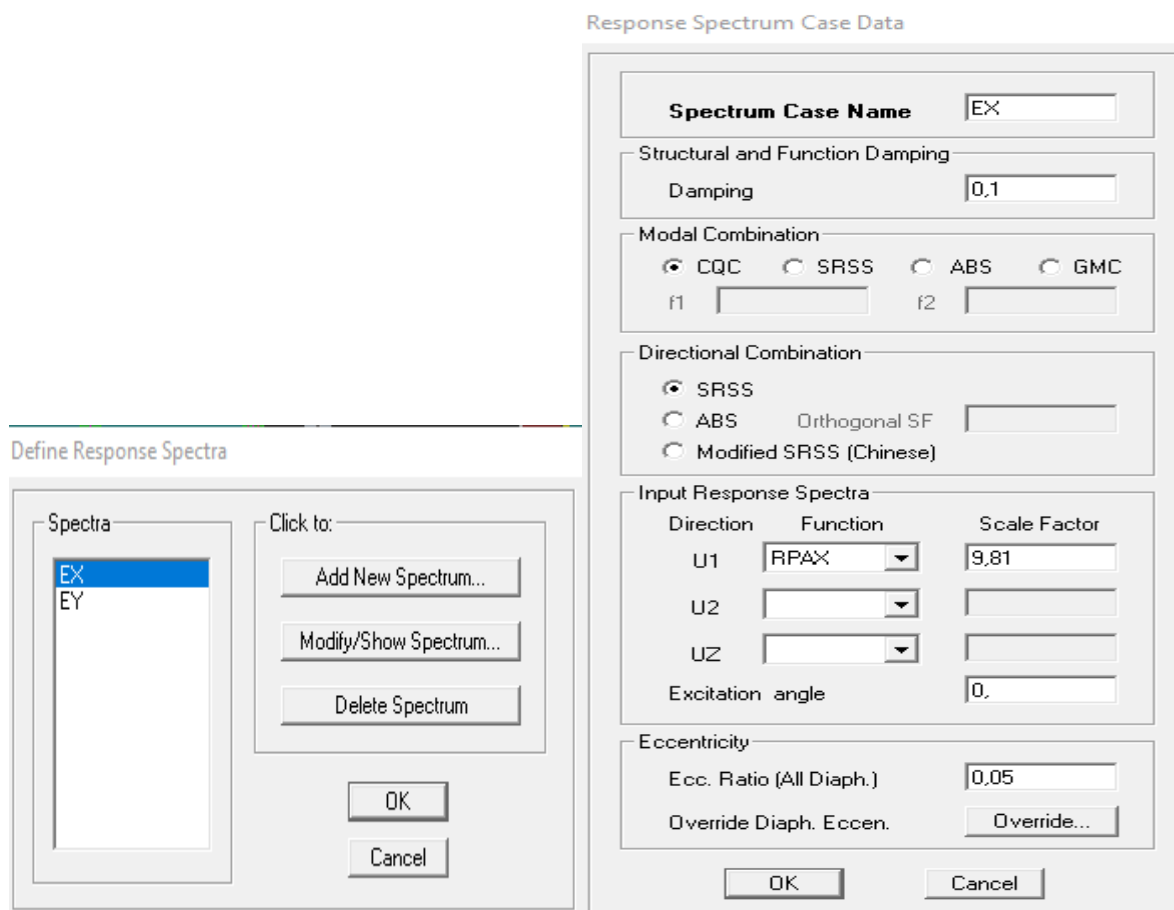
« Define _Response Spectrum Functions » tel que les étapes à suivre sont les suivantes : spectrum from file ensuite add new function.



Définition des charges Ex et Ey:

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie). L'introduction de ces composantes se fait comme suit « Define _ Response Spectrum Cases »

« Response Spectrum Cases → Add new spectrum. »



Introduction des combinaisons d'actions :**Combinaisons aux états limites :**

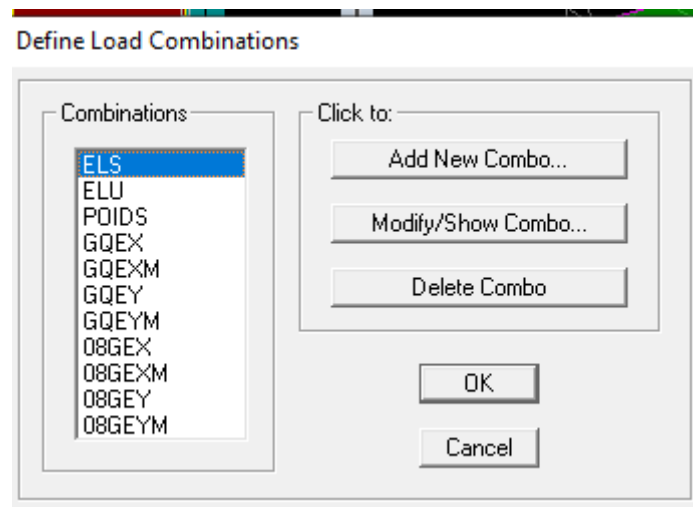
ELU : $1.35G + 1.5Q$ ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelle du RPA :

GQE : $G+Q\pm E$ et 08GE : $0.8G\pm E$

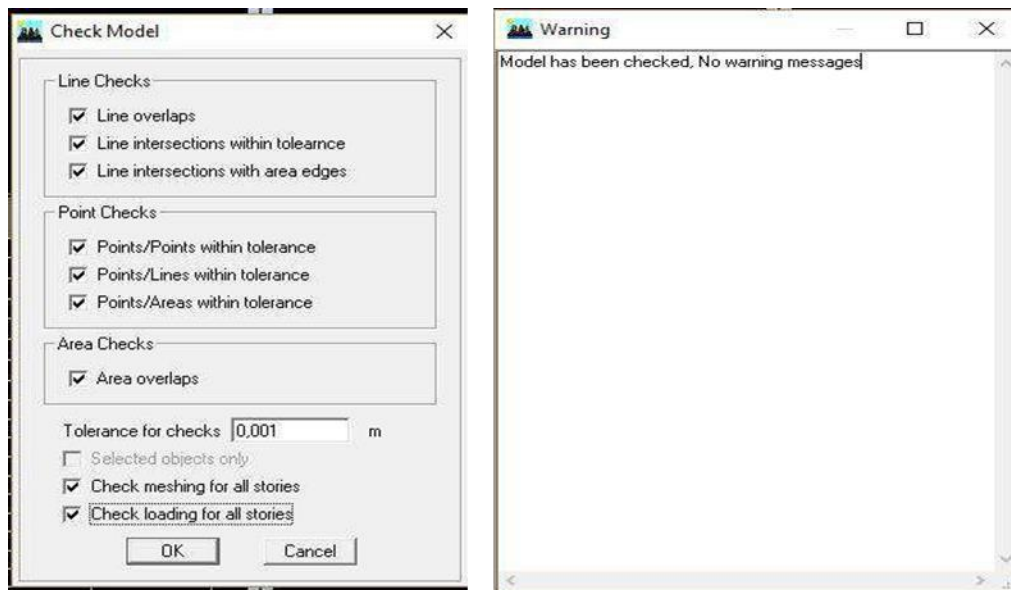
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → Load Combinations → Add New Combo.

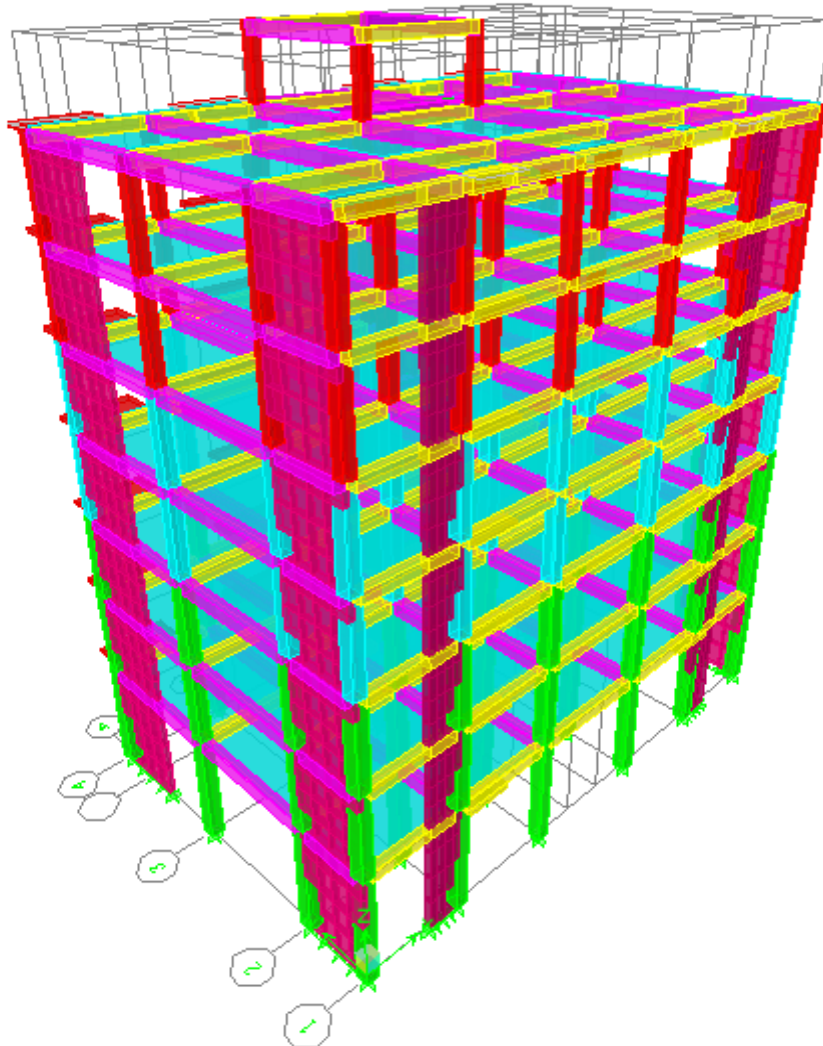
**Chargement des éléments:**

- On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient on cliquant sur : Assign → Areas loads → Uniform 
- On sélectionne les poutres secondaire ensuite on les affecte le chargement qui lui revient en cliquant sur : Assign → frame/lineloads → distributed 

Enfin, avant de lancer l'analyse on doit vérifier que notre structure ne contient pas de problème avec l'option analyze ensuite check modal.



Après avoir effectué la vérification on peut lancer l'analyse en cliquant sur la touche F5.



Vue en 3D de la structure sur logiciel ETABS.

V.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions , ainsi que de grandes pertes de vies humaines , pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires a la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections .

V.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

V.3. Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003 :**V.3.1. Justification du système de contreventement :**

Notre objectif est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de **R** à considérer.

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3 de RPA99 /version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans **l'article 3.4 du RPA99 /version 2003**.

Pour avoir le pourcentage de l'effort vertical revenant au système portique voile, la méthode consiste à :

- 1-Sélectionner tous les nœuds de base
- 2-Display - Show table → on sélectionne la combinaison poids.
- 3- Analysisresults → réaction – on calcule la $\sum$ de $F_z = 100\%$

Pour avoir le pourcentage de l'effort revenant aux voiles :

- 1-Sélectionner juste les nœuds de base des voiles.
- 2-Display → Show table → on sélectionne la combinaison poids.
- 3- Analysisresults réaction – on calcule la $\sum$ de $F_z = X\%$

$$\sum \text{de } F_z(\text{total}) = 21034.82 \text{ KN} = 100\%$$

$$\sum \text{de } F_z(\text{voile}) = 8261.06 \text{ KN} = X\%$$

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{8261.06 \times 100}{21034.82} = 39.27\%$$

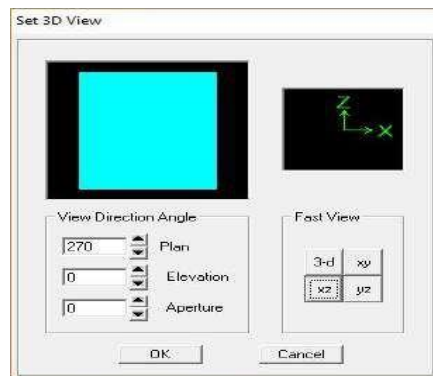
Donc : Effort repris par les voiles = 39.27%

Effort repris par les portiques = 60.73%

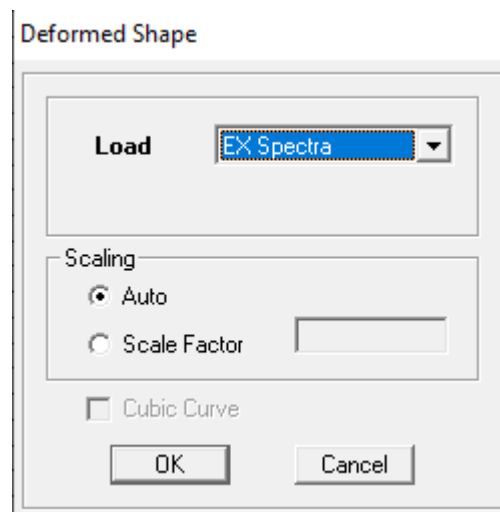
Pour avoir le pourcentage de l'effort horizontal revenant au système portique voile, la méthode consiste à :

Sens x-x-

View → set 3D view → une fenêtre apparaît on sélectionne xz on met 0 pour aperture.



Ensuite : display → show deformed shape → on sélectionne la combinaison Ex.



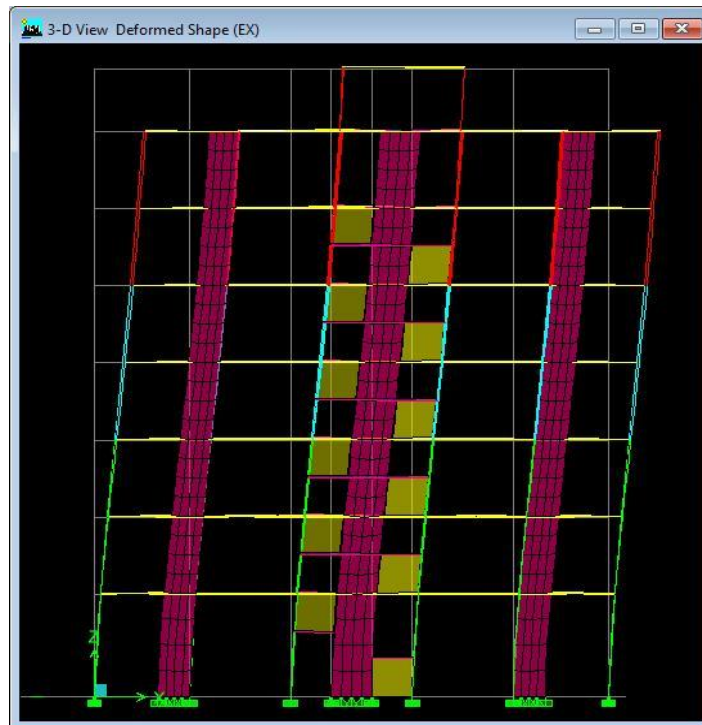


Figure V.1 : Déformation de la structure en élévation.

Ensuite : draw → draw section cut → on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit, et on obtient cette fenêtre accompagnée juste à côté.

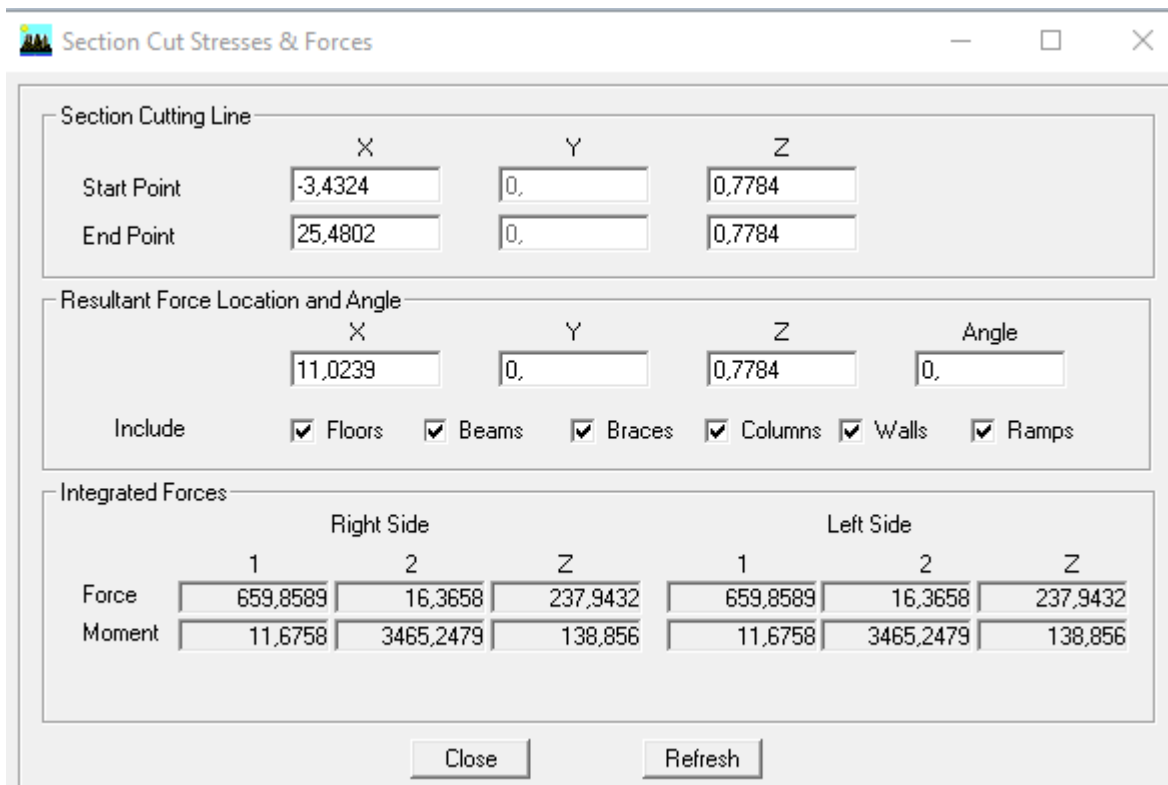


Figure V.2 : Effort horizontal à la base selon le sens x-x.

Pour avoir les efforts repris par les voiles, on décoche toutes les cases à part la case Walls et on clique sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	-3,4324	0,	0,7784
End Point	25,4802	0,	0,7784

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,0239	0,	0,7784	0,

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	470,1687	0,6282	11,7265
Moment	0,	0,	0,	0,903	10208,6967	3,5436

Close Refresh

Figure V.3 : Effort horizontal repris par les voiles selon le sens x-x.

On a :

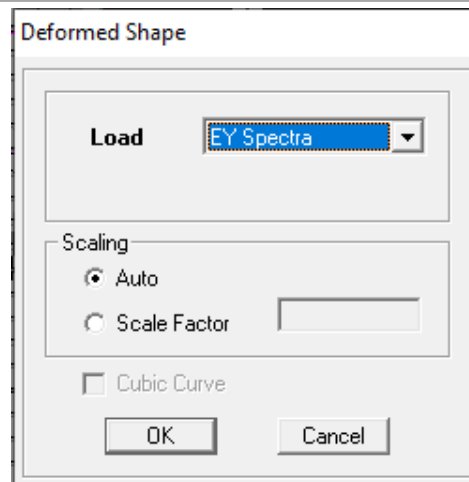
659,86 => 100%

470,17 => X%

$$X = \frac{470,17 \times 100}{659,86} = 71,25\%$$

- Effort repris par les voiles=71,25%.
- Effort repris par les portiques=28,75%.

Sens Y-Y :



Display → show deformed shape → on sélectionne la combinaison Ey.

Ensuite : draw → draw section cut → on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit, et on obtient cette fenêtre accompagnée juste à côté.

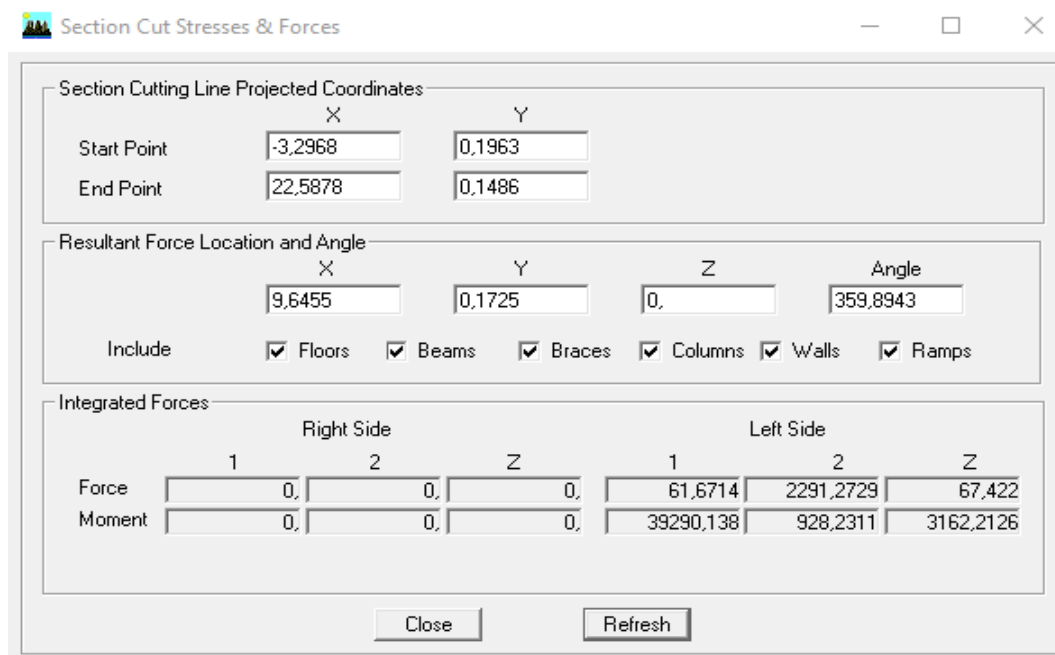


Figure V.4 : Effort horizontal à la base selon le sens y-y.

Pour avoir les efforts repris par les voiles, on décoche toutes les cases à part la case Walls et on clique sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 2 ainsi :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,2968	0,1963
End Point	22,5878	0,1486

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9,6455	0,1725	0,	359,8943

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	58,7227	2011,6607	1201,5412
Moment	0,	0,	0,	2305,7742	1812,6436	2540,7107

Close Refresh

Figure V.5 : Effort horizontal repris par les voiles selon le sens y-y.

On a :

2291.27 => 100%

2011.66 => X%

$$X = \frac{2011.66 \times 100}{2291.27} = 87.8 \%$$

- Effort repris par les voiles=87.8%
- Effort repris par les portiques= 12.2%

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales donc on a une structure à des voiles porteurs **R=3.5**

Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

Définition : Est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

Le site : d'après le rapport de sol de notre structure, on constate que le site meuble S3. (Article 3.3.1 de RPA).

La zone : zone IIa à TIZI-OUZOU moyenne sismicité.

Le groupe d'usage : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).

Amortissement : $\xi(\%) = 10 \%$. (Tableau 4.2 de RPA).

Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement
- Redondance en plan
- Régularité en plan
- Régularité en élévation
- Contrôle de la qualité des matériaux
- Contrôle de la qualité de l'exécution

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ RPA modifiée 2003 (Formule 4.4).}$$

Tableau V.1.Critère Q.

Critère	Q	Observer	Non observer
Conditions minimales sur les files de contreventement			0,05
Redondance en plan		0	
Régularité en plan		0	
Régularité en élévation		0	
Contrôle de la qualité des matériaux			0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution			0,10
Somme			$\Sigma=0,2$

Q = 1,2

Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumés dans le tableau
Suivant :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
La Zone	IIa	ANNEXE1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Coefficient de comportement R	3,5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1,2	Tableau 4.2.3
Amortissement	10%	Tableau 4.2
Le site	S3	Tableau 3.2

V.3.2. La réponse de la structure et le Pourcentage de participation de la masse modale :

V.3.2.1.Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display→show tables→Analysis Results→Modal Information→Building Modal Information

Select cases/combo → OK

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios							
	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
	1	0,725148	77,9390	0,0434	77,9390	0,0434	0,0350
	2	0,548051	0,0217	71,7092	77,9607	71,7526	0,0029
▶	3	0,472702	0,0035	0,0007	77,9642	71,7533	72,1742
	4	0,224436	14,0173	0,0001	91,9815	71,7534	0,0100
	5	0,141577	0,0078	16,1324	91,9893	87,8858	0,0020
	6	0,128593	1,5260	0,0391	93,5154	87,9249	4,7925
	7	0,119242	1,6638	0,0060	95,1791	87,9309	8,9144
	8	0,111230	0,5668	0,7771	95,7459	88,7080	0,2114
	9	0,110521	0,5117	1,5863	96,2577	90,2943	0,5104
	10	0,108064	0,5900	0,0483	96,8477	90,3426	3,4555
	11	0,099153	0,0006	0,0003	96,8482	90,3429	0,0203
	12	0,079745	1,7177	0,0001	98,5659	90,3430	0,0057
	13	0,060216	0,0968	4,8860	98,6627	95,2290	0,0006
	14	0,059262	0,7169	1,0855	99,3796	96,3145	0,0198
	15	0,051517	0,0004	0,0006	99,3800	96,3151	6,2247
	16	0,046087	0,2932	0,0032	99,6732	96,3183	0,0049
	17	0,038236	0,1204	0,0028	99,7936	96,3211	0,0000
	18	0,036595	0,0000	2,3134	99,7936	98,6345	0,0002
	19	0,031814	0,0049	0,0006	99,7985	98,6352	0,0151
	20	0,030338	0,0000	0,0012	99,7985	98,6364	2,4048
	21	0,026420	0,0304	0,0346	99,8289	98,6709	0,0010

- Tableau V.2. Période et nombre de mode à considérer.

La période ETABS Tetabs=0,72s .

V.3.2.2. Pourcentage de masse participante :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée.

(RPA99/ V2003, article 4.3.4).

D'après le tableau, Le pourcentage de la participation massique a atteint les 90% dans Le **mode 4**.

-Vérification des modes de vibration :

Tableau V.3. Vérification de vibration des modes.

Mode	Période	UX	UY	RZ
1	0.725148	77.9390	0,0434	0,0350
2	0,548051	0,0217	71.7092	0,0029

3	0,472702	0,0035	0,0007	72.1742
---	----------	--------	--------	---------

- Le premier mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **77.9390%**.
- Le deuxième mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **71.7092%**.
- Le troisième mode de vibration est une **torsion**.

V.3.3. Effort tranchants à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0.8 V/V_t$

(RPA99modifiée2003, article.4.3.6).

Il faut vérifier que : $V_t < 0.80 V$.

V_t : l'effort tranchant à la base calculée par logiciel ETABS.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

RPA modifiée 2003 (Formule 4.1).

Définition des coefficients selon RPA modifiée 2003 (article 4.2.3) :

A : coefficient d'accélération donne par le **tableau 4.1** de RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

Tableau V.4.coefficient d'accélération

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

V.3.3.1. Calcul de la période fondamentale (T)

Peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$N.(h_N = 24.94m)$

C_T : coefficient, en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6(RPA99/ V2003, article 4.2.4).**

$$T = 0,05 \times (24.94)^{3/4} = 0.55s.$$

Dans les cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

$$T_x = 0,09 h_N / \sqrt{L_x} \quad L_x = 19.1 \text{ m} \quad \text{Donc} \quad T_x = 0.51 \text{ s.}$$

$$T_y = 0,09 h_N / \sqrt{L_y} \quad L_y = 13.7 \text{ m} \quad \text{Donc} \quad T_y = 0.60s.$$

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(C_T h_N^{\frac{3}{4}}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right) = 0.51s$$

Facteur d'amplification dynamique moyen "D" :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \left[\frac{3,0}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \quad 0s \end{cases}$$

Formule (4.2) de l'RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.2.3).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{Formule (4-3) RPA99 modifiée 2003}$$

Avec : $\xi = 10\%$

$\eta = 0.76 \geq 0.7$ **Condition vérifiée.**

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 de RPA** $T_2(S3) = 0,5 \text{ S}$

T : L'article 4.2.4 du RPA postule que : les valeurs de T, calculées à partir des formules de RAYLEIGU ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0.51 = 0.66 < T_{\text{etabs}} = 0.72s$$

Donc $T = 0,66 \text{ s}$

Nous avons : $T_2 \leq T \leq 3,0s$ donc : $2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow D = 1.58$

Calcul du poids total de la structure (W)

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant à la charge permanente ;

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant à la charge d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge

d'exploitation et donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Dans notre cas et pour un bâtiment à usage habitation : $\beta=0,20$.

Le poids total de la structure est tiré du logiciel : $W_T = 21034.82 \text{ KN}$

Résumé des résultats de calcul obtenus :

Tableau V.5. Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et W_T

Paramètres	Résultats
A	0.15
D	1.58
Q	1.20
W	21034.82
R	3.5

$$V = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1,2}{3.5} \times (21034.82) = 1709.23 \text{ KN.}$$

$$0,8V=1367.38\text{KN}$$

Efforts tranchants dynamiques à la base v_{dx} & v_{dy} :

Tirés du logiciel ETABS.

$V_{dx} [t] = 2088,32 \text{ KN} > 0.8 V_{stat}$ **Condition vérifiée.**

$V_{dy} [t] = 2346,10 \text{ KN} > 0.8 V_{stat}$ **Condition vérifiée.**

V.3.4. Déplacement inter étage :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{Formule (4.43) de l'RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.42).}$$

Avec :

δ_k : déplacement dû aux forces sismique. Fi (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Formule (4.20) de l'RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.42).}$$

Tableau V.6. Vérification des déplacements dans le sens longitudinal.

Niveaux	$\delta_{ekx}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$\bar{\Delta}_k=1\% h_e$	Observation
TERRASSE	0.0225	3,5	0.07875	0.00875	0,0306	Condition vérifiée
ET5	0.0200	3,5	0.07	0,01085	0,0306	Condition vérifiée
ET4	0.0169	3,5	0.05915	0,0119	0,0306	Condition vérifiée
ET3	0.0135	3,5	0.04725	0,01295	0,0306	Condition vérifiée
ET2	0.0098	3,5	0.0343	0,01295	0,0306	Condition vérifiée
ET1	0,0061	3,5	0.02135	0,01155	0,0306	Condition vérifiée
RDC	0,0028	3,5	0.0098	0,0098	0,0408	Condition vérifiée

Tableau V.7. Vérification des déplacements dans le sens transversal.

Niveaux	$\delta_{ekx}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$\bar{\Delta}_k=1\% h_e$	Observation
TERRASSE	0.016	3,5	0.056	0,0091	0,0306	Condition vérifiée
ET5	0.0134	3,5	0.0469	0,00945	0,0306	Condition vérifiée
ET4	0.0107	3,5	0,03745	0,00945	0,0306	Condition vérifiée
ET3	0.008	3,5	0,028	0,0091	0,0306	Condition vérifiée
ET2	0.0054	3,5	0,0189	0,00805	0,0306	Condition vérifiée
ET1	0.0031	3,5	0,01085	0,00665	0,0306	Condition vérifiée
RDC	0.0012	3,5	0.0042	0,0042	0,0408	Condition vérifiée

Conclusion :

Tous les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas le 1% de la hauteur de ces derniers pour les deux sens.

Vérifications du déplacement maximal de la structure :

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donné par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible:

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500}$$

(BAEL91, article B.6.5.3).

$$f_{adm} = \frac{24.94}{500} = 0,05$$

Le déplacement maximal de la structure donnée par ETABS :

- Sens longitudinal (x-x) :

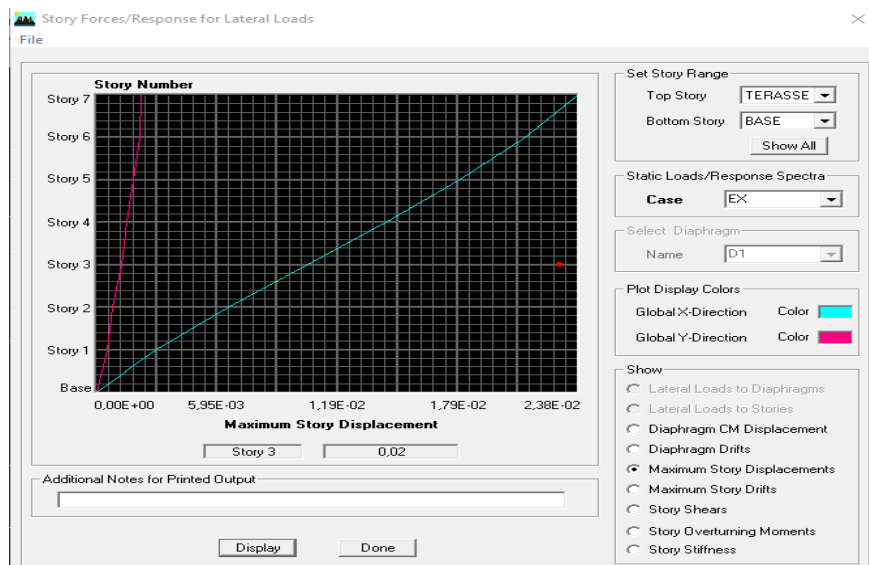


Figure V.6 : Déplacement relatif dans le sens longitudinal.

- Sens transversal (y-y) :

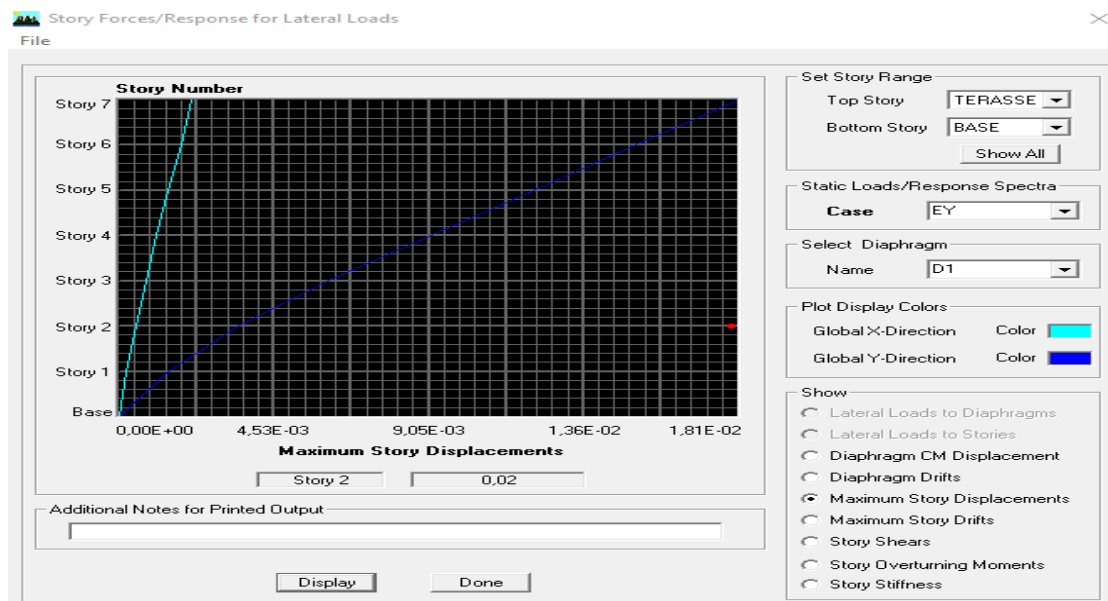


Figure V.7: déplacement relatif dans le sens transversal.

Sens transversal : $\delta_{\max(x-x)} = 0.02m \leq f = 0,05m$

Sens longitudinal : $\delta_{\max(y-y)} = 0.02m \leq f = 0,05m$

V.3.5. Vérification de l'effet $P - \Delta$ RPA99 modifiée 2003 (l'Art.5.9)

D'après le RPA Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \quad \text{Formule (5.9) de l'RPA99 modifiée 2003 (l'Art 5.9).}$$

Avec :

P_K : poids de chaque niveau «k» calculés suivant la formule ci-après :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta w_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Sens longitudinal (x-x):

Story	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ_{kX}	Observation
TERRASSE	3498.66	0.00875	617.28	3,06	0,016207131	Condition vérifiée
ET5	6282.71	0,01085	1018.26	3,06	0,021877447	Condition vérifiée
ET4	9135.62	0,0119	1345.18	3,06	0,026410897	Condition vérifiée
ET3	11988.53	0,01295	1614.52	3,06	0,031424678	Condition vérifiée
ET2	14919.47	0,01295	1829.62	3,06	0,034509672	Condition vérifiée
ET1	17850.41	0,01155	1989.35	3,06	0,033868624	Condition vérifiée
RDC	21034.82	0,0098	2088.32	4.08	0,024193999	Condition vérifiée

Tableau V.8.Vérification de l'effet P- Δ sens x-x

- Sens transversal (y-y) :

Tableau V.9.Vérification de l'effet P- Δ sens y-y.

Story	Pk	Δ_k	Vk	hk	$\theta_k X$	Observation
TERRASSE	3498.66	0,0091	763.95	3,06	0,013636319	Condition vérifiée
ET5	6282.71	0,00945	1220.58	3,06	0,01589612	Condition vérifiée
ET4	9135.62	0,00945	1589.29	3,06	0,017751916	Condition vérifiée
ET3	11988.53	0,0091	1881.72	3,06	0,018946583	Condition vérifiée
ET2	14919.47	0,00805	2101.35	3,06	0,01867796	Condition vérifiée
ET1	17850.41	0,00665	2252.97	3,06	0,00172184	Condition vérifiée
RDC	21034.82	0,0042	2346.10	4.08	0,009229568	Condition vérifiée

La structure est vérifiée vis-à-vis de l'effet P-Delta alors ce dernier peut être négligé.

V.3.6. Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99/version 2003(Article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse bidimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : **CM** : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit avoir : **CM-CR** $\leq 5\%$ L_x

CM-CR $\leq 5\%$ L_y

Tableau V.10 : Récapitulatif de l'excentricité de la structure.

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Xccm-XCR	Yccm-YCR	0,05Lx	0,05Ly	observation
RDC	9.549	5.973	9.397	6.745	0.152	-0.772	0.955	0.685	Condition vérifiée
ET1	9.550	5.989	9.413	7.252	0.137	-1.263	0.955	0.685	Condition vérifiée
ET2	9.550	5.995	9.454	7.167	0.096	-1.172	0.955	0.685	Condition vérifiée
ET3	9.550	5.999	9.484	6.980	0.066	-0.981	0.955	0.685	Condition vérifiée
ET4	9.550	6.005	9.505	6.792	0.045	-0.787	0.955	0.685	Condition vérifiée
ET5	9.550	5.966	9.527	6.616	0.023	-0.65	0.955	0.685	Condition vérifiée
TERRASSE	9.550	6.390	9.565	6.443	-0.015	-0.053	0.955	0.685	Condition vérifiée

V.3.7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Effort normal réduit (L'effort normal de compression de calcul) est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

B_c : La section du poteau.

N_d : Effort normal max dans les poteaux sous : **(0.8G±E et G + Q)**

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Sélectionner les poteaux du RDC puis : Display → Show Tables → Select Cases/Combos → **(0.8G ± E et G+Q)** + OK

→ Frame Output → Frame Forces → Tables: Column Forces.

On a:

$$N_d = 1105.93 \text{ KN}$$

D'où:

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1105.93 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.21 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.1. Introduction :

On désigne sous le nom des éléments structuraux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants (Les portiques « poteaux – poutres », et les voiles), accompagnés de leurs schémas de ferrailage.

VI.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers les fondations, Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (longitudinal et transversal) donc le calcul de ferrailage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiés à l'ELS.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots ELU$$

$$G + Q \dots\dots\dots ELS$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

$$0,8 G \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$

Caractéristiques mécaniques des matériaux :**Recommandations et exigences du RPA :****Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone IIa
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4 \% \times b \times h$ en zone IIa
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6 \% \times b \times h$ en zone IIa

Tableau VI.1. Armatures longitudinales des poteaux exigées par le RPA

Sections des poteaux cm^2	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0,8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
45X45	16.2	81	121.5
40X40	12.8	64	96
35X35	9.8	49	73.50

- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de: $40 \varnothing$ en zone IIa
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone II
 - ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

VI.2.1. Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier les deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement comprimée (SEC),

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de :

$$e = M/N.$$

1) Section partiellement comprimée (SPC) :

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu},$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right),$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression}, \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s},$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction}.$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

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

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_i \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2) Section entièrement comprimée (SEC) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d - c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} \quad ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

3) Section entièrement tendue (SET) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d - c') \times \sigma_{sc}}; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

➤ Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont

extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le

tableau suivant :

Tableau VI .2. Sollicitations de calcul à l'ELU

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN,m)	
RDC ⇒ 2 ^{ème}	45x 45	N_{max}	-1711.2	M_{corr}	-4.692
		N_{min}	-130.77	M_{corr}	-8.004
		N_{cor}	-960.01	M_{max}	48.349
3 ^{ème} ⇒ 4 ^{ème}	40 x 40	N_{max}	-991.7	M_{corr}	5.114
		N_{min}	-52.64	M_{corr}	-7.565
		N_{cor}	-526.31	M_{max}	-51.184
5 ^{ème} ⇒ 6 ^{ème}	35 x35	N_{max}	-504	M_{corr}	8.717
		N_{min}	0.69	M_{corr}	-26.263
		N_{cor}	-188.97	M_{max}	-47.985

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN,m)		Situati on	Nature	A_{inf} cm ²	A_{sup} cm ²	A_{min} cm ²	Ferrailage	A_{ad} cm ²
RDC $\Rightarrow$ 2 ^{ème}	45x545	N_{max}	-1711.2	M_{corr}	- 4.692	ELU	SEC	0	0	16.2	8HA20	25.13
		N_{min}	-130.77	M_{corr}	- 8.004	0,8G+ Ex	SEC	0	0			
		N_{cor}	-960.01	M_{max}	48.3 49	ELU	SEC	0	0			
3 ^{ème} $\Rightarrow$ 4 ^{ème}	40 x 40	N_{max}	-991.7	M_{corr}	5.11 4	ELU	SEC	0	0	12.8	8HA16	16.08
		N_{min}	-52.64	M_{corr}	- 7.565	0,8G+EX	SEC	0	0			
		N_{cor}	-526.31	M_{max}	- 51.184	ELU	SEC	0	0			
5 ^{ème} $\Rightarrow$ 6 ^{ème}	35 x 35	N_{max}	-504	M_{corr}	8.71 7	ELU	SEC	0	0	9.8	8HA14	12.32
		N_{min}	0.69	M_{corr}	- 26.263	ELU	SPC	2.46	0			
		N_{cor}	-188.97	M_{max}	- 47.985	ELU	SEC	0	0			

Tableau VI.3. Calcul de ferrailage des poteaux à l'ELU.

VI.2.2. Vérifications à l'ELU :

Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6.67mm \quad \text{soit } \phi_t = 10mm$$

Avec :

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi = 10\text{mm}$.
Soit $A_t = 2,01\text{cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A.8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

« a » c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 21\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{min}\} = 15 \times 1.4 = 21\text{cm}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

En zone nodale (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1.6\} = 15\text{cm}$$

$$S_t \leq 15\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ → Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$ (BAEL 91 Art: B.8.4.1)

l_f : Longueur de flambement du poteau $l_f = 0,7L_0$

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie,}$$

$S = a \times b$ = Section transversale du poteau,

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

-Poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage (45×45) cm², $L_0 = 3,06$ m $\Rightarrow \lambda = 16.49 < 35$

-Poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage (45×45) cm², $L_0 = 4.08$ m $\Rightarrow \lambda = 21.98 < 35$

-Poteaux du 3^{ème} et 4^{ème} étage (40×40) cm², $L_0 = 3,06$ m $\Rightarrow \lambda = 18.55 < 35$

-Poteaux du 5^{ème} et 6^{ème} étage (35×35) cm², $L_0 = 3,06$ m $\Rightarrow \lambda = 21.20 < 35$

Tableau VI.4. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteaux	Hauteur L_0	L_f	λ_g	$A_t^{min} [cm^2]$		diamètre adopté	$A_{adoptée}$ [cm ²]	Obs
				Zone courante St=15 cm	Zone nodale St=10 cm			
45x45	306	214,2	16.49	2.02	1.35	4Ø10	3,14	Condition vérifiée
40x40	306	214,2	18.55	1.8	1.2	4Ø10	3,14	Condition vérifiée
35x35	306	214,2	21.20	1.57	1.05	4Ø8	2,01	Condition vérifiée

Délimitation de la zone nodale : RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.1)

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire,

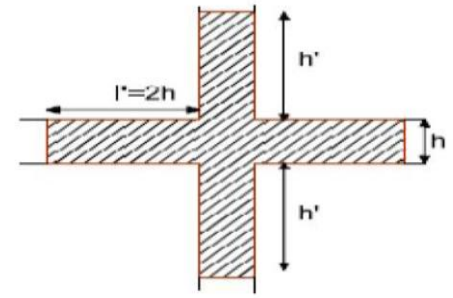


Figure VI.1. Zone nodale

Tableau VI.5. Détermination de la zone nodale

	H	h'
Poteau (45*45)	4.08	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-40}{6}; 45; 45; 60 \right) = 61.33\text{cm}$
Poteau (40*40)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60\text{m}$
Poteau (35*35)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60\text{m}$

Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrement est de : 40ϕ en zone II_a.

- ✓ Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$
- ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- ✓ Poteaux (35 x 35) : $l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99),

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les ϕ_{20} : $L_s = 70.55 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56.44 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

- Pour les ϕ_{20} : $L_a = 28,22$

- Pour les $\emptyset_{16}$: $L_a = 22.58 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset_{14}$: $L_a = 19.75 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau VI.6. Vérification au cisaillement dans les poteaux.

$eaux$ (cm^2)	h_e (m)	$b=h$ (mm)	$\lambda_g \geq 5$	d (mm)	T_u $\times 10^3(N)$	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
45×45	4.08	450	21.98	420	32.34	0.171	1,875	Condition vérifiée
40×40	3,06	400	18.55	370	34.92	0.236	1,875	Condition vérifiée
35×35	3,06	350	21.20	320	33.28	0.3	1,875	Condition vérifiée

VI.2.3. Vérifications à l'ELS :

Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{cnf} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \times b \times d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.7.Vérification des ferrillages à l'ELS

Poutres	N_s		M_s		obs	A_{cnf} cm ²	A_{adop} cm ²	observation
	Effort (KN)	Normal	Moment (KN,m)					
45 x 45	N_{max}	-1318.32	M_{corr}	-3.402	SPC	5.61	25.13	Condition vérifiée
	N_{min}	0.18	M_{corr}	-19.156	SPC	2.68	25.13	Condition vérifiée
	N_{corr}	-138.64	M_{max}	-34.978	SPC	5.72	25.13	Condition vérifiée
40 x 40	N_{max}	-723.12	M_{corr}	3.703	SPC	4.39	16.08	Condition vérifiée
	N_{min}	-72.13	M_{corr}	-11.03	SPC	4.45	16.08	Condition vérifiée
	N_{corr}	-384.25	M_{max}	-37.266	SPC	4.75	16.08	Condition vérifiée
35 x 35	N_{max}	-368.11	M_{corr}	6.322	SPC	3.33	12.32	Condition vérifiée
	N_{min}	0.18	M_{corr}	-19.156	SPC	1.48	12.32	Condition vérifiée
	N_{corr}	-138.64	M_{max}	-34.978	SPC	3.4	12.32	Condition vérifiée

Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_b$ et $\bar{\sigma}_s$.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$$

Poteaux	N_s Effort Normal (KN)		M_s Moment (KN,m)		Etat des contraintes	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{ad}$	σ_{acier}^s	σ_{acier}^i	$\sigma_{\text{acier}}^{ad}$	Observation
45 x 45	$N_{\max}$	-1318.32	M_{corr}	-3.402	SPC	5,97	5,94	15	108,2	73,1	348	Condition vérifiée
	$N_{\min}$	0.18	M_{corr}	-19.156	SPC	1,14	1,16	15	19,2	15,7	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	-138.64	$M_{\max}$	-34.978	SPC	3,67	4,43	15	97,8	61,5	348	Condition vérifiée
40 x 40	$N_{\max}$	-723.12	M_{corr}	3.703	SPC	4,07	4,07	15	100,02	57,3	348	Condition vérifiée
	$N_{\min}$	-72.13	M_{corr}	-11.03	SPC	0,86	0,89	15	16,3	11,97	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	-384.25	$M_{\max}$	-37.266	SPC	3,04	3,72	15	71,42	33,7	348	Condition vérifiée
35x 35	$N_{\max}$	-368.11	M_{corr}	6.322	SPC	2,69	2,71	15	51,8	22,08	348	Condition vérifiée
	$N_{\min}$	0.18	M_{corr}	-19.156	SPC	0,42	0,45	15	1,14	2,87	348	Condition vérifiée
	N_{corr}	-138.64	$M_{\max}$	-34.978	SPC	1,94	2,33	15	16,48	31,28	348	Condition vérifiée

Tableau VI.8. Vérification des contraintes

Conclusion :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s\ min}$ correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone IIa.

Tableau VI.9.Ferraillage final des poteaux

Niveaux	Section [cm^2]	Ferraillage
RDC au 2 ^{ème} étage	45 × 45	8HA20=25.13 cm^2
3 ^{ème} au 4 ^{ème} étage	40 × 40	8HA16=16.08 cm^2
5 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	35 × 35	8HA14=12.32 cm^2

VI.3. Ferraillage des poutres :

Les poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Elles seront ferraillées en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes:

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{array} \right\} \text{BAEL 91 modifié 99.}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99 version 2003.}$$

Recommandations du RPA99/ version 2003 :**A) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003)**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : **0,5 %** en toute section,
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :

4 % en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø (Zone IIa)**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Nous devons avoir un espacement maximal de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 99/version 2003 sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Armatures minimales longitudinales des poutres exigées par le RPA

	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (Zone courante)	A _{max} (cm ²) (Zone de recouvrement)
Poutres principales	30X45	6,75	54	81
Poutres secondaires	30X40	6	48	72

B) Armatures transversales : (Art7.5.2.2 RPA / version 2003)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

a- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S = \min (h/4, 12\Phi_1)$$

b- En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$

- La valeur de diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

VI.3.1. Etapes de calcul du ferraillage à L'ELU

a- Armatures longitudinales

Les poutres sont ferraillées en flexion simple, Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue ;

A_{sc}: Section d'acier supérieure la plus comprimée ;

M_u: Moment de flexion ;

h: Hauteur de la section du béton ;

b: Largeur de la section du béton ;

d: Hauteur utile $d = h - c$;

c, c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b, d^2, f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes.

1^{er} cas : Section simplement armée ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

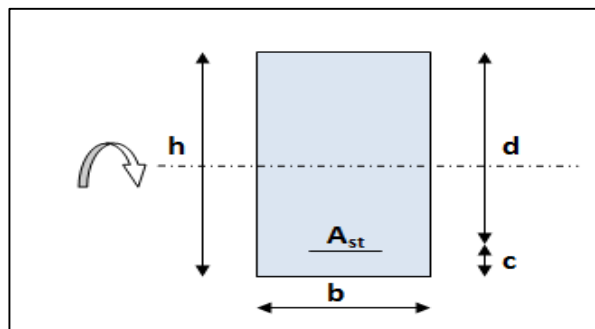


Figure VI.2. Section simplement armée

2^{ème} cas : Section doublement armée ($A_{sc} \neq 0$)

Si $\mu > \mu_l = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$M_u = M_l + \Delta M$$

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

$$A_{st1} = \frac{M_l}{\beta d (f_e / \gamma_s)}$$

$$A'_{sc} = A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

Avec :

A_{ST} : La section d'acier inférieure tendue ;

A'_{sc} : La section d'acier supérieure comprimée.

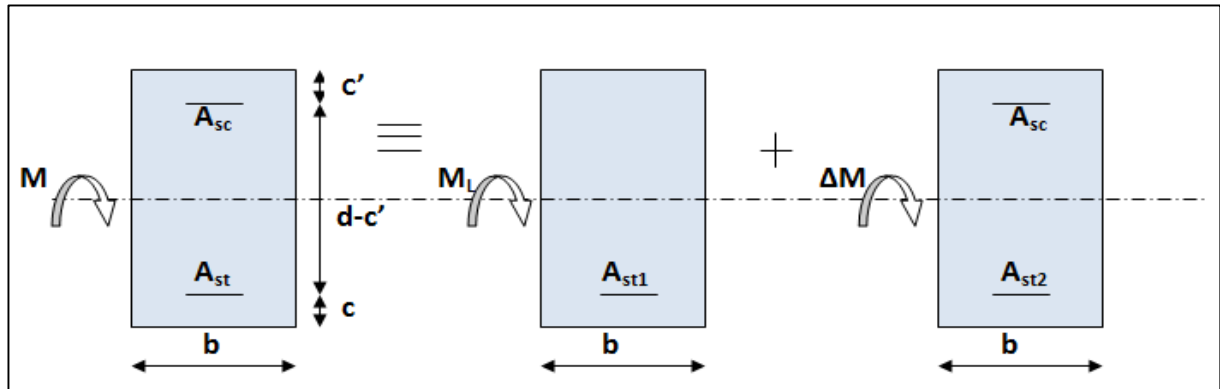


Figure VI.3. Section doublement armée

VI.3.2. Calcul des armatures longitudinales

Après avoir extrait les moments, on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

Exemple de calcul

Ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles :

En travée

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \mu = \frac{84,73 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14,2} = 0,112 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,112 \Rightarrow \beta = 0,940 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{84,73 \times 10^3}{0,940 \times 42 \times 348} = 6,16 \text{ cm}^2 < A_{min}$$

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \mu = \frac{153,237 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14,2} = 0,204 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,204 \Rightarrow \beta = 0,885 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{153,237 \times 10^3}{0,885 \times 42 \times 348} = 11,84 \text{ cm}^2 < A_{min}$$

VI.3.2.1. Etude des poutres principales

a. Ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles

Tableau VI.11. Ferraillage des poutres principales non adhérees aux voiles

Position	combinaison	M (KN,m)	μ	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres
Travée	G+Q+EX	88.262	0.117	SSA	6.44	6,75	6.88	3HA14+2HA12
Appuis	ELU	-78.95	0.105	SSA	5.76		6.88	3HA14+2HA12

b. Ferraillage des poutres principales adhérees aux voiles

Tableau VI.12. Ferraillage des poutres principales adhérees aux voiles

Position	combinaison	M (KN,m)	μ	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres
Travée	G+Q+EY	134.7	0,179	SSA	9.83	6,75	10.65	3HA16+3HA14
Appuis	ELU	-45.74	0,06	SSA	3.33		10.65	3HA16+3HA14

VI.3.2.2. Etude des poutres secondaires

a. Ferraillage des poutres secondaires non adhérees aux voiles

Tableau VI.13. Ferraillage des poutres secondaires non adhérees aux voiles

Position	Combinaison	M (KN,m)	μ	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres
Travée	G+Q+EX	83.9	0.144	SSA	7.07	6,75	8,01	3HA14 + 3HA12
Appuis	ELU	-39.64	0.068	SSA	3.19		8,01	3HA14 + 3HA12

b. Ferraillage des poutres secondaires adhérentes aux voiles

Tableau VI.14. Ferraillage des poutres secondaires adhérentes aux voiles

Position	combinaison	M (KN,m)	μ	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres
Travée	0,8G+EX	46.892	0.08	SSA	3.8	6.75	8,01	3HA14 + 3HA12
Appuis	G+Q+EY	-11.24	0.02	SSA	0.88		8,01	3HA14 + 3HA12

VI.3.3. Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité : (A.4.2/ BAEL91 modifié 99)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = \frac{0,23, b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

- Pour les poutres principales (30 × 45)

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 30 \times 42 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2,$$

- Pour les poutres secondaires (30 × 45)

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2,$$

$A_{adoptée} > A_{min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

Justification sous sollicitation d'effort tranchant (A.5.1/ BAEL91 modifié 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u » prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Tableau VI.15. Vérification au cisaillement

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	T_{max}	156.59	30	42	0.12	3,33	condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	126.92	30	37	0,11	3,33	condition vérifiée

Influence de l'effort tranchant aux appuis (A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9bd f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.16. Influence de l'effort tranchant sur le béton

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	γ_b	$\bar{T}$ (KN)	Observation
Principales	T_{max}	156.59	30	42	25	1,5	756	condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	126.92	30	37	25	1,5	756	condition vérifiée

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales
(A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui.

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}$

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Tableau VI.3.9. Influence de l'effort tranchant sur l'acier

Poutres	T_u^{max} (KN)	M_u^{max} (KN,m)	d (m)	$0,9 \times d$ (m)	$T_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Observation
Principales	156.59	134.7	0,42	0,378	512.93	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
Secondaires	126.92	83.9	0,37	0,333	378.87	

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires,

Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton (A.6.1. 3/BAEL91 modifié 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

➤ **Poutres Principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3,14 \times 1,6) + (3 \times 3,14 \times 1,4) = 28,26 \text{ cm},$$

$$\tau_{se} = \frac{156,59 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 282,6} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \tau_{se} = 1,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓

➤ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{126,92 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 244,9} = 1,55 \text{ Pa}$$

$$\checkmark \quad \tau_{se} = 1,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } \phi_{16} : L_s = 56,43 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi_{14} : L_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi_{12} : L_s = 42,32 \text{ cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } \phi_{16} : L_a = 22,57 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi_{14} : L_a = 19,75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi_{12} : L_a = 19,93 \text{ cm}$$

a) Calcul des armatures transversales :

➤ L'espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_l^{\min}, \frac{h}{4}, 30\text{cm}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Tableau VI.17. L'espacement des armatures transversales

Poutres	Zone	S_t (cm)	S_t adopté (cm)
principales	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1.2; \frac{45}{4}; 30) = 11,25$	10
	Courante	$S_t = \frac{45}{2} = 22,5$	15
secondaires	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{40}{4}) = 10$	10
	Courante	$S_t = \frac{40}{2} = 20$	15

➤ le diamètre minimal : $\phi t \leq \min\{\frac{h}{35}; \phi l_{max}; \frac{b}{10}\}$

▪ Poutres principales:

$$\phi t \leq \min\{\frac{45}{35}; 1.6; \frac{30}{10}\} = \min\{1,28; 1.6; 3\} = 1.28 \text{ cm}$$

On prend : $\phi t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

▪ Poutres secondaires :

$$\phi t \leq \min\{\frac{40}{35}; 1.4; \frac{30}{10}\} = \min\{1,14; 1,4; 3\} = 1.14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Délimitation de la zone nodale

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

✓ $A_t^{\text{adop}} = 2,01 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

VI.3.4. Vérifications à l'ELS**1) Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de déformation (B.6.5.3/ BAEL91 modifié 99)

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ (si la portée est au plus égale à 5m)}$$

$$f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \text{ (si la portée est supérieure à 5 m)}$$

f : Flèche maximale des poutres (Déduite du logiciel ETABS).

On prendra "L" la plus grande portée des poutres dans chacune des deux directions.

Poutres principales

$$L = 5,00 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ETABS}} = 0,54 \text{ cm} < \bar{f} = 10 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires

$$L = 4,5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ETABS}} = 0,54 \text{ cm} < \bar{f} = 9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Etat limite de compression du béton : (A.4.5.2 / BAEL91 modifié 99)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

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

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta_{1,d}} \text{ et } \rho_1 = \frac{100A}{bd}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

A : Armatures adoptées à l'ELU,

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K_1 .

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.18. Vérification du ferraillage des poutres principales non adhérentes aux voiles

Position	M_s (KN,m)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	54.37	8.01	0.635	0.883	27.73	183.02	6.6	15	vérifiée
Appuis	-56.80	8.01	0.635	0.883	27.73	191.2	6.89	15	vérifiée

Tableau VI.19. Vérification du ferraillage des Poutres principales adhérentes aux voiles

Position	M_s (KN,m)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	11.35	8.01	0.635	0.883	27.73	38.2	1.37	15	vérifiée
Appuis	-33.26	8.01	0.635	0.883	27.73	111.96	4.03	15	vérifiée

Tableau VI.20. Vérification du ferraillage des Poutres secondaires non adhérentes aux voiles

Position	M_s (KN,m)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	19.18	8,01	0.721	0.877	25.65	73.79	2.87	15	vérifiée
Appuis	-28.86	8,01	0.721	0,877	25.65	111.03	4.32	15	vérifiée

Tableau VI.21. Vérification du ferraillage de poutres secondaires adhérentes aux voiles

Position	M_s (KN,m)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	6.59	8,01	0.721	0,877	25.65	25.35	1	15	vérifiée
Appuis	-8.16	8,01	0.721	0,877	25.65	31.4	1.22	15	vérifiée

Conclusion

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte pour le ferraillage calculé à l'ELU.

Tableau VI.22. Ferraillage finale des poutres

	Type	Section [cm ²]	<i>A_{adoptée}</i>	
			appuis	travée
Poutres principales	Adhérées aux voiles	30x45	3HA16 + 3HA14	3HA16+ 3HA14
	Non adhérentes aux voiles	30x45	3HA14+ 2HA12	3HA14 + 2HA12
Poutres secondaires	Adhérées aux voiles	30x40	3HA14 + 3HA12	3HA14 + 3HA12
	Non adhérentes aux voiles	30x40	3HA14 + 3HA12	3HA14 + 3HA12

VI.4. Ferraillage des voiles :

Introduction

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Ils sont soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Les voiles sont ferraillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaisons d'actions

Tableau VI.23. Les combinaisons d'action pour le ferraillage des voiles

<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003:</u>
1,35G+1,5Q	G+Q±E
G+Q	0,8G±E

Comportement d'un voile:

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent:

Voile élancé: $\frac{h}{L} > 1,5$

Voile court: $\frac{h}{L} < 1,5$

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des voiles en citant la méthode par bondes et la méthode classique.

Dans les calculs qui suivent La méthode utilisée est la méthode par bondes.

Exposé de la méthode de calcul (RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.4))

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de la RDM.Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N) et (M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

B : section du béton ; $B = E_p \times L$

I : moment d'inertie du voile ; $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{E_p \times l^3}{12}$

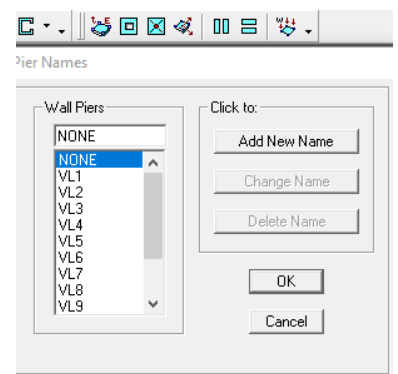
V et V' : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Remarques

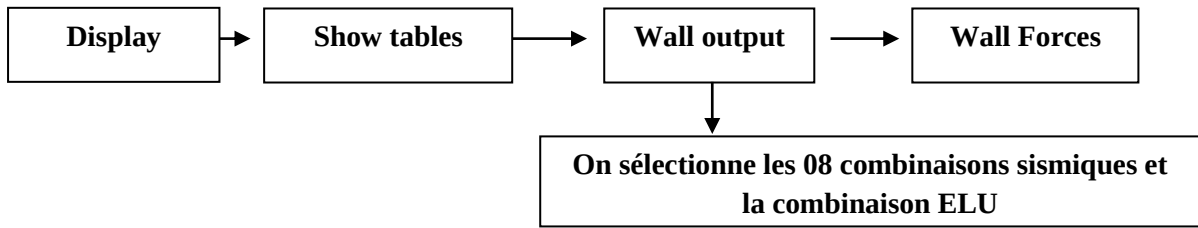
- 1) Dans le but de faciliter les calculs, le ferraillage des voiles se fera comme celui des poteaux, par zone, car il est possible d'adopter le même ferraillage pour certains niveaux,
 - **Zone I** : RDC au 2^{ème} étage;
 - **Zone II** : 3^{ème} et 4^{ème} étage ;
 - **Zone III** : Du 5^{ème} au 6^{ème} étage;

Utilisation du logiciel ETABS pour extraire les efforts internes:

- a- Il faut attribuer un nom pour chaque voile dans l'ETABS comme suit:
- b- La sélection se fait par zone selon la section des poteaux
- c- après avoir sélectionné les voiles considérer on procède de cette manière pour extraire les efforts internes (N-M-V)



On clique sur:



Les voiles sont ferrailés on flexion composée donc on prend les valeurs suivantes:

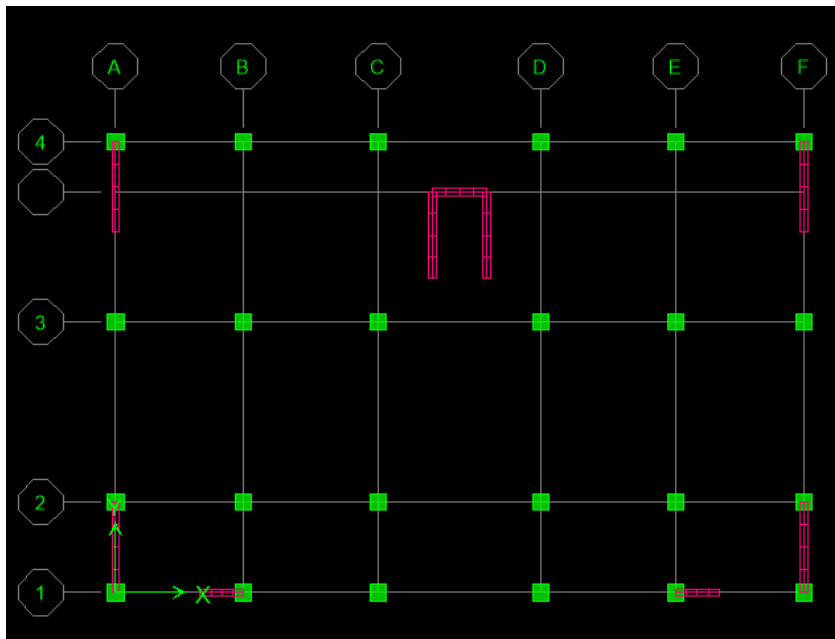
$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}} \rightarrow V_{\text{corres}}$

$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}} \rightarrow V_{\text{corres}}$

$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}} \rightarrow V_{\text{corres}}$

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions:

Figure VI.4.. Disposition des voiles dans la structure



VI.4.1. Calcul des contraintes:

VI.4.1.1. Voiles longitudinaux :

Tableau VI.24. Calcul des contraintes sens x-x

ZONE	e (m)	L (m)	B (m ²)	I (m ⁴)	N (KN)	M (KN. m)	V _U (KN)	Combinaison	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)
I	0,2	1.2	0.24	1.35834624	N _{max} -1521,61	M _{cor} 836,781	358,14	ELU	2471,832	-10079,882
	0,2	1.2	0.24	1.35834624	N _{min} 882,24	M _{cor} 353,958	248,51	08GEX MAX	4860,285	-449,085
	0,2	1.5	0.24	1.35834624	N _{cor} -978	M _{max} 960,875	253,07	ELU	4761,5625	-9651,5625
II	0,2	1.2	0,24	0.57305232	N _{max} -1588,58	M _{cor} 36,35	59,21	ELU	-3698,825	-4244,075
	0,2	1.2	0,24	0.57305232	N _{min} -324,2	M _{cor} 174,764	122,91	08GEX MAX	500,23	-2121,23
	0,2	1.5	0,24	0.57305232	N _{cor} -1206,65	M _{max} 469,055	329,66	ELU	501,2875	-6534,5375
III	0,2	1.2	0,24	0.57305232	N _{max} -880,36	M _{cor} 41,366	69,74	ELU	-1890,655	-2511,145
	0,2	1.2	0,24	0.57305232	N _{min} -13,23	M _{cor} 73,203	2,34	08GEX MAX	515,9475	-582,0975
	0,2	1.5	0,24	0.57305232	N _{cor} -416,5	M _{max} 252,435	65,88	ELU	852,0125	-2934,5125

VI.4.1.2. Voiles transversaux :

ZONE	e (m)	L (m)	B (m)	I (m ⁴)	N (KN)		M (KN. m)		V _U (KN)	Combinaison	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)
I	0,2	2.5	0.5	2.829888	N _{max}	-3035,16	M _{cor}	239,444	12,05	ELU	-2652,767	-3184,0784
	0,2	2.5	0.5	2.829888	N _{min}	882,24	M _{cor}	353,958	248,51	08GEX MAX	1241,01	455,602811
	0,2	2.4	0.5	2.829888	N _{cor}	-978	M _{max}	960,875	253,07	ELU	125,674	-2006,444
II	0,2	2.5	0.5	1.193859	N _{max}	-1588,58	M _{cor}	36,35	59,21	ELU	-1487,151	-1567,809
	0,2	2.5	0.5	1.193859	N _{min}	-324,2	M _{cor}	174,764	122,91	08GEX MAX	-117,835	-505,625
	0,2	2.4	0.5	1.193859	N _{cor}	-1206,65	M _{max}	469,055	329,66	ELU	-639,839	-1680,641
III	0,2	2.5	0.5	1.193859	N _{max}	-880,36	M _{cor}	41,366	69,74	ELU	-800,605	-892,394
	0,2	2.5	0.5	1.193859	N _{min}	-13,23	M _{cor}	73,203	2,34	08GEX MAX	68,495	-93,937
	0,2	2.4	0.5	1.193859	N _{cor}	-416,5	M _{max}	252,435	65,88	ELU	-120,412	-680,549

Tableau VI.25. Calcul des contraintes sens y-y

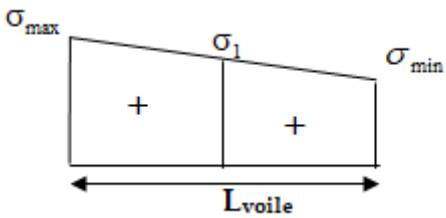
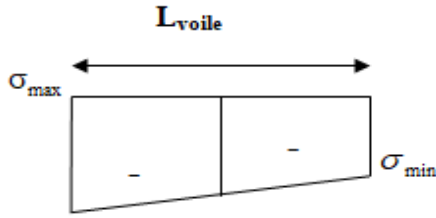
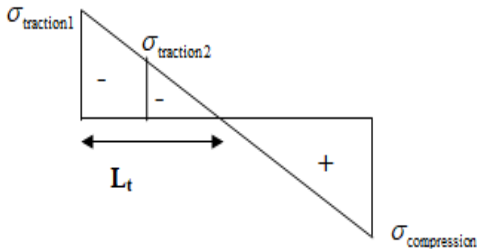
VI.4.2. Calcul du ferraillage des voiles

Détermination des armatures

Armatures verticales :

En fonction des contraintes agissantes sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SET)
- Section entièrement tendue (SEC)
- Section partiellement comprimée (SPC)

Section	Diagramme des efforts normaux	La longueur de la zone tendue	L'effort normal N_t	Armatures verticales
S.E.T		$L_t = L_{voile}$	$N_t = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \times L$ $\times E_p$ $N_t = \text{surface du trapèze}$ $x : \text{Epaisseur du voile}$	$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s}$
S.E.C		$L_t = 0$	$N_t = 0$	$A_v = \frac{N - B \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.P.C		$L_t = L - L_c$	$N_t = \frac{\sigma_t \times L_t}{2} \times E_p$ $N_t = \text{surface du triangle}$ $x : \text{épaisseur du voile}$	$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s}$

Avec :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L : Longueur du voile

L_c : La longueur de la zone comprimée

σ_s : Contrainte de l'acier

- en situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

- en situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile.

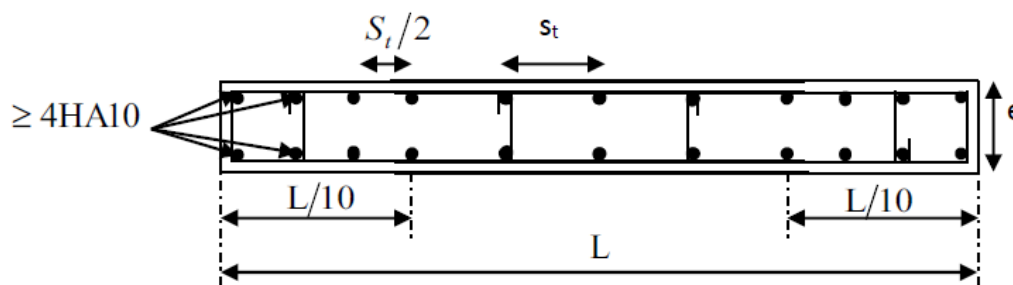


Figure VI.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

B) Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . (Art 7.7.4.2/RPA 99 modifié 2003)

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures,

- Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$A_H > 0,15\%B \Rightarrow$ Globalement dans la section du voile.

$A_H > 0,10\%B \Rightarrow$ en zone courante (RPA 99 modifié 2003 (Art 7.7.4.3))

❖ D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

B : Section du béton

A_V : Section d'armature verticale.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Armatures minimales**a) Compression simple BAEL91 modifié 99 (Art A.8.1; 21)**

- $A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée Perpendiculairement à la direction de ces armatures.
- $0,2\% \leq A_{min}/B \leq 0,5\%$

B : section du béton.

b) Traction simple BAEL91 modifié 99 (art A.4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton

Le pourcentage minimal des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu **RPA 99 modifié 2003 (Art.7.7.4.1).**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

C) Flexion composée :**➤ Selon BAEL: (Art A4.2.1 BAEL 91/99)**

Les armatures minimales :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) bd$$

Avec: $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

Avec: A_{min} : Section minimale d'aciers tendus

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

f_e : Contrainte limite élastique des aciers

e_s : Excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : Hauteur utile

b : Largeur de la section de béton

D) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces du refend. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles

par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

E) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

F) Armatures des potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

G) Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement doit être égale à :

40 $\emptyset$: pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.

20 $\emptyset$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

H) Diamètre maximal

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égal au à $[1/10]$ de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1e = 0,1 \times 200 = 20\text{mm}.$$

I) Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\}$$

Avec : $e=20\text{cm}$: épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1,5e \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{30; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

VI.3.3. Les vérifications :

VI.3.3.1. Vérification à l'ELU :

Vérification de la contrainte limite de cisaillement

- D'après BAEL91 modifiées 99 (Art A.5.1.21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

- D'après RPA99 modifiées 2003 (Art A.7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré ;

b : Epaisseur du voile ;

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$) ;

h : Hauteur totale de la section brute

VI.4.3.2. Vérifications à l'ELS

Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué

B : Section du béton

A : section des armatures adoptées (verticales)

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible

VI.3.4. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversal $L = 1.2\text{m}$ sur la zone 1 (VL).

a - Caractéristiques géométriques:

L(m)	E _p (m)	B (m ²)	I (m ⁴)
2	0,20	0,24	1.3558

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 4761,5625 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -9651,5625 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Section entièrement tendue (SPC)}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L \Rightarrow L_c = \frac{4761,562}{4761,562 + 9651,562} \times 1.2 \Rightarrow L_c = 0.4m$$

$$L_T = L - L_c = 0.8m$$

a- Calcul des armatures verticales

$$N_s = \frac{\sigma_T \times L_T}{2} \times ep \Rightarrow N_t = \frac{4761,5625 \times 0.8}{2} \times 0.20 = 380.92 \text{ KN}$$

$$A_{sv} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{380.92}{34.8} = 10.94 \text{ cm}^2$$

b- Les armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 253,07}{400 \times 10^{-1}} = 9,74 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{vj} = 9,74 \text{ cm}^2 \xrightarrow{\quad\quad\quad} 1.2m \\ A_{vjLT} = \xrightarrow{\quad\quad\quad} 0.8m \end{array} \right\} A_{vjLT} = 6.4933 \text{ cm}^2$$

a. Calcul des armatures minimales

$$\begin{aligned} A_{\min} &\geq \max\left(\frac{f_{t28} \times d \times e}{f_e}; 0.2\%B\right) \\ &= \max\left(\frac{2.1 \times 0.2 \times 2}{400} \times 10^4; 0.002 \times 0.40 \times 10^4\right) \\ A_{\min} &\geq \max(21; 8) = 21 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{\min/\text{nappe/ml}} = 5,25 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales

$$A_{\text{total/LT}} = A_{Vs} + A_{vjLT} = 17.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total/napp/LT}} = 8.8591/2 = 12,2929 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total/LT/napp}} = 12,2929 \xrightarrow{\quad\quad\quad} L_t = 0.8m$$

$$A_{\text{total/napp/ml}} \xrightarrow{\quad\quad\quad} 1ml$$

$$\Rightarrow A_{\text{total/napp/ml}} = (12,2929 \times 1ml)/0.8 = 9,173 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = \max(A_{\text{total/napp/ml}}; A_{\min/\text{nappe/ml}}) = 9,173 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage adoptée : $A_{sv\text{adp}} = 7HA16(14,08 \text{ cm}^2)$

b. Calcul des armatures horizontales

$$\text{D'après RPA 99 version 2003 : } A_H \geq 0.1\%B = 0.001 \times 0,4 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_H = 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

c. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

- Vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 20\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{1609,92 \times 10^3}{0,24 \times 10^6 + 15 \times 14,08 \times 10^2} = 3,82\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte limite de cisaillement

D'après *RPA99modifiées 2003, article A.7.7.2.*

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1.4 \times 253,07}{120 \times 0.9 \times 2} = 1.64\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = 1.64\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

D'après *BAEL91modifiées 99, article A.5.1.21.*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{253,07}{120 \times 0.9 \times 2} = 1.17\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min(2.5; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = 1.17\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau VI.26. Ferraillage des voiles longitudinales V_L

	zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,2	1,5
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,24	0,24	0,24

	I (m ⁴)	1.358	0.573	0.573
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	4761,5625	501,2875	852,0125
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-9651,5625	-6534,5375	-2934,5125
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V (kN)	253,07	329,66	65,88
	Lc(m)	0,4	0.08	0,27
	Lt(m)	0.8	1.12	0.93
	Ns	1609,92	1155,27	639,97
	Asv (cm ²)	10.94	1.613	2.27
	A _{vj} (cm ²)	9,74	12,69	2,53
	A _{vjLT} (cm ²)	6,4933	11,79	1,96
	A _{total/nappe/ml} (cm ²)	9,173	3,89	1,85
	A _{min/nappe/ml} (cm ²)	5,25	5,25	5,25
	Choix des barres /nappe/ ml	7HA16	7HA14	7HA12
	A _{sv} adopté (cm ²)	14,08	10,77	7,92
	S _t (cm)	15	15	15
Ferrailage des armatures horizontales	A _H	4	4	4
	Choix des barres	5HA12	5HA12	5HA12
	A _H adoptée (cm ²)	5,65	5,65	5,65
	S _t (cm)	20	20	20
	AT	4HA8	4HA8	4HA8
	S _t (cm)	25	25	25
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5(\text{MPa})$	$\tau b(\text{MPa})$	1.64	2.13
	$\bar{\tau}_u=2.5(\text{MPa})$	$\tau u(\text{MPa})$	1.17	1.52
	$\bar{\sigma}_b=15 \text{ MPa}$	$\sigma b(\text{MPa})$	6.16	4.42

Tableau VI.27. Ferrailage des voiles transversales VT

	zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.5	2.5	2.4
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.5	0.5	0.5

	I (m ⁴)		2,829	2.829	2.829
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		125,674926	-1779.7297	-800,6057
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-2006,44416	-2539.4702	-892,39423
	Nature de la section		SPC	SEC	SEC
	V (kN)		253,07	70.73	69,74
	Lc(m)		0.15	2.5	2.5
	Lt(m)		2.35	0	0
	Ns		2216,39	0	0
	A _{sv} (cm ²)		0.85	0	0
	A _{vj} (cm ²)		9,74	12,69	2,68
	A _{vjLT} (cm ²)		9,16	0	0
	A _{total/nappe/ml} (cm ²)		1,17	1,22	0,25
	A _{min/nappe/ml} (cm ²)		5,25	5,25	5,25
	Choix des barres /nappe/ ml		7HA12	7HA12	7HA12
	A _{sv} adopté (cm ²)		7,92	7,92	7,92
	S _t (cm)		15	15	15
Ferraillage des armatures horizontales	A _H		9,1	9,1	9,1
	Choix des barres		5HA12	5HA12	5HA12
	A _H adoptée (cm ²)		5,65	5,65	5,65
	S _t (cm)		20	20	20
	AT		4HA8	4HA8	4HA8
	S _t (cm)		25	25	25
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5(\text{MPa})$	$\tau_b(\text{MPa})$	0.78	0,49	0,10
	$\bar{\tau}_u=2.5 (\text{MPa})$	$\tau_u(\text{MPa})$	0.56	0,35	0,07
	$\bar{\sigma}_b=15 \text{ MPa}$	$\sigma_b(\text{MPa})$	0.04	1,5	0,81

Remarque :

La structure en phase dynamique est exposée à des efforts horizontaux engendrés par le séisme, tels que le comportement des éléments constitutifs de cette dernière est difficile à le préciser d'une manière exacte vu qu'on ne peut pas déterminer la direction des forces

horizontales, c'est-à-dire les parties tendues et les parties comprimées peuvent se changer au cours du séisme qui entraîne des efforts interne d'une manière sinusoïdale.

A ce concept nous avons ferraillé les éléments structuraux par symétrie.

VII.1. Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

A) Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

B) Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol ;
- Le tassement du sol ;
- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci –dessous :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- facilité d'exécution (coffrage)
- économie.

On optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

VII.2.1. Dimensionnement des semelles continues (sous voiles, sous poteaux)**A) Semelles filantes sous voiles**

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenantes au voile considéré

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol, donnée par le rapport géotechnique de ce dernier.

N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement prise égale à 2.5 bars.

Tableau VII.1. Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).

Voiles	$N_s(\text{KN})$	$L(\text{m})$	$B(\text{m})$	$S=B.L (\text{m}^2)$
VL1	846.06	1.2	2.82	3.384
VL2	846.06	1.2	2.82	3.384
VL3	623.46	1.5	2.0782	2.49
				9.25 m²

Tableau VII.2. Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

Voiles	$N_s(\text{KN})$	$L(\text{m})$	$B(\text{m})$	$S=B.L (\text{m}^2)$
VT1	1143.29	2.5	1.83	4.575
VT2	1144.53	2.5	1.83	4.757
VT3	940.85	2.4	1.56	3.744
VT4	1050.55	2.4	1.75	4.2
VT5	2550.39	2.5	4.08	10.2
VT6	1143.05	2.5	1.82	4.55
				31.844m²

La surface totale des semelles filantes sous les voiles est notée S_v :

$$S_v = S_{v1} + S_{vt} = 9.26 + 31.844 = \mathbf{41.104m^2}.$$

B) Semelles filantes sous poteaux

Pour connaître la répartition des contraintes on devra calculer $e = \frac{\sum N_i \times e + \sum M_i}{R}$ et comparer la valeur trouvée à $:\frac{L}{6}$

Avec R c'est la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Si $e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

File B

Tableau VI1.3 : Résultante des charges sous poteaux.

Poteaux	N (KN)	M _i (KN.m)	e _i (m)	N × e _i
P1	423.26	5.714	-6.25	-2645.37
P2	957.21	14.32	-3.75	-3589.53
P3	1318.32	-3.38	1.25	1647.9
P4	836.03	-17.33	6.25	5225.187
somme	3534.82	-0.676	/	638.17

On 'a : $e = \frac{638.17 + (-0.676)}{3534.82} = 0.18\text{m.}$

Et $\frac{L}{6} = \frac{12.5}{6} = 2.083\text{m.}$

$\Rightarrow e < \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3534.82}{12.5} \left(1 + \frac{6 \times 0.18}{12.5} \right) = 307.22 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3534.82}{12.5} \left(1 - \frac{6 \times 0.18}{12.5} \right) = 258.35 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3534.82}{12.5} \left(1 + \frac{3 \times 0.18}{12.5} \right) = 295 \text{ KN/ml}$$

La largeur de la semelle est déterminée comme suit:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{R\left(1 + \frac{3e}{L}\right)}{L \times \sigma_{sol}} = \frac{3534.82 \left(1 + \frac{3 \times 0.18}{12.5}\right)}{0.25 \times 10^3} = 1.2 \text{ m.}$$

On prend **B = 1.2 m.**

C) Calcul de la surface des semelles filantes sous poteaux notée S_p

On aura donc : $S_p = (1.2 \times 12.5) = 15\text{m}^2$

Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles) :

$$S_t = n \times S_p + S_v = 6 \times 15 + 41.104 = 131.104\text{m}^2.$$

Avec n : nombre de portique dans le sens considéré

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{total}} = L_x \times L_y = 19.1 \times 12.5 = 238.75\text{m}^2.$$

Pourcentage de la surface des semelles :

$$\frac{131.104 \times 100}{238.75} = 54.91\% > 50\%$$

Conclusion

Étant donné que la surface des semelles est supérieure à 50 % de la surface du bâtiment, on opte pour un radier général.

VII.3. Etude de radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VII.3.1. Dimensionnement**a) La condition d'épaisseur minimale**

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm. ($h_{\min} \geq 25\text{ cm}$).

b) La condition forfaitaire

$$L_{\max} = 5\text{m}.$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max}$: Distance entre deux voiles successifs.

$$\frac{500}{8} \leq h_r \leq \frac{500}{5} \Rightarrow 62.5\text{cm} \leq h_r \leq 100\text{cm}$$

On prend $h_r = 100\text{cm}$.

1. La dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de } 25\text{cm}.$$

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25\text{cm} \Rightarrow \mathbf{h_d = 50\text{ cm.}}$$

2. La nervure

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{500}{10} = 50\text{cm} \Rightarrow \mathbf{h_n = 60\text{cm.}}$$

c) Condition de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40\text{ MPa}$.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86\text{MPa}$.

$L_{\max}$: Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.04\text{m.}$$

Soit **$h = 110\text{cm}$** .

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 44\text{cm} \leq b_n \leq 77\text{cm} \Rightarrow \mathbf{b_n = 50\text{cm}}$$

Dalle flottante

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{500}{50} \leq h \leq \frac{500}{40} \Rightarrow 10\text{cm} \leq h \leq 12.5\text{cm}$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à **12 cm**.

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : **$h_n = 110\text{cm}$** .
- Largeur de la nervure : **$b_n = 50\text{cm}$** .
- Hauteur de la dalle : **$h_d = 50\text{cm}$** .
- Dalle flottante : **$h = 12\text{cm}$** .

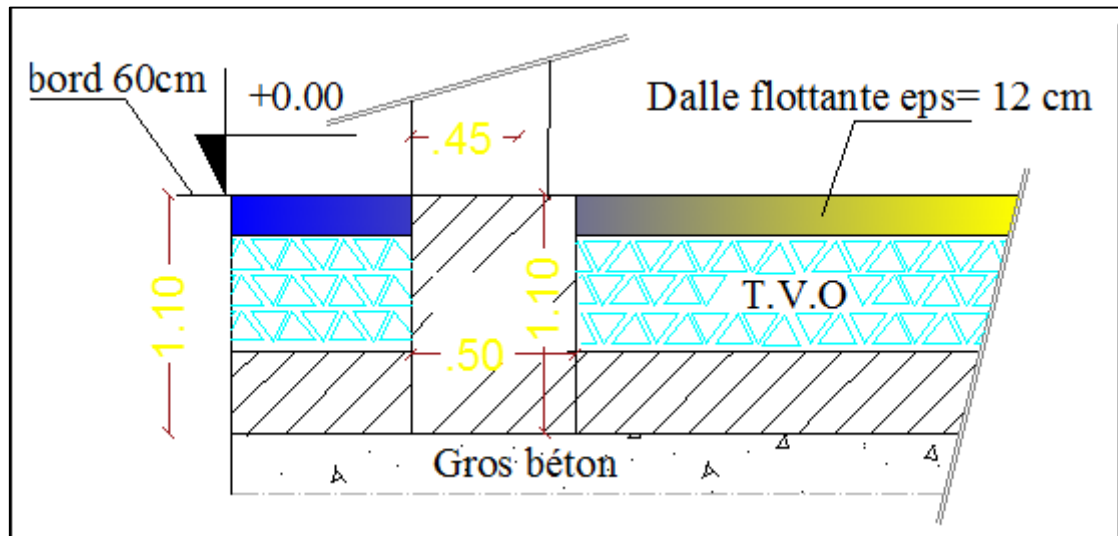


Figure VII.1 : coupe verticale sur le radier.

VII.3.2. Calcul des charges nécessaires au radier

a) Le poids de la structure

- Charge permanente : $G_t = 40653.08 \text{ KN}$.
- Charge d'exploitation : $Q_t = 7082.67 \text{ KN}$.

b) Combinaison d'action

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 40653.08 + 1.5 \times 7082.67 = 65505.663 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 40653.08 + 7082.67 = 47735.75 \text{ KN}$$

c) Détermination de la surface du radier

$$\text{Etat Limite Ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{65505.663}{1.33 \times 250} = 197 \text{ m}^2.$$

$$\text{Etat Limite de Service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{47735.75}{250} = 190.94 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = \text{Max} (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 197 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 238.75 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 197 \text{ m}^2.$$

Remarque

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30\text{cm}\right) = 55\text{cm}.$$

Soit un débord de : $L_{deb} = 60\text{cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débort}$

D'où :

$$S_{débort} = 2(12.5 \times 0.60) + 2(19.1 \times 0.60) = 37.92\text{m}^2$$

$$S_{radier} = 238.75 + 37.92 = 276.67\text{m}^2$$

d) Calcul des sollicitations à la base du radier

Charges permanentes

– **Poids du bâtiment : $G_{bâtiment} = 40653.08\text{KN}$**

– **Poids du radier**

P_{radier} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- **Poids de la dalle**

$$\text{Poids de la dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_d = 276.67 \times 0.5 \times 25 = 3458.37\text{KN}.$$

- **Poids des nervures**

$$\text{Poids des nervures} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times 8 + L_y \times 3) \rho_b$$

$$P_n = 0.50 \times (1.10 - 0.50) \times (19.1 \times 8 + 12.5 \times 3) \times 25 = 1427.25\text{KN}.$$

6

- **Poids du TVO**

$$P_{TVO} = (S_{radier} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$P_{TVO} = (276.67 - 95.15) \times (1.10 - 0.5) \times 17 = 1851.504\text{KN}$$

Avec : Poids volumique du TVO : $\rho_{TVO} = 17\text{ KN/m}^3$

$$S_{nervure} = b_n \times (L_x \times 8 + L_y \times 3) = 0.5 \times (19.1 \times 8 + 12.5 \times 3) = 95.15\text{m}^2$$

- **Poids de la dalle flottante**

$$P_{df} = S_{radier} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 276.67 \times 0.12 \times 25 = 830.01\text{KN}$$

D'où :

$$G_{radier} = P_d + P_n + P_{TVO} + P_{df} = 3458.37 + 1427.25 + 1851.504 + 830.01$$

$$G_{radier} = 7567.134\text{ KN}.$$

- **Surcharge du bâtiment et du radier**

$$Q_{bat} = 7082.67\text{KN}$$

$$Q_{radier} = 2.5 \times 276.67 = 691.675\text{KN}.$$

- **Poids total de la structure**

$$G_{total} = G_{batiment} + G_{radier} = 40653.08 + 7567.134 = \mathbf{48220.214 \text{ KN}}$$

$$Q_{total} = Q_{batiment} + Q_{radier} = 7082.67 + 691.675 = \mathbf{7774.345 \text{ KN}}$$

- **Combinaison d'actions**

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 48220.214 + 1.5 \times 7774.345 = \mathbf{76758.8 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 48220.214 + 7774.345 = \mathbf{55994.559 \text{ KN}}$$

VII.3.3. Vérifications :

VII.3.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 110 \text{ cm}; d = 0.9 h = 0.9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u^{\text{tot}} \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{21034.82 \times 1.10}{276.67} \times \frac{5}{2} = 209.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{669.51 \times 10^3}{1100 \times 450} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \\ &= 2.5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

VII.3.3.2. Vérification de la stabilité du radier

- **Calcul du centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} = 9.85 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} = 6.55 \text{ m}$$

Avec:

S_i : aire du panneau considéré ;

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \mathbf{3690.61 \text{ m}^4}$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \mathbf{8346.19 \text{ m}^4}$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré : $M=M_0+T_0 \times h$.

Avec :

M : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

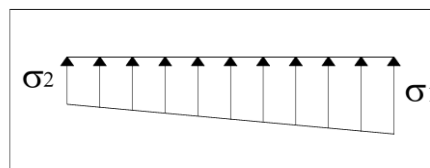


Figure VII.2: Diagramme des contraintes.

Tableau VII.4-: calcul des moments.

Sollicitations		M ₀ [KN. m]	T ₀ [KN]	h [m]	M [KN. m]
Sens	XX	38652.147	2088.32	1.10	40949.326
	YY	33432.843	2346.1	1.10	36013.544

VII.3.3.3. Calcul des contraintes

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} y$$

L'ELU

Tableau VII.5. :calcul des contrainte L'ELU

Sollicitations		N _u [KN]	S [m ²]	M[KN.m]	I [m ⁴]	X[m]
Sens	XX	76758.8	276.67	40949.326	3690.61	9.85
	YY	76758.8	276.67	36013.544	8346.19	6.55

L'ELS

Tableau VII.6 :calcul des contrainte L'ELS

Sollicitations		N _s [KN]	S [m ²]	M[KN.m]	I [m ⁴]	X[m]
Sens	XX	55994.559	276.67	40949.326	3690.61	9.85
	YY	55994.559	276.67	36013.544	8346.19	6.55

a) Sens longitudinal

A L'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{76758.8}{276.67} + \frac{40949.326}{3690.61} \times 9.85 = 136.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{76758.8}{276.67} - \frac{40949.326}{3690.61} \times 9.85 = 181.320 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 136.97 + 181.320}{4} = 148.06 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{55994.559}{276.67} + \frac{40949.326}{3690.61} \times 9.85 = 311.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{55994.559}{276.67} - \frac{40949.326}{3690.61} \times 9.85 = 93.096 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 311.68 + 93.096}{4} = 237.034 \text{ KN/m}^2$$

b) Sens transversale

A L'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{76758.8}{276.67} + \frac{36013.544}{8346.19} \times 6.55 = 305.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{76758.8}{276.67} - \frac{36013.544}{8346.19} \times 6.55 = 249.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 305.7 + 249.17}{4} = 291.56 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{55994.559}{276.67} + \frac{36013.544}{8346.19} \times 6.55 = 230.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{55994.559}{276.67} - \frac{36013.544}{8346.19} \times 6.55 = 174.124 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 230.65 + 174.124}{4} = 216.52 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

VII.7: Les résultats des contraintes

		ELU			ELS		
Contraintes		σ_1 [KN / m ²]	σ_2 [KN / m ²]	σ_m [KN / m ²]	σ_1 [KN / m ²]	σ_2 [KN / m ²]	σ_m [KN / m ²]
Sens	XX	136.97	181.320	148.06	311.68	93.096	237.034
	YY	305.7	249.17	291.56	230.65	174.124	216.52

$$\text{A L'ELU: } \sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } \sigma_m \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

TABLEAU VII.8 .: vérification des contraintes.

	Contraintes	σ_m (ELU)	σ_m (ELS)	observation
Sens	XX	148.06	237.034	Condition vérifiée.
	YY	291.56	216.52	Condition vérifiée.

VII.3.3.4. Vérification de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA99/Version 2003)

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{40949.326}{55994.559} = 0.73\text{m} < \frac{19.1}{4} = 4.775\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{36013.544}{55994.559} = 0.64\text{m} < \frac{12.5}{4} = 3.125\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4. Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus en travées se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L 91 modifié 99**.

VII.4.1. Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis)

On distingue deux cas :

1^{er} cas si : $\rho < 0.4 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant une seule direction.

$$M_0^x = q_u \times \frac{l_x^2}{8} ; M_0^y = 0$$

2^{ème} cas : si $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la plus petite portée } L_x : M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_0^y = \mu_y \times q_u \times L_y^2$$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables **PIGEAUD**.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins, et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{5} = 0.9 \Rightarrow \mu_x = 0.0458$$

$$\mu_y = 0.778$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A L'ELU

$$q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 291.56 - \frac{7567.134}{276.67} = 251.48 \text{ KN/m.}$$

A L'ELS

$$q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 237.034 - \frac{7567.134}{276.67} = 193.92 \text{ KN/m.}$$

- Calcul des moments isostatiques à l'ELU

$$M_x = 0.0458 \times 251.48 \times 4.5^2 = 233.24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.778 \times 233.24 = 181.46 \text{ KN.m}$$

Remarque

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

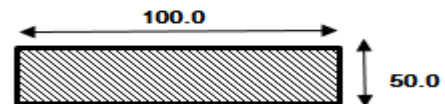
- **0,75** : pour les moments en travées ;
- **0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires ;
- **0,30** : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 233.24 = 116.62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 233.24 = 166.82 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 181.46 = 136.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VII.4.1.1. Ferrailage à l'ELU

- Sens longitudinal (X-X)



Aux appuis

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{116.62 \times 10^3}{100 \times 47^2 \times 14.2} = 0.037$$

$$\mu = 0.037 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{116.62 \times 10^3}{0.981 \times 47 \times 348} = 7.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

En travées

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{166.82 \times 10^3}{100 \times 47^2 \times 14.2} = 0.052$$

$$\mu = 0.052 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.973$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{166.82 \times 10^3}{0.973 \times 47 \times 348} = 10.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : 7HA14} = 10.77 \text{ cm}^2$$

- Sens transversal (Y-Y)

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{116.62 \times 10^3}{100 \times 47^2 \times 14.2} = 0.037$$

$$\mu = 0.037 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{116.62 \times 10^3}{0.981 \times 47 \times 348} = 7.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : 5HA14} = 7.70 \text{ cm}^2$$

En travées

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{136.1 \times 10^3}{100 \times 47^2 \times 14.2} = 0.044$$

$$\mu = 0.044 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.978$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{136.1 \times 10^3}{0.978 \times 47 \times 348} = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : 7HA14} = 10.77 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.9.: Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

sens	zone	M_u	μ_u	Section	β	A_{cal}	$A_{adoptée}$	S_t (cm)
------	------	-------	---------	---------	---------	-----------	---------------	------------

		KN.m				(cm ²)	(cm ²)	
X-X	Appuis	116.62	0.037	SSA	0.981	7.26	7HA14=10.77	15
	Travée	166.82	0.052	SSA	0.973	10.48	7HA14=10.77	15
Y-Y	Appuis	116.82	0.037	SSA	0.981	7.26	7HA14=10.77	15
	Travée	136.1	0.044	SSA	0.978	8.5	7HA14=10.77	15

VII.4.1.2. Vérifications à L'ELU

a. Condition du non fragilité du béton

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

Sens (X-X)

$$w_x \geq w_0 \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{avec : } w_x = \frac{A_{\min}}{b \times h} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min}^x \geq \frac{b \times h \times w_0 (3 - \rho)}{2} = 100 \times 50 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.9}{2} \right) = 4.2 \text{ cm}^2$$

Sens (Y-Y)

$$w_x \geq w_0 \quad \text{avec : } w_y = \frac{A_{\min}}{bh} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min}^y \geq bhw_0 = 100 \times 50 \times 0.0008 = 4 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

Aux appuis

$$A_{ad}^x = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 4.2 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min}^y = 4 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travées

$$A_{ad}^x = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 4.2 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min}^y = 4 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Espacement des armatures BAEI 91 modifiée 99(Art A.8.2 ,42).

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

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (150; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

Avec: h désigne l'épaisseur totale de la dalle

- Sens longitudinal

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Sens transversal

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.4.1.3. Vérifications à l'ELS

- Evaluation des moments M_x et M_y

A l'ELS

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{5} = 0.9 \Rightarrow \mu_x = 0.0458$$

$$\mu_y = 0.778$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0.0458 \times 193.92 \times 4.5^2 = 179.85 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.778 \times 179.85 = 139.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 179.85 = 89.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 179.85 = 134.88 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 139.92 = 104.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Vérification des contraintes dans le béton

On vérifie la condition suivante $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ et $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier

sens	zone	A_s	M_s	ρ	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
X-X	Appuis	7.70	89.93	0.163	0.934	60.76	266.05	348	4.37	15	CV
	Travée	10.77	134.88	0.225	0.924	50.79	288.37	348	5.67	15	CV
Y-Y	Appuis	7.70	89.93	0.163	0.934	60.76	266.04	348	4.37	15	CV
	Travée	10.77	104.94	0.225	0.924	50.79	288.37	348	5.67	15	CV

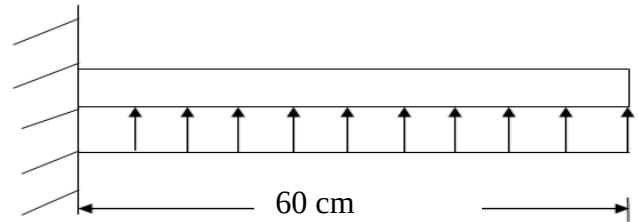
VII.4.2. Ferrailage des débords

Le débord est assimilé à une console rectangulaire : comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul :

Sollicitation de calcul

A l'ELU : $q_u = 251.48 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-251.48 \times 0.60^2}{2} = -45.26 \text{ KN.m}$$



Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{45.26 \times 10^6}{1000 \times 550^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{45.26 \times 10^3}{0.995 \times 55 \times 348} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Remarque

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débort}$, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.4.3. Ferrailage des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis. Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens $0.4 \leq \rho = 0.7 \leq 1$ donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires ;
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales ;

Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants)

Mr. BELAZOUGUI. Propose dans son manuscrit « CALCUL des OUVRAGES en BETON

ARME » [25] en page 174 une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges

(Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur L_m) et le même effort tranchant (Largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q \times L_m$$

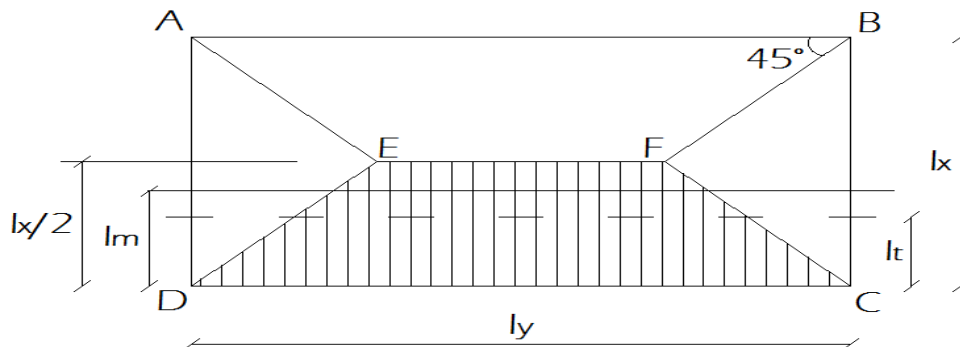
$$q_t = q \times L_t$$

Avec :

q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant ;

q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants ;

q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.
 Les largeurs L_m et L_t sont déterminées comme suit :



Cas des charges trapézoïdales

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$
- Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$

Cas des charges triangulaires

- Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x$
- Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

Chargement simplifié admis :

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- **Sens longitudinal :**

Tableau VII.11. Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

Travée	Panneau	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	Q_{MU} (KN/m)	$\sum Q_{MU}$ (KN/m)	Q_{MS} (KN/m)	$\sum Q_{MS}$ (KN/m)	Q_{Tu} (KN/m)	$\sum Q_{Tu}$ (KN/m)
AB	1	3.55	5	0.71	Triangulaire	1.18	0.89	251.48	193.92	296.74	623.52	228.82	457.64	223.81	447.62
	2	3.55	5	0.71	Triangulaire	1,18	0.89	251.48	193.92	296.74		228.82		223.81	
BC	1	3.75	5	0.75	Triangulaire	1.25	0.94	251.48	193.92	314.35	628.7	242.4	484.8	236.39	472.78
	2	3.75	5	0.75	Triangulaire	1.25	0.94	251.48	193.92	314.35		242.4		236.39	
CD	1	4.5	5	0.9	Triangulaire	1.5	1.13	251.48	193.92	377.22	754.44	290.88	581.76	284.17	568.34
	2	4.5	5	0.9	Triangulaire	1.5	1.13	251.48	193.92	377.22		290.88		284.17	
DE	1	3.75	5	0.75	Triangulaire	1,25	0.94	251.48	193.92	330.25	628.7	242.4	484.8	236.39	472.78
	2	3.57	5	0.75	Triangulaire	1.25	0.94	251.48	193.92	330.25		242.4		236.39	
EF	1	3.55	5	0.71	Triangulaire	1,18	0.89	251.48	193.92	311.76	623.52	228.82	457.64	223.81	447.62
	2	3.55	5	0.71	Triangulaire	1,18	0.89	251.48	193.92	311.76		228.82		223.81	

- Sens transversal :**

Tableau VII.12. Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

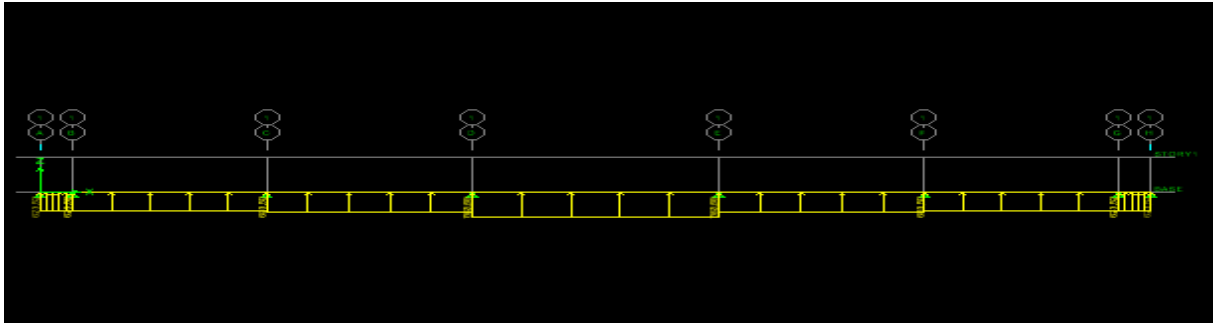
Travée	Panneau	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	Q_{MU} (KN/m)	$\sum Q_{MU}$ (KN/m)	Q_{MS} (KN/m)	$\sum Q_{MS}$ (KN/m)	Q_{Tu} (KN/m)	$\sum Q_{Tu}$ (KN/m)
1-2	A	3.55	5	0.71	Trapézoïdal	1.47	1.14	251.48	193.92	369.67	746.89	285.06	575.94	286.68	580.91
	B	3.75	5	0.75	Trapézoïdal	1.5	1.17	251.48	193.92	377.22		290.88		294.23	
2-3	B	3.55	5	0.71	Trapézoïdal	1.47	1.14	251.48	193.92	369.67	746.89	285.06	575.94	286.68	580.91
	C	3.75	5	0.75	Trapézoïdal	1.5	1.17	251.48	193.92	377.22		290.88		294.23	
3-4	C	2.5	3.5	0.70	Triangulaire	0.83	0.63	251.48	193.92	208.72	417.45	160.95	321.9	158.43	316.86
	D	2.5	3.5	0.70	Triangulaire	0.83	0.63	251.48	193.92	208.72		160.95		158.43	

VII.4.3.1. Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

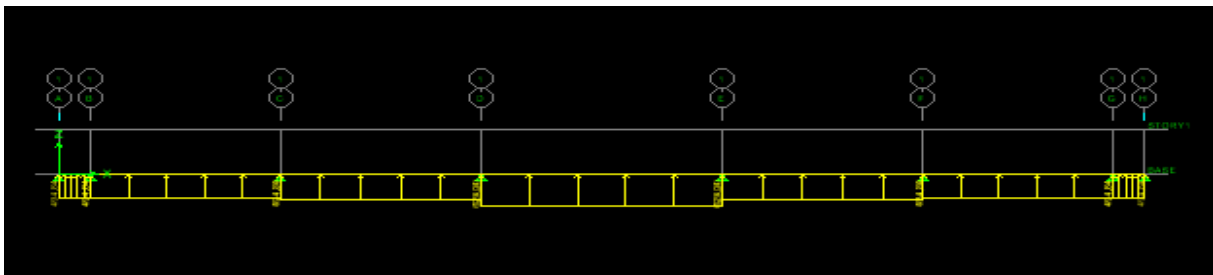
Schémas statiques pour le calcul des moments fléchissant et les efforts tranchant

a. Sens X-X (Charges triangulaires)

A l'ELU :

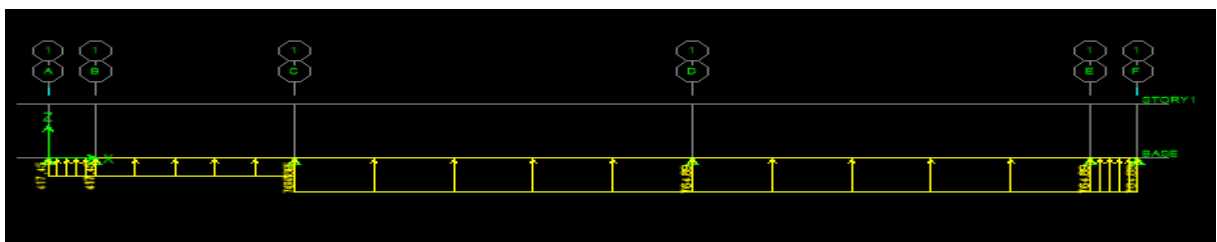


A l'ELS :

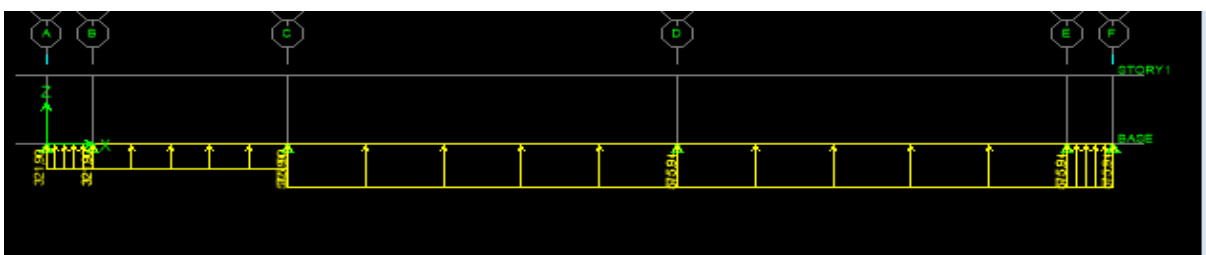


b. Sens Y-Y (Charges trapézoïdales)

A l'ELU :



A l'ELS :



Afin de déterminer les efforts internes nous avons utilisé le logiciel ETABS.

$H_{\text{nervure}} = 1.10\text{m}$

$B_{\text{nervure}} = 0.5\text{m}$

Sens (X-X)

ELU :

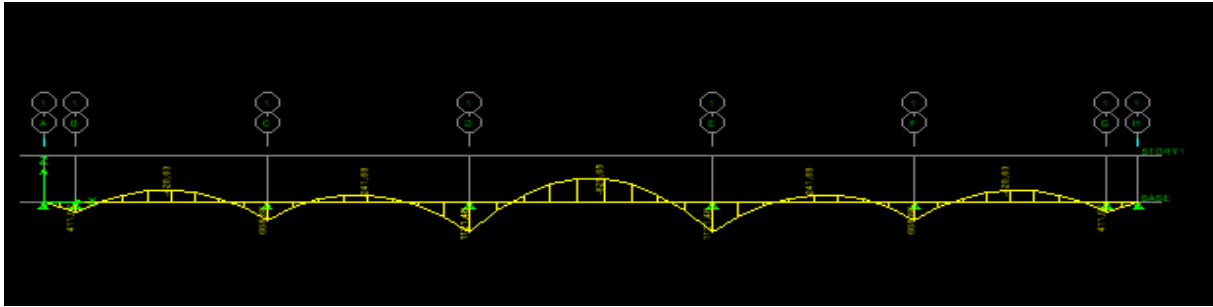


Figure VII.3: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens X-X.

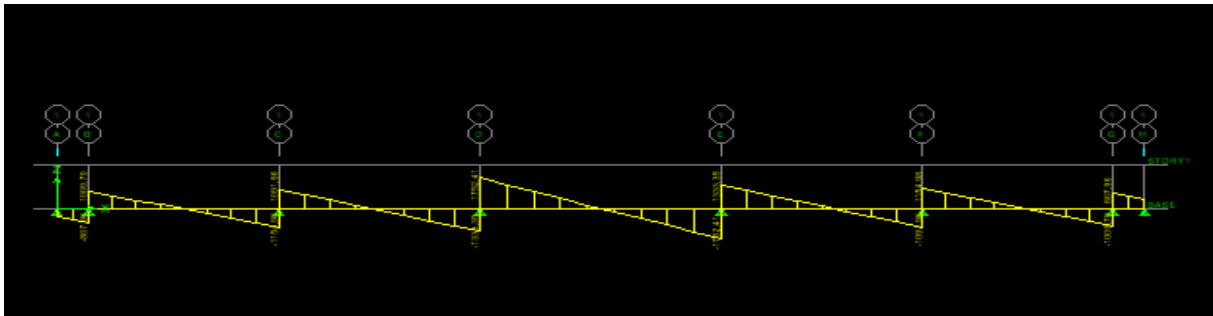


Figure VII.4: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans le sens X-X.

ELS :

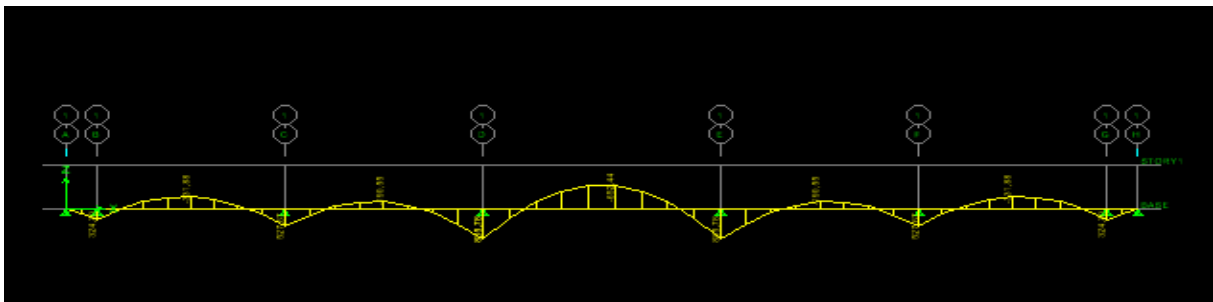


Figure VII.5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Sens (Y-Y)

ELU

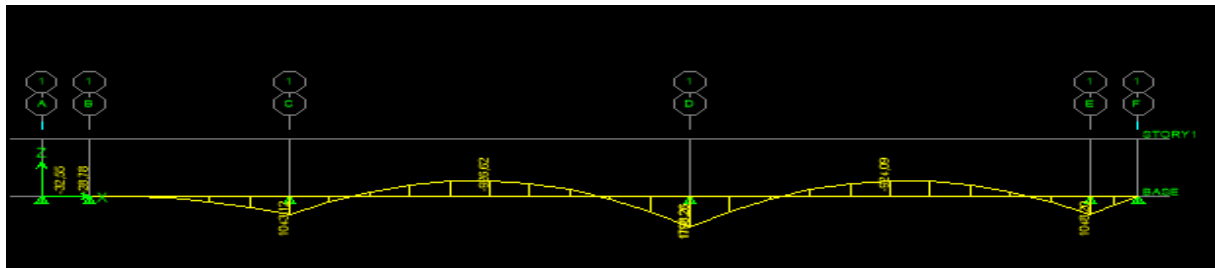


Figure VII.6: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU dans le sens Y-Y.

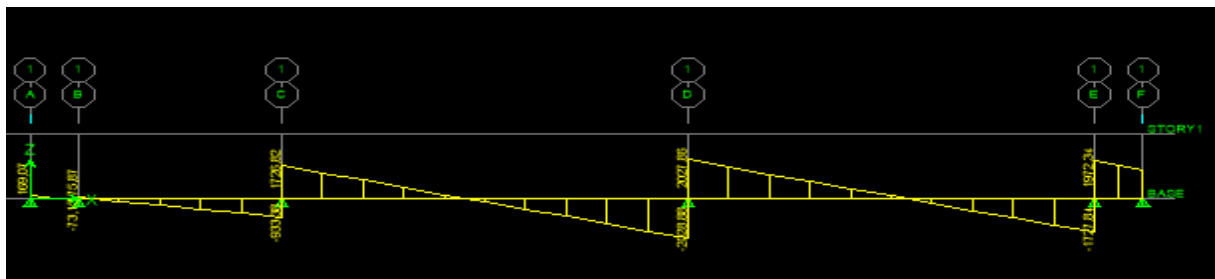


Figure VII.7 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU dans le sens Y-Y.

ELS

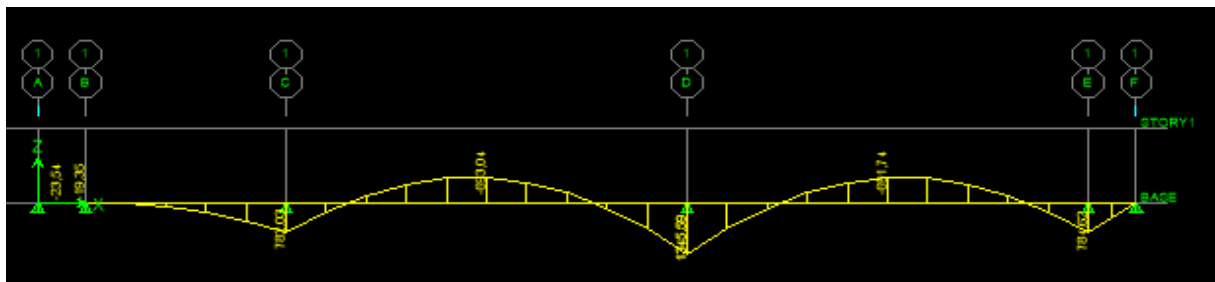


Figure VII.8: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS dans le sens Y-Y.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.13. Résumés des efforts internes dans la nervure

	Sens longitudinal (X-X)		Sens transversal (Y-Y)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}(\text{KN.m})$	1048.20	817.65	1063.83	794.62
$M_{tmax}(\text{KN.m})$	787.89	602.37	926.62	693.04
$T_{max}(\text{KN})$	1278.02		1292.76	

VII.4.3.2. Calcul des Armatures

a) Armatures longitudinales

$$b=50\text{cm} \quad h=110\text{cm} \quad f_{bu} = 14.2\text{MPa} \quad \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.14 : Résultats du calcul des armatures des nervures.

sens	Zone	Mu (KN.m)	μ	β	Secti on	A _{cal} (cm ²)	Ferrailage	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
X-X	Appuis	1048.20	0.230	0.867	SSA	32.46	10HA20+5HA14	39.11	15
	Travée	787.89	0.174	0.904	SSA	23.40	10HA16+5HA14	27.81	20
Y-Y	Appuis	1063.83	0.234	0.865	SSA	33.02	10HA20+5HA14	39.11	15
	Travée	926.62	0.204	0.885	SSA	28.11	10HA16+5HA16	30.16	20

b) Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm}.$$

On prend 3 cadres de $\phi=8\text{mm}$.

c) Espacement des armatures

En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \min \{ 27.5 ; 24 \} = 24\text{cm}. \text{ soit } S_t = 15\text{cm}.$$

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 20\text{cm}.$$

d) Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

En zone nodale

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm}^2$$

En zone courante

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3\text{cm}^2$$

e) Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

D'où : $A_p = 2HA14 = 3.08cm^2$.

VII.4.3.3. Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 107 \times \frac{2.1}{400} = 6.46cm^2.$$

Sens X-X

Aux appuis

$$A_a = 39.11cm^2 > A_{min} = 6.46cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travées

$$A_t = 27.81cm^2 > A_{min} = 6.46cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

Aux appuis

$$A_a = 39.11cm^2 > A_{min} = 6.46cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travées

$$A_a = 30.16m^2 > A_{min} = 6.46cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

Sens longitudinale : $T_u^{\max} 1278.02KN$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1278.02 \times 10^3}{500 \times 1070} = 2.38MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens transversal : $T_u^{\max} = 1292.76 KN$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1292.76 \times 10^3}{500 \times 1070} = 2.41MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.4.3.4. Vérification à L'ELS

A) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa \text{ et } \bar{\sigma}_{st} = 348MPa.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Vérification
X-X	Appuis	39.11	817.65	0.735	0.876	25.32	223.04	348	8.8	15	condition vérifiée
	Travée	23.40	602.37	0.439	0.854	34.50	281.71	348	8.16	15	condition vérifiée
Y-Y	Appuis	33.02	794.62	0.619	0.887	28.10	253.55	348	9.02	15	condition vérifiée
	Travée	28.11	693.04	0.530	0.891	30.87	258.6	348	8.37	15	condition vérifiée

Tableau VII.15. Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

CONCLUSION GENERALE

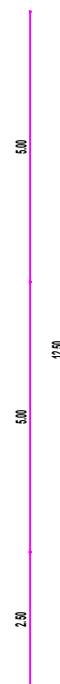
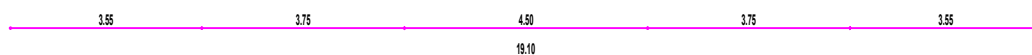
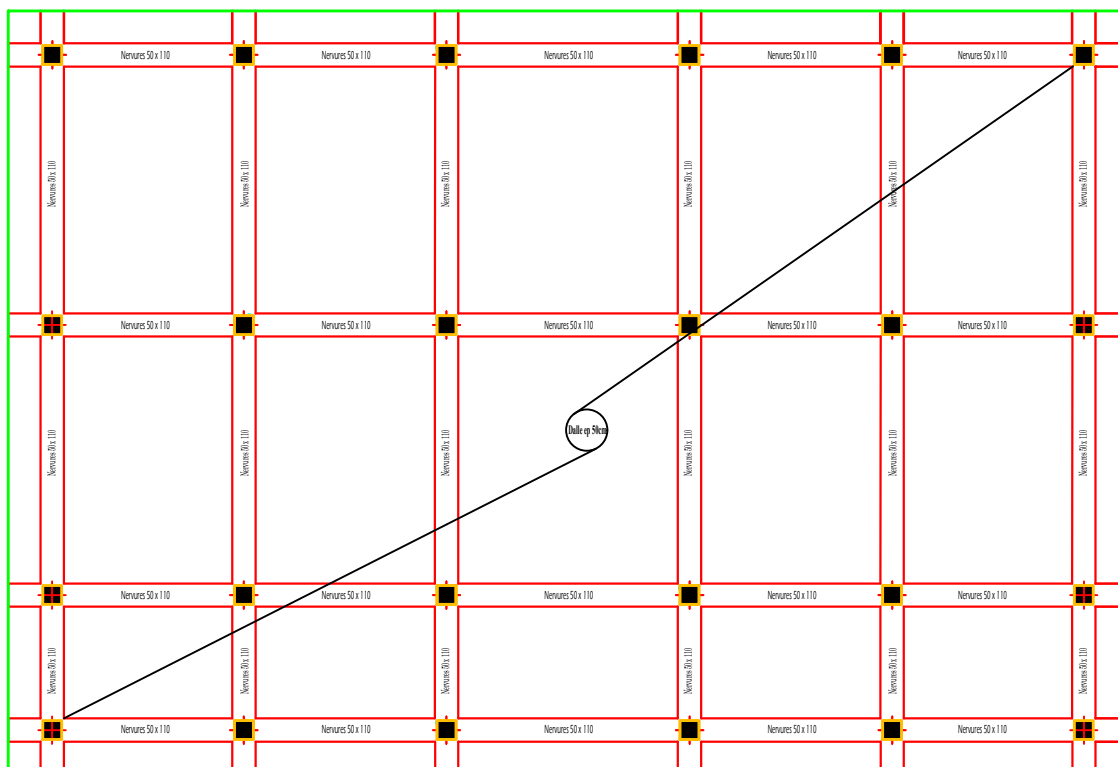
Au cours de ce Projet de Fin d'Etudes, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial a été réalisée. Situé à la willaya de TIZI-OUZOU, cet immeuble en béton armé de (R+6) est caractérisé par un contreventement voile.

Ceci nous a permis d'étudier à la fois les portiques et les voiles et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels. Les idées fortes et maitresses qui se sont dégagées tous au long de cette étude qui a été effectuer en tenant compte des règlements en vigueur dans notre pays, à savoir le BAEL91 modifié 99 et le RPA99 modifié 2003 peuvent se résumer en ces points :

- La structure est à contreventement mixte.
- La disposition des voiles a été effectuée de manière à diminuer au maximum la torsion du bâtiment

Par ailleurs ce travail nous a incité à nous documenter davantage donc à connaître les différentes étapes de calcul nécessaires pour l'étude d'une structure à ossature mixte, il nous a également permis d'approfondir nos connaissances et de conclure que la construction d'un ouvrage en génie civil est établit sur la base de trois critères à savoir :

- La résistance.
- La durabilité.
- L'économie.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr Nait Larbi Aghilas
Mlle Ouheb Razika

DIRIGE PAR :

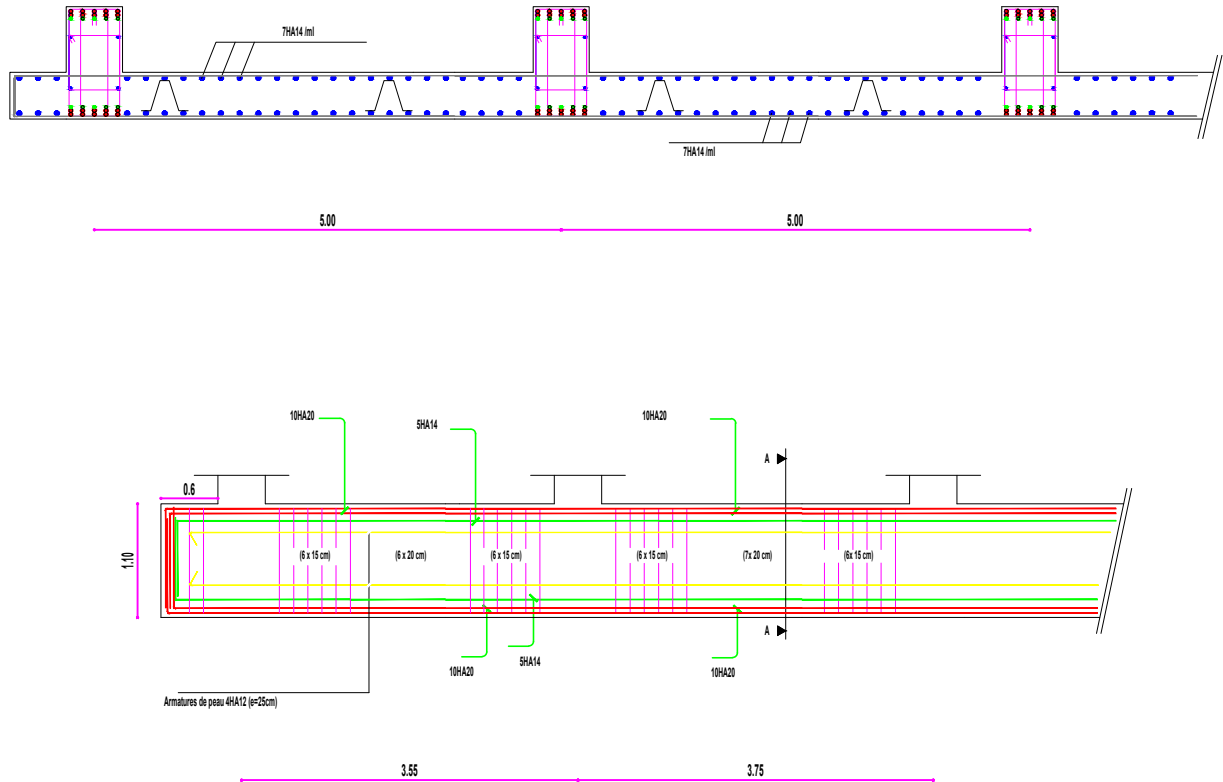
Mr Khelil.N

TITRE:

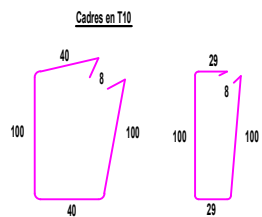
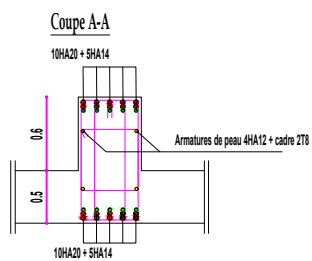
Ferraillage du radier

PROMOTION 2021-2022

Ferraillage de la dalle sens X-X



Ferraillage des Nervures sens X-X



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr Nait Larbi Aghilas
Mlle Ouheb Razika

DIRIGE PAR :

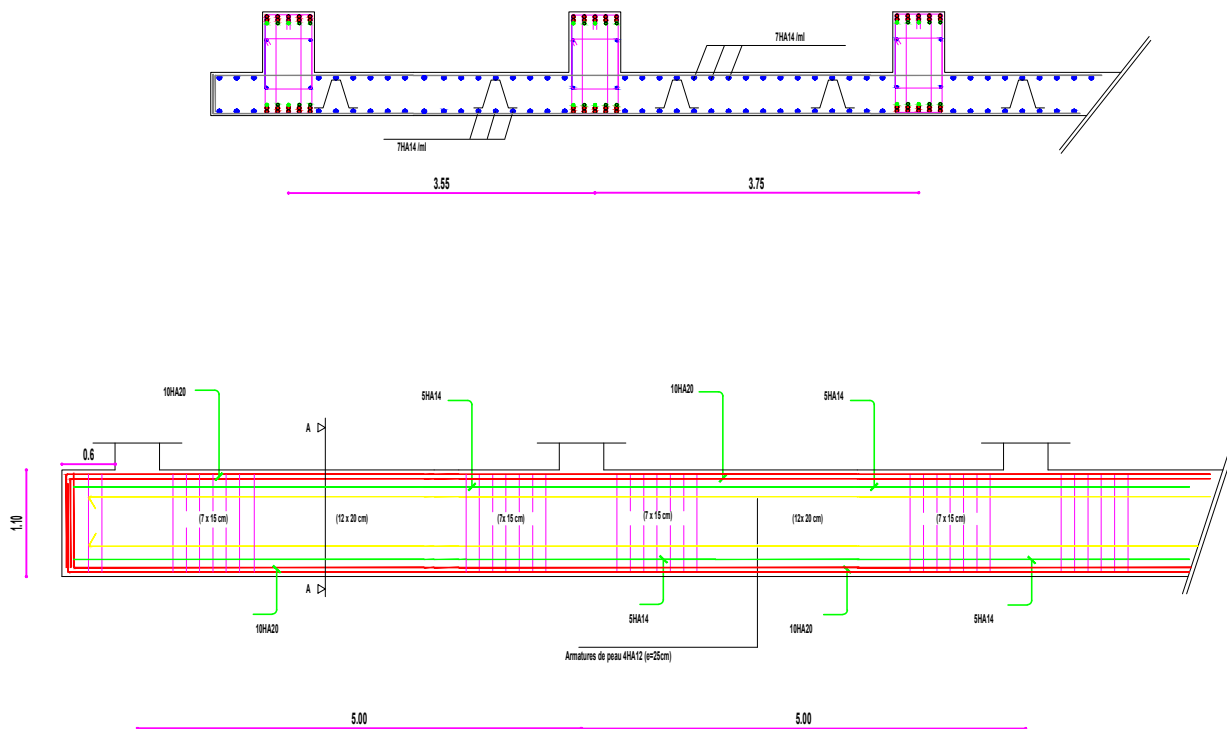
Mr Khelil.N

TITRE:

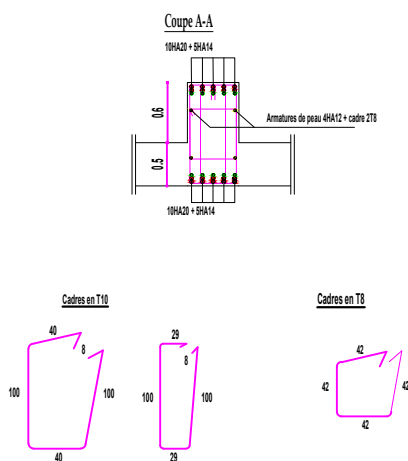
Ferraillage du radier sens X-X

PROMOTION 2021-2022

Ferraillage de la dalle sens Y-Y



Ferraillage des Nervures sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr Nait Larbi Aghilas
Mlle Ouheb Razika

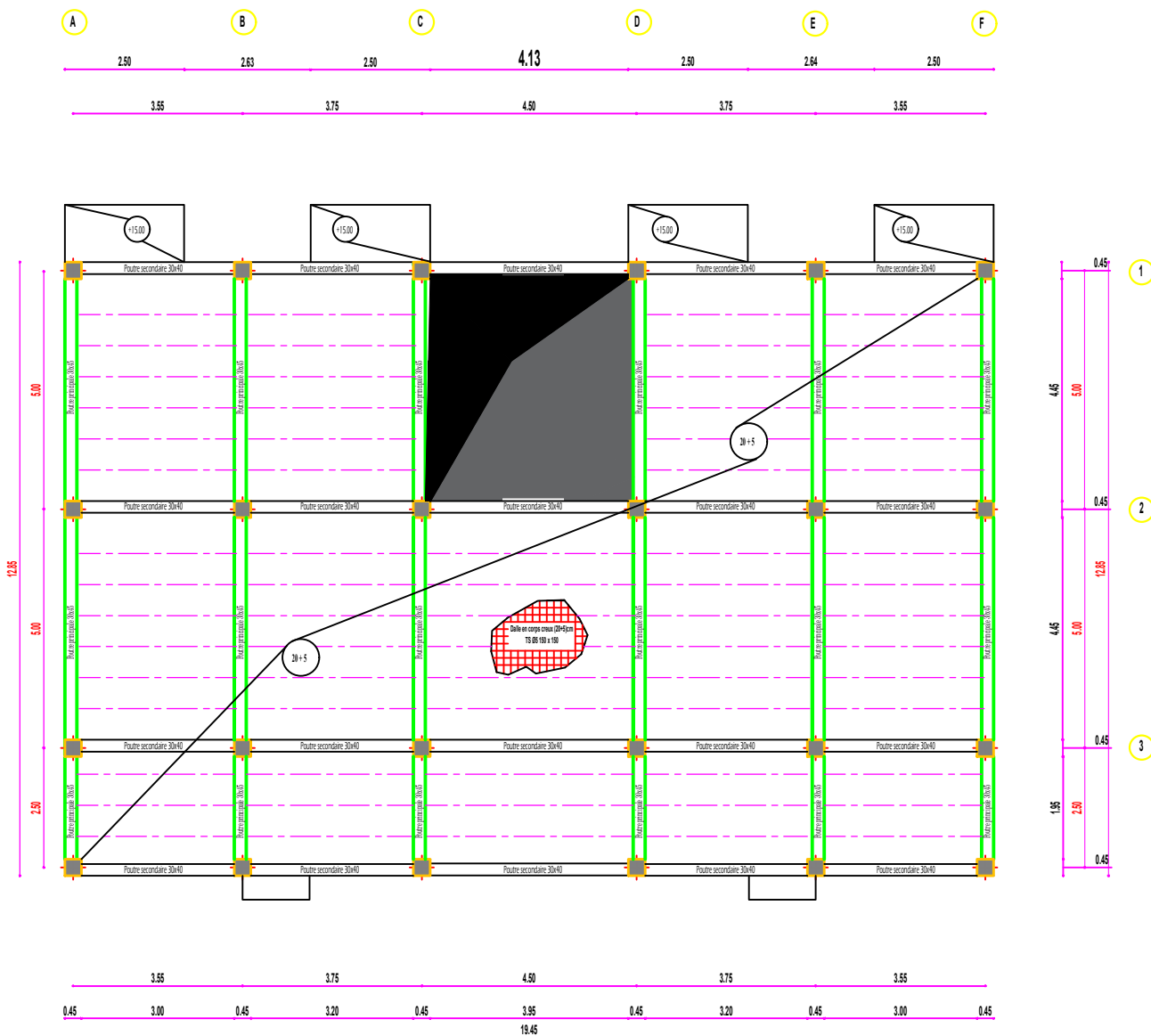
TITRE:

Ferraillage du radier sens Y-Y

DIRIGE PAR :

Mr Khelil.N

PROMOTION 2021-2022



Note:

- Zone I : RDC, 1er et 2ème étages.
- Zone II : 3ème et 4ème étages.
- Zone III : 5ème et 6ème étages.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr Nait Larbi Aghilas

Mlle Ouheeb Razika

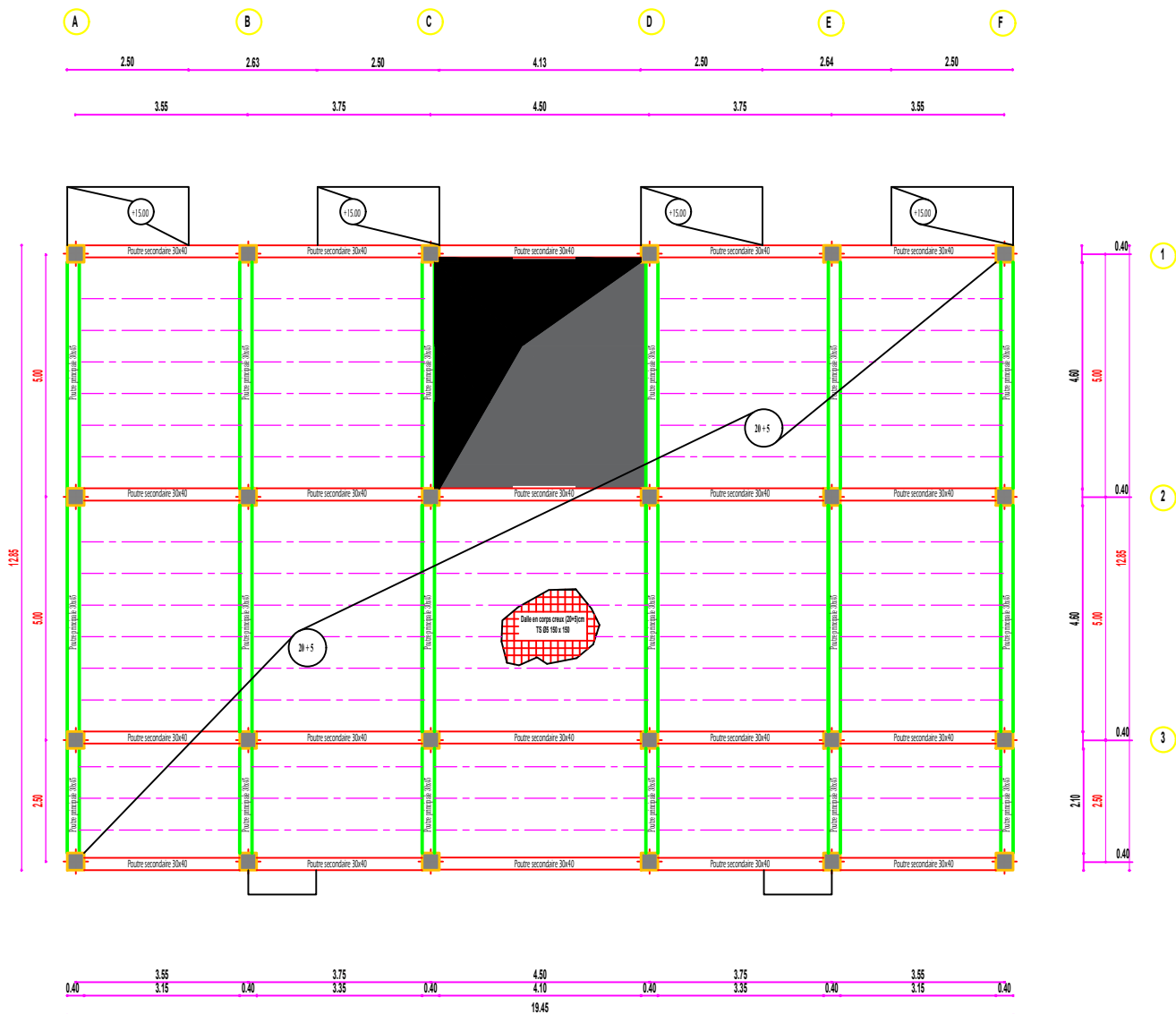
DIRIGE PAR :

Mr Khelil.N

TITRE:

Ferrailage du plancher
Zone I

PROMOTION 2021-2022



Note:

- Zone I : RDC, 1er et 2ème étages.
- Zone II : 3ème et 4ème étages.
- Zone III : 5ème et 6ème étages.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr Nait Larbi Aghilas
Mile Ouheb Razika

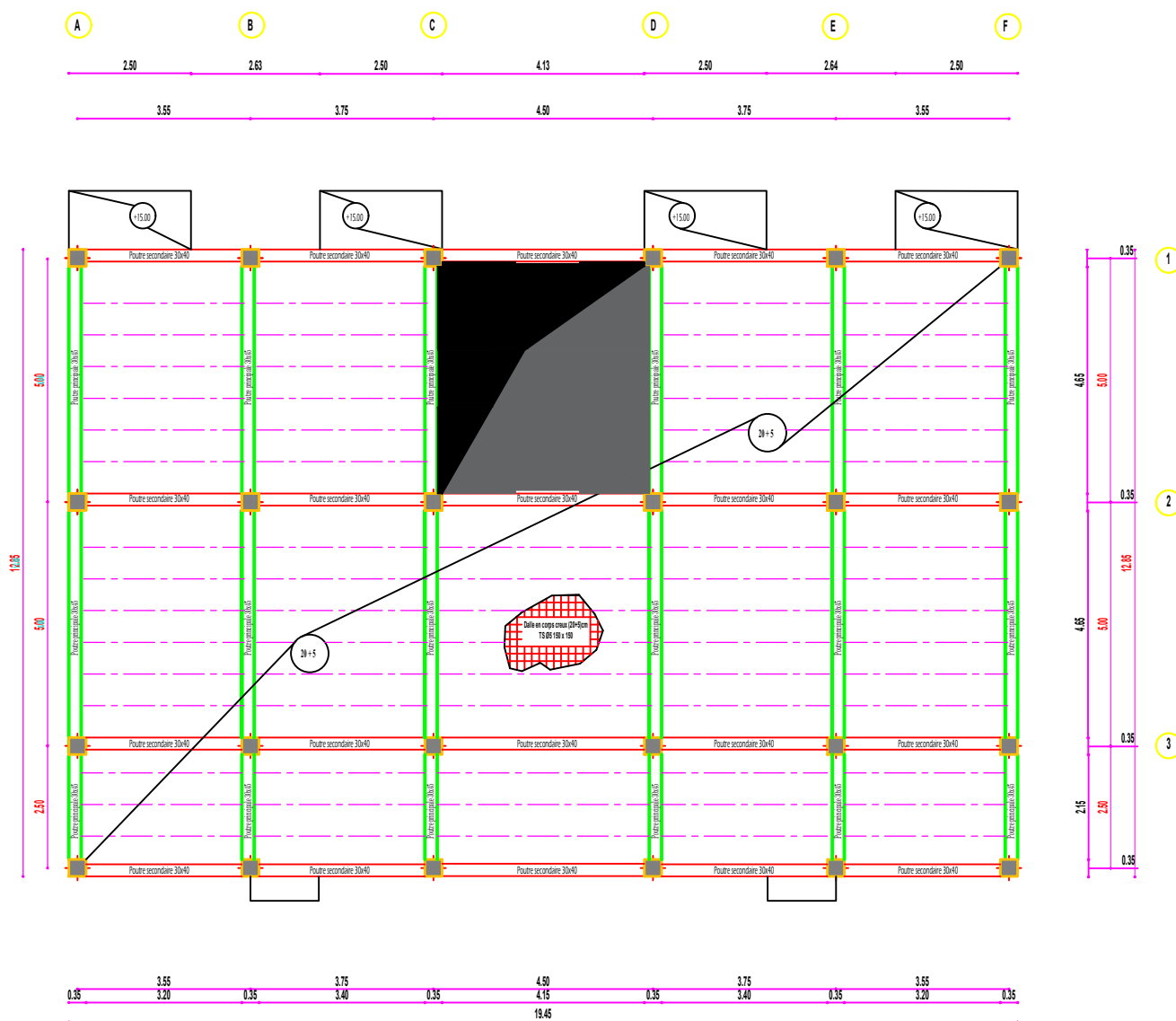
DIRIGE PAR :

Mr Khelil.N

TITRE:

Ferrailage du plancher
Zone II

PROMOTION 2021-2022



Note:

- Zone I : RDC, 1er et 2ème étages.
- Zone II : 3ème et 4ème étages.
- Zone III : 5ème et 6ème étages.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr Nait Larbi Aguilas

Mlle Ouheeb Razika

DIRIGE PAR :

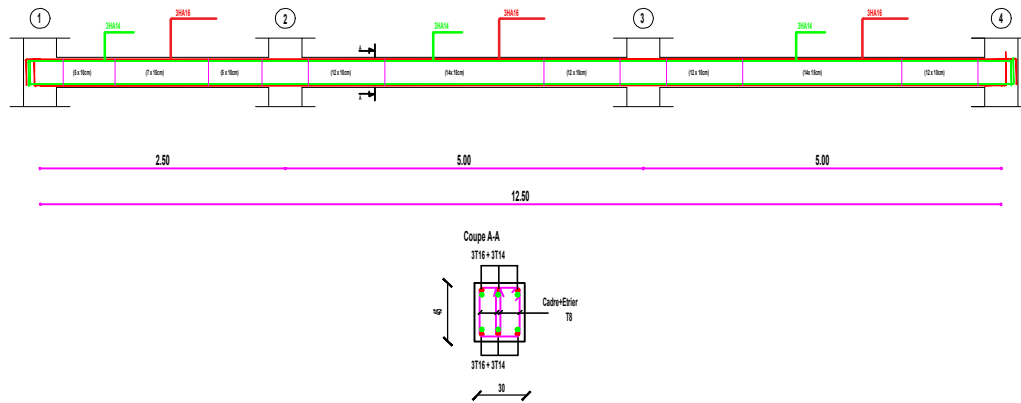
Mr Khelil.N

TITRE:

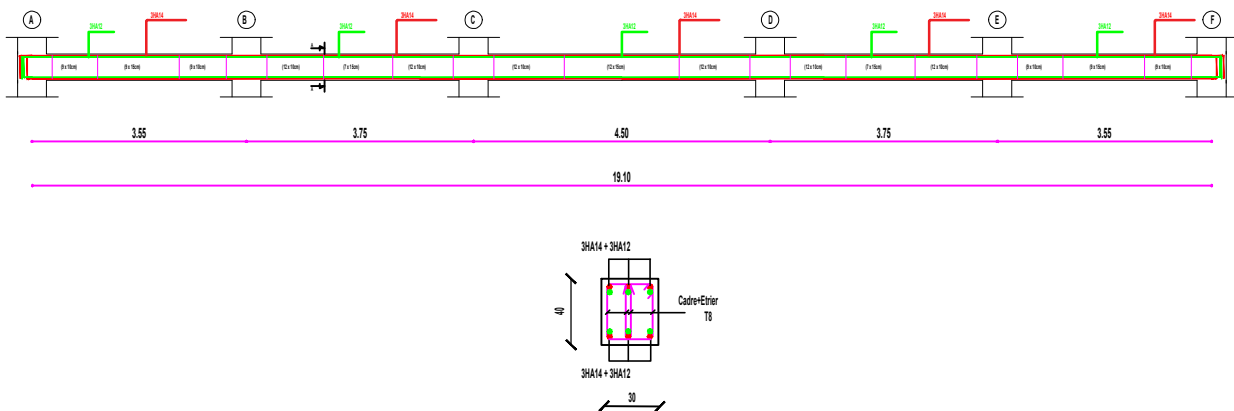
Ferrailage du plancher
Zone III

PROMOTION 2021-2022

Ferraillage des poutres principales



Ferraillage des poutres secondaires



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr Nait Larbi Aghilas.
Mlle Ouheh Razika

DIRIGE PAR :

Mr Kheill.N

TITRE:

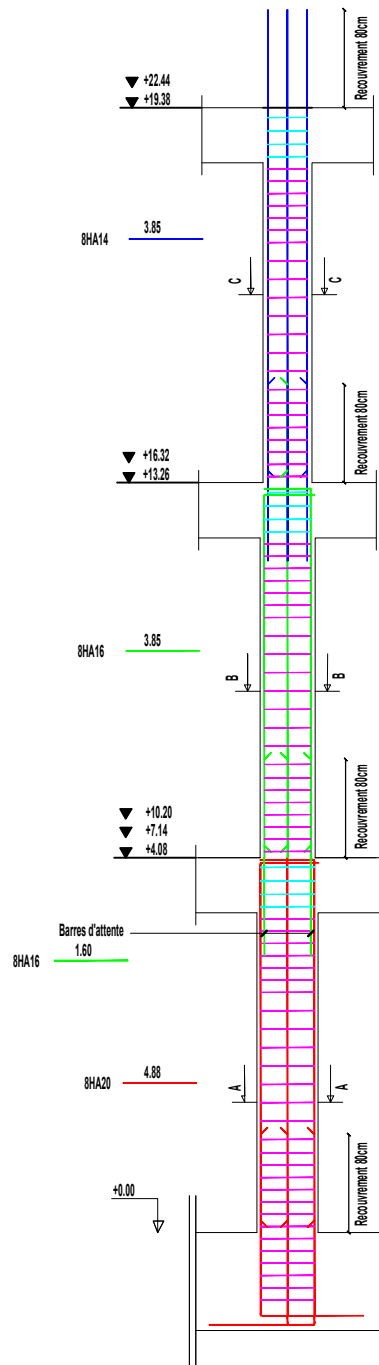
Ferraillage des poutres principales et secondaires

PROMOTION 2021-2022

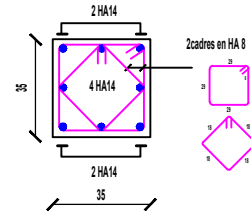
Zone III

Zone II

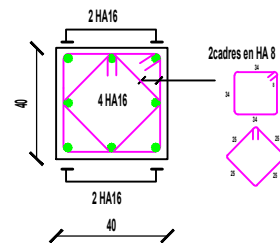
Zone I



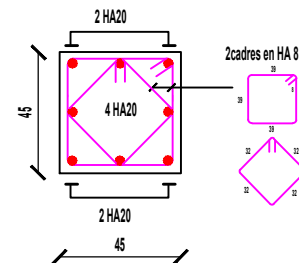
Coupe C-C



Coupe B-B



Coupe A-A



Note:

- Zone I : RDC, 1er et 2ème étages.
- Zone II : 3ème et 4ème étages.
- Zone III : 5ème et 6ème étages.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr Nait Larbi Aghiles.

Mlle Ouheb Razika

DIRIGE PAR :

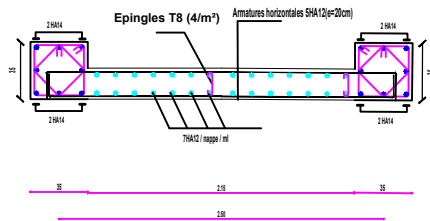
Mr Khelil.N

TITRE:

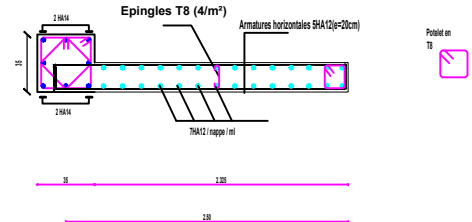
Ferraillage des poteaux

PROMOTION 2021-2022

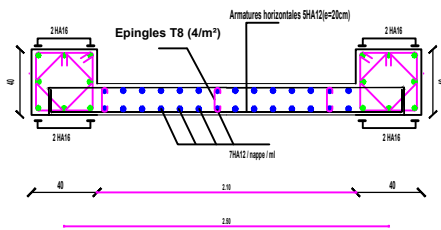
Voile VT1 en Zone III



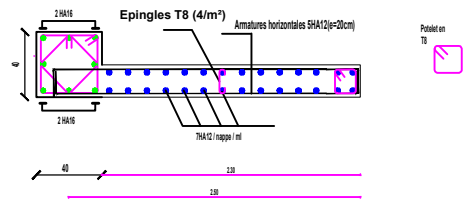
Voile VT2 en Zone III



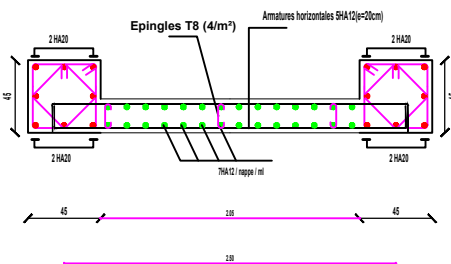
Voile VT1 en Zone II



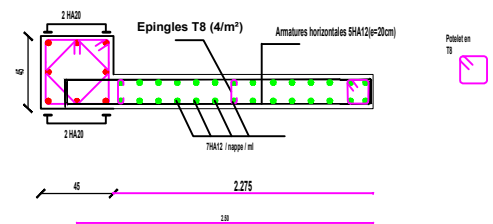
Voile VT2 en Zone II



Voile VT1 en Zone I



Voile VT2 en Zone I



Note:

- Zone I : RDC, 1er et 2ème étages.
- Zone II : 3ème et 4ème étages.
- Zone III : 5ème et 6ème étages.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

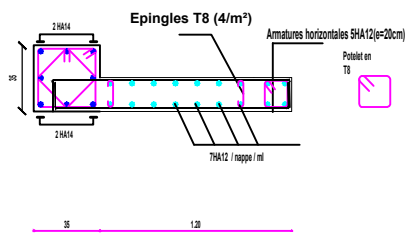
Mr Nait Larbi Aghilas
Mlle Ouheh Razika
DIRIGE PAR :
Mr Kheili N

TITRE:

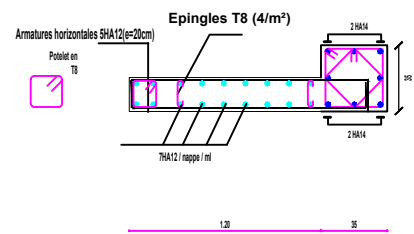
Ferrailage des voiles
transversaux

PROMOTION 2021-2022

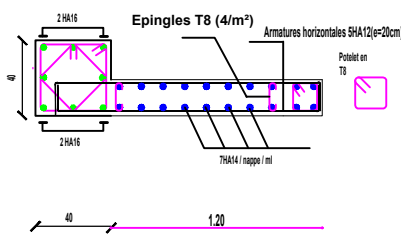
Voile VL1 en Zone III



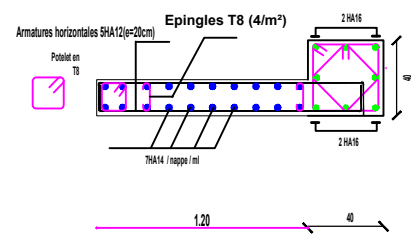
Voile VL2 en Zone III



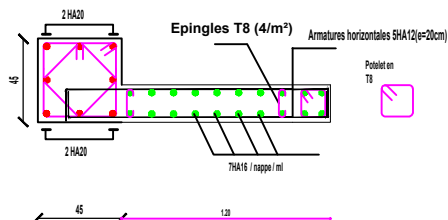
Voile VL1 en Zone II



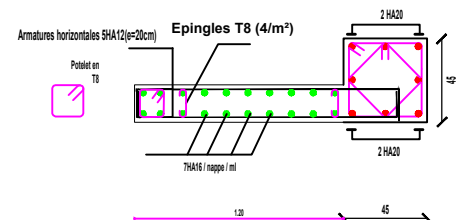
Voile VL2 en Zone II



Voile VL1 en Zone I



Voile VL2 en Zone I



Note:

- Zone I : RDC, 1er et 2ème étages.
- Zone II : 3ème et 4ème étages.
- Zone III : 5ème et 6ème étages.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr Nait Larbi Aghilas

Mlle Ouheb Razika

DIRIGE PAR :

Mr Khelil.N

TITRE:

Ferraillage des voiles
longitudinaux

PROMOTION 2021-2022

Bibliographie

- [1] Règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003).
- [2] DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- [3] Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés
- [4] Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.