



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil
Option Constructions civiles et industrielles

THEME

Etude d'un bâtiment R+5+2 E-sol à usage d'habitation et commercial
contreventé par des voiles et portiques modélisé avec le logiciel ETABS



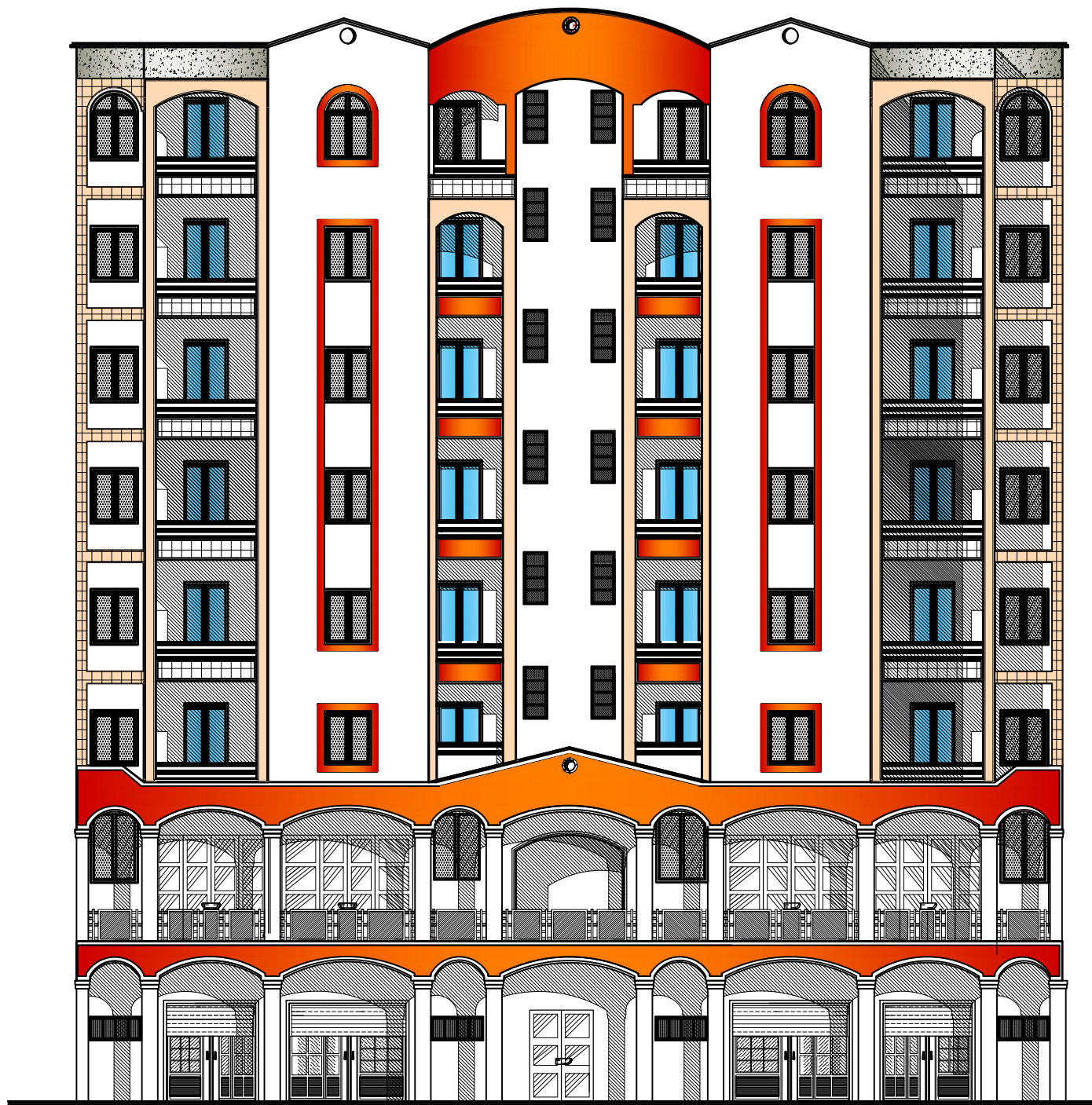
Réalisé par :

- M^r. BOUAZIZ Adel
- M^r. TOUMI Abderraouf

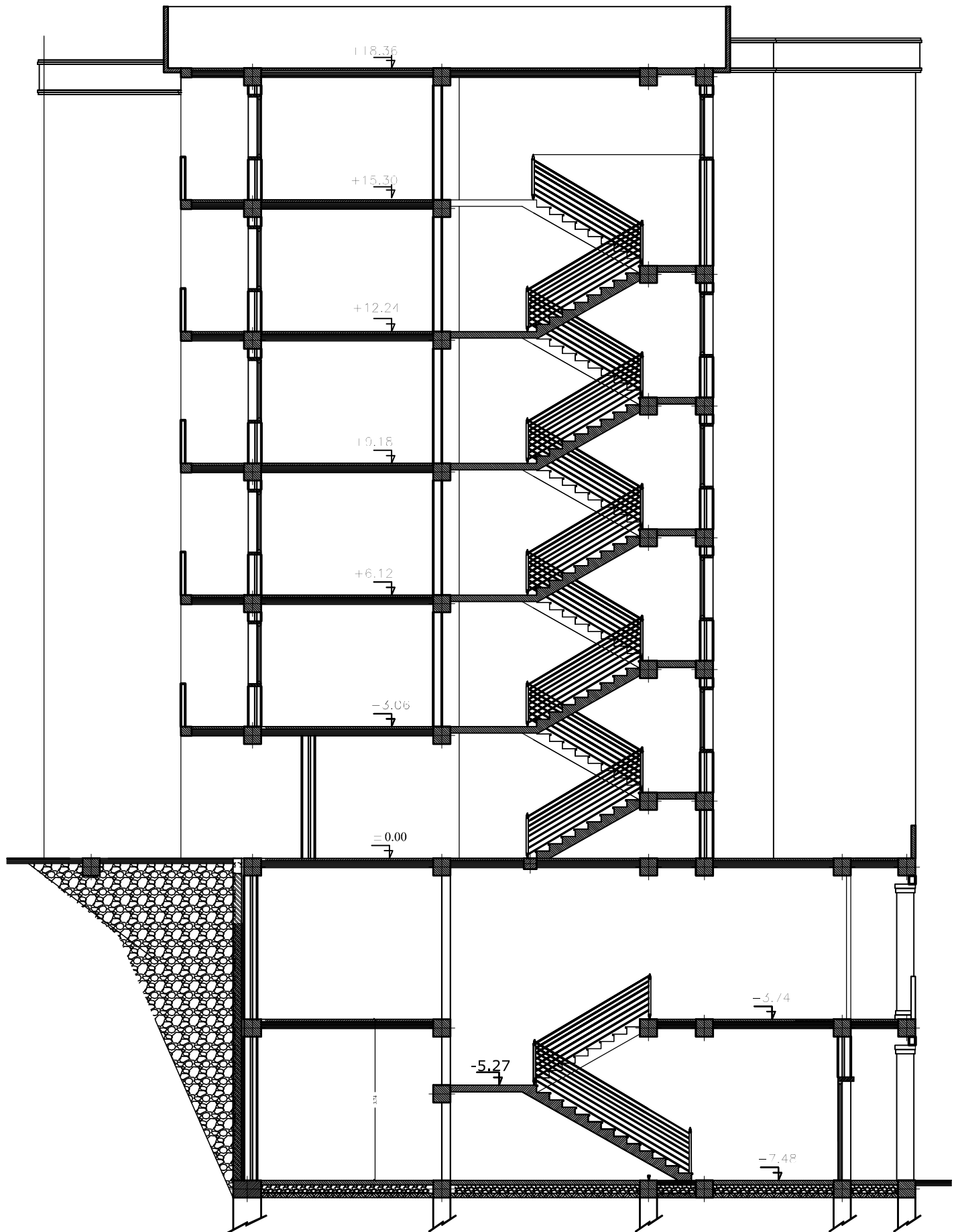
Dirigé par :

M^{me}. RAHMANI.N

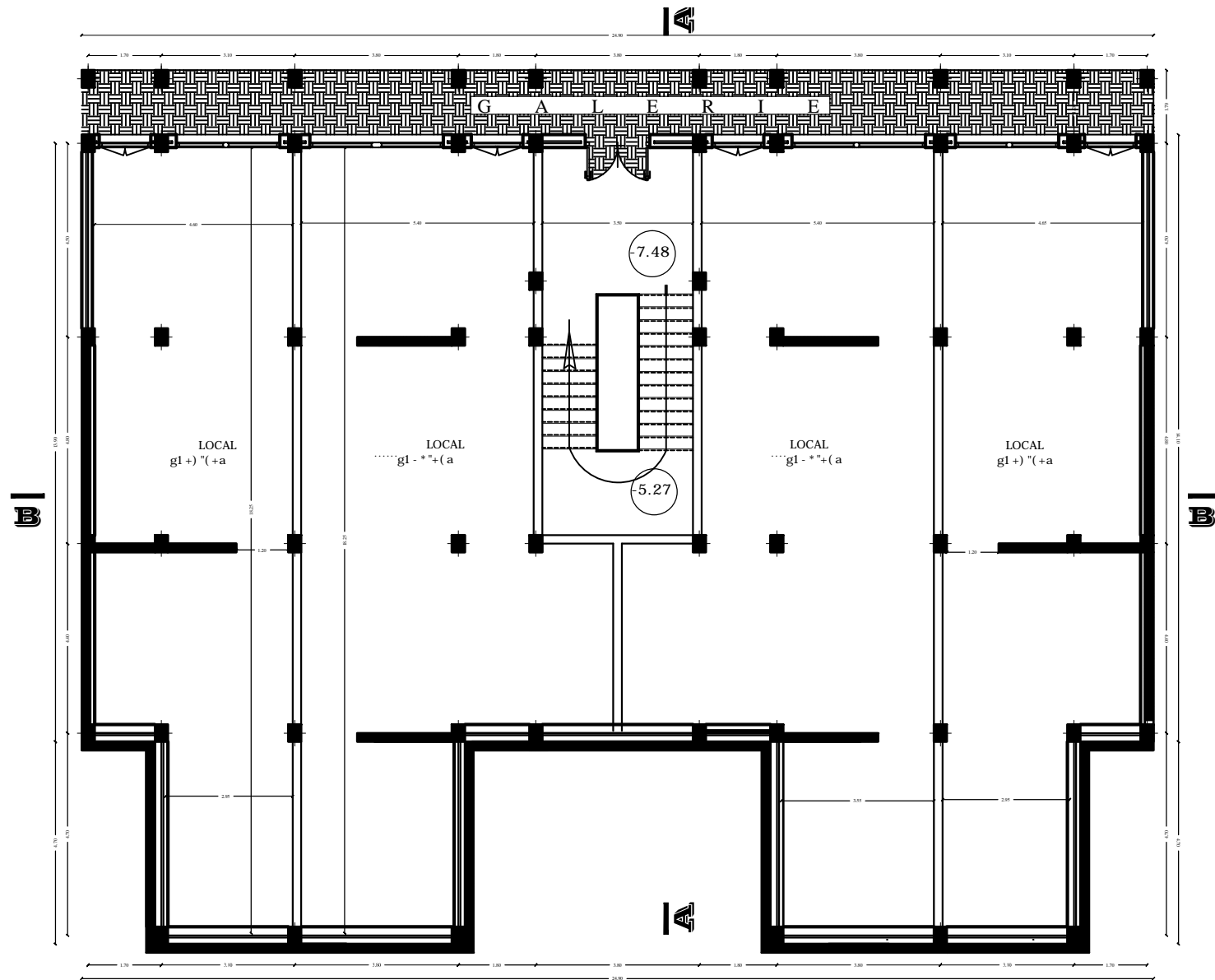
Promotion 2018/2019



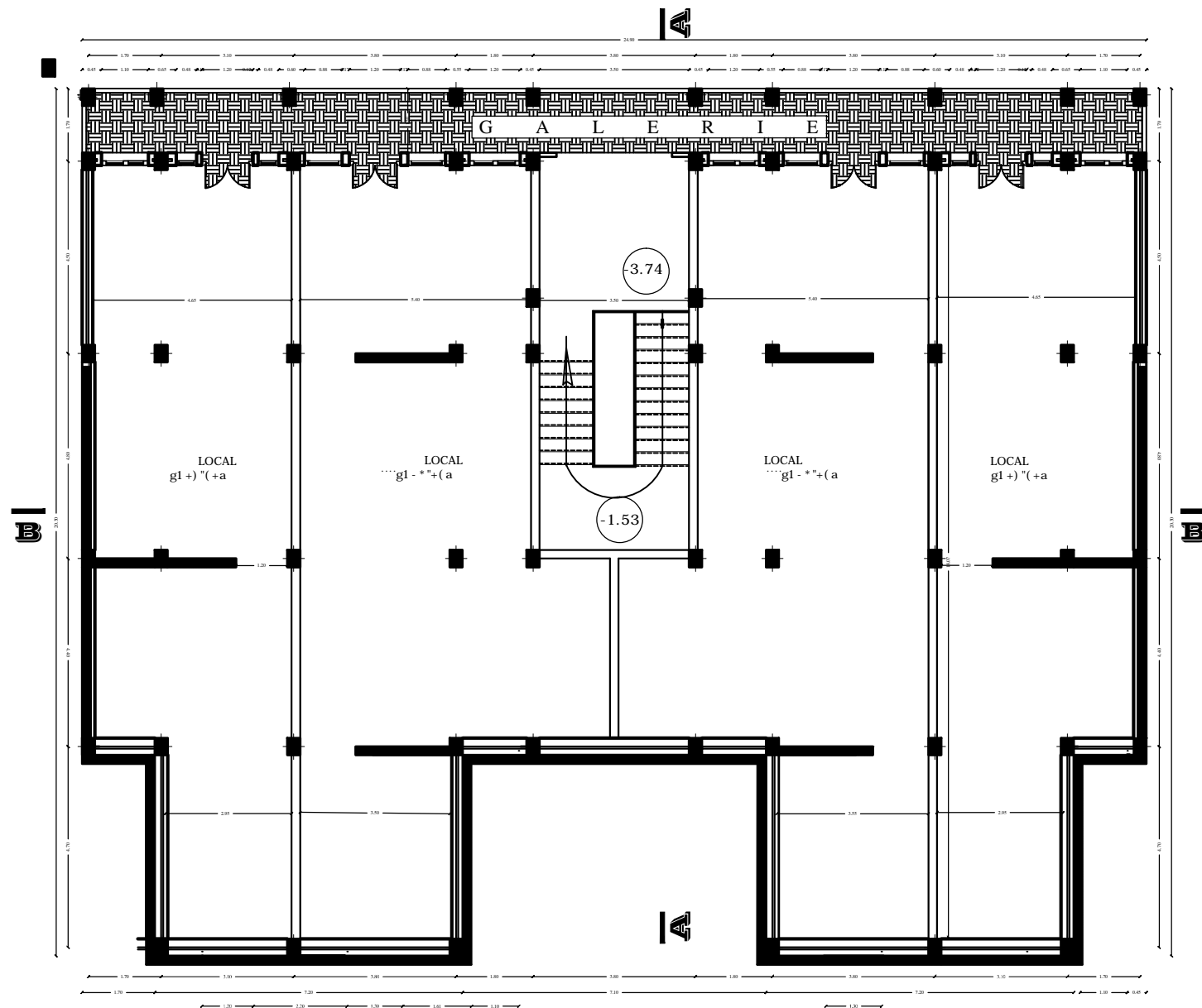
Façade Principale



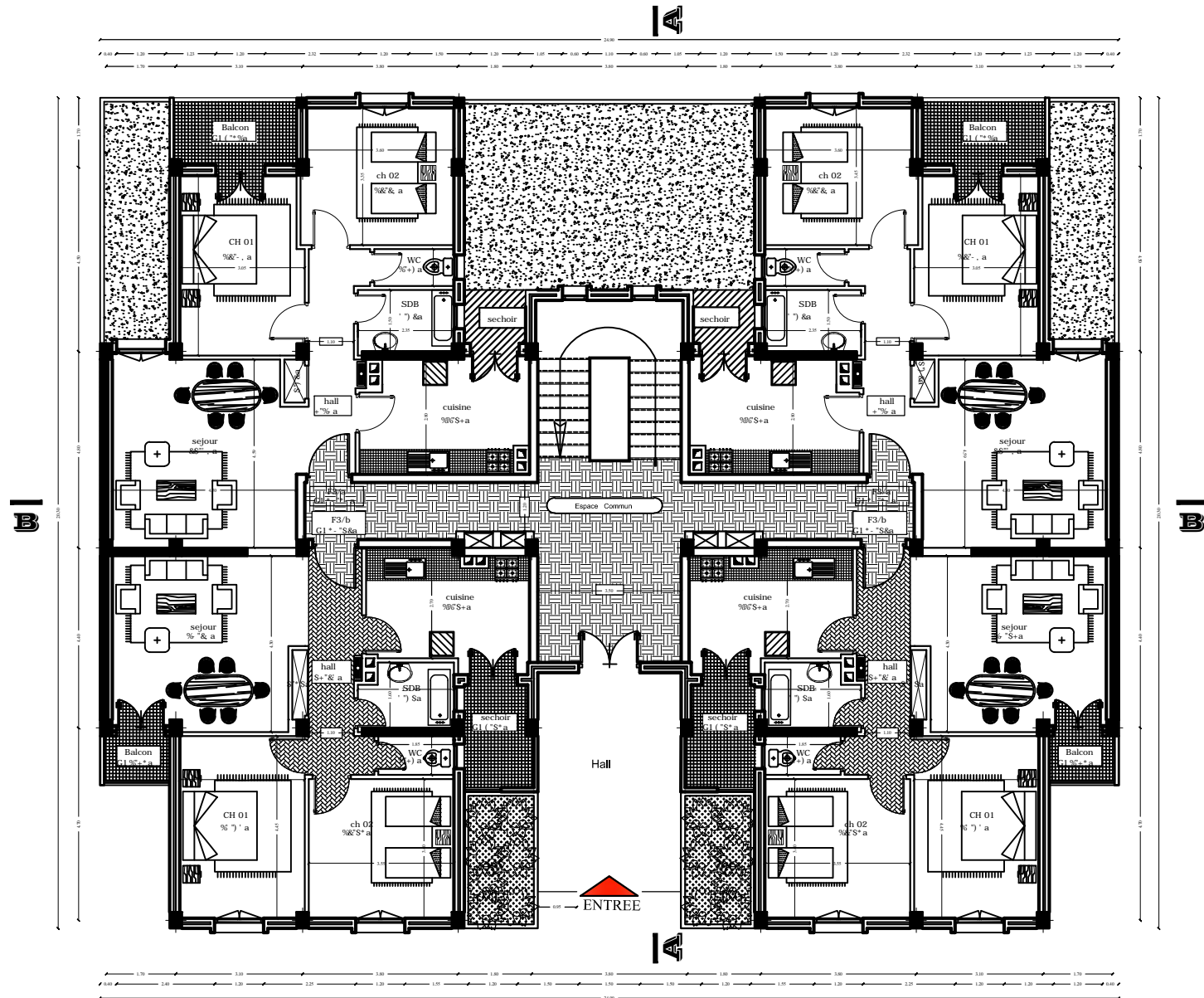
Coupe A-A



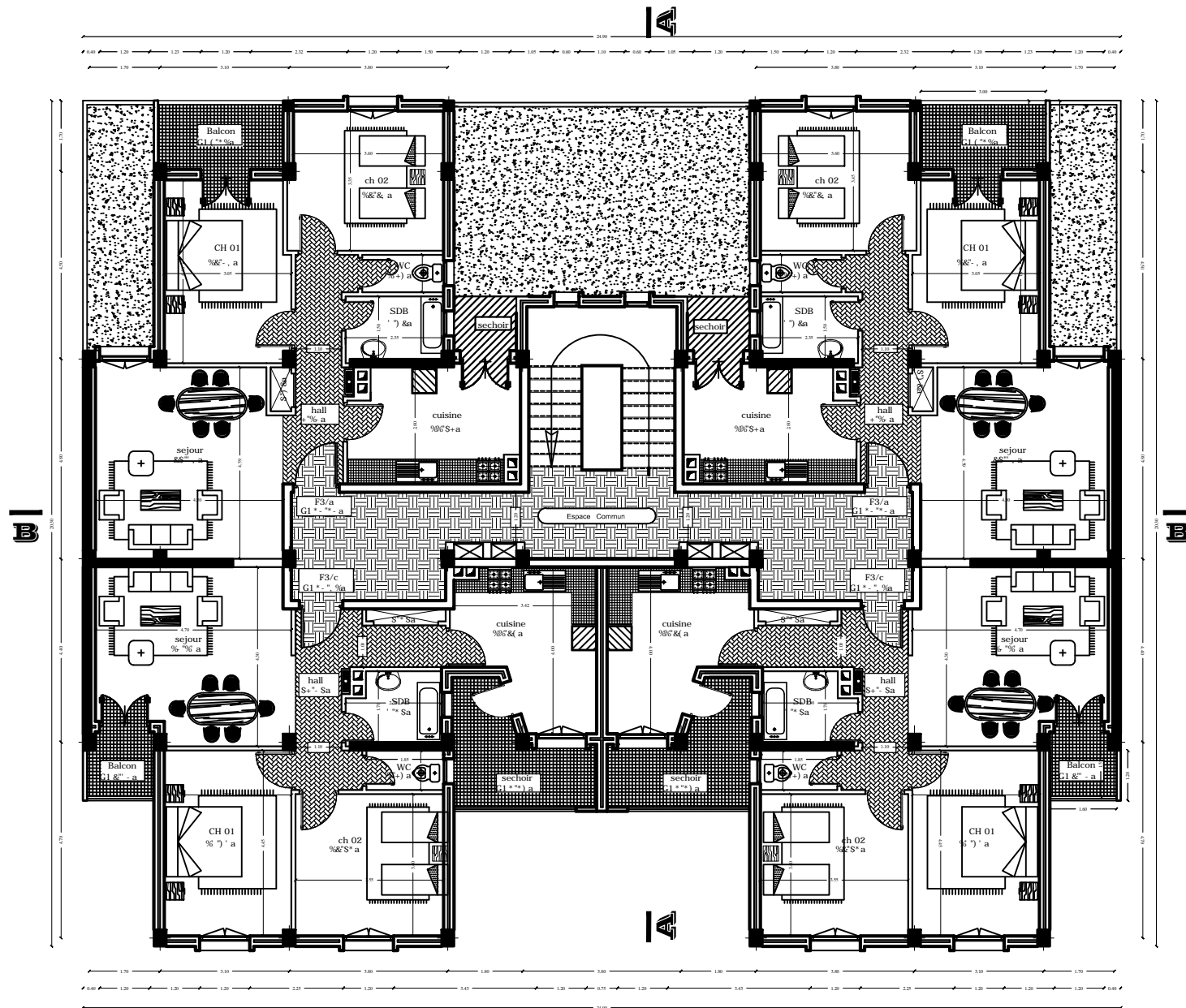
Plan de l'Entre Sol 02 (-7.48)



Plan de l'Entre Sol 01 (-3.74)



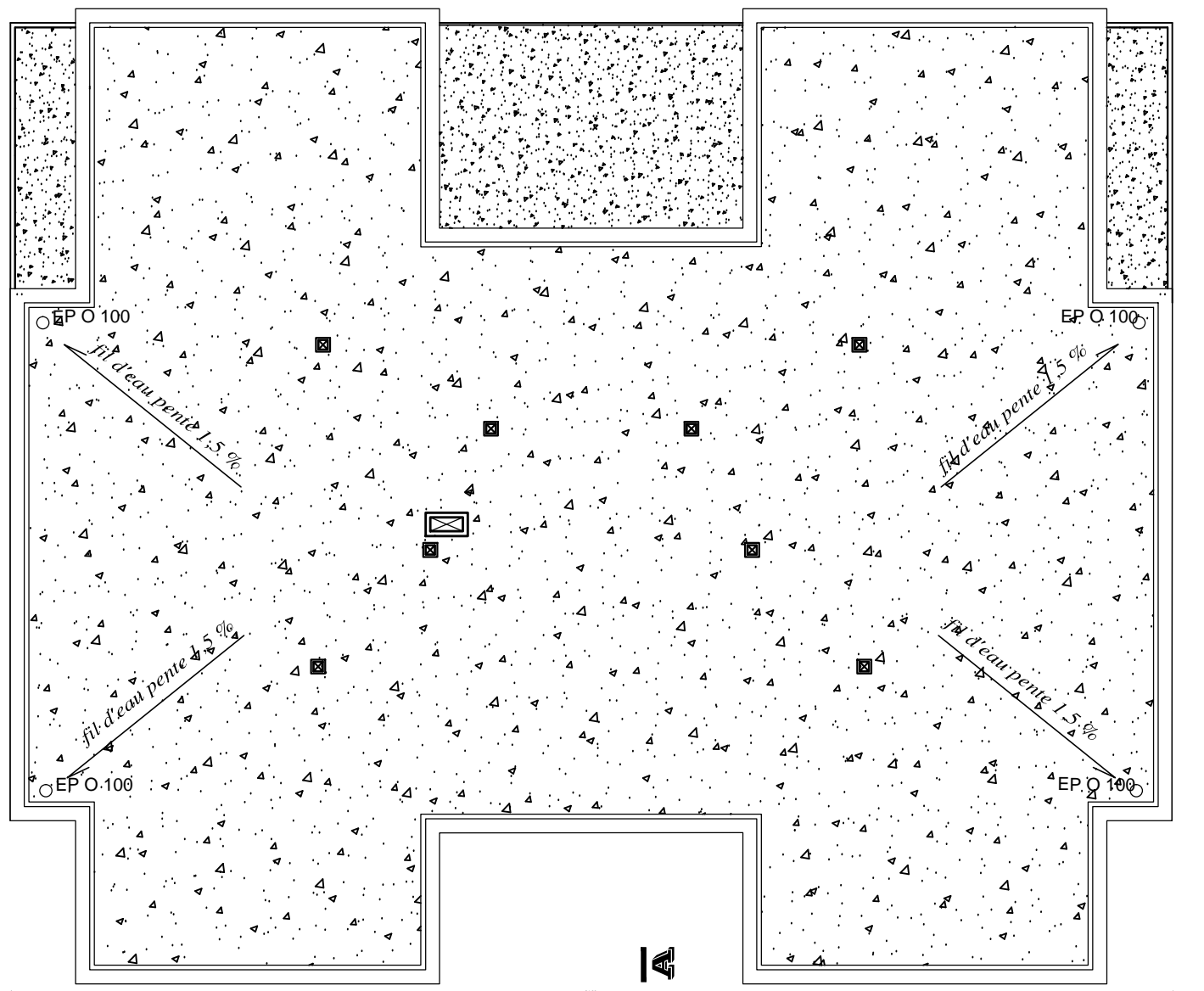
Plan du RDC



Plan de l'Etage courant

B

24.00



Plan de Terrasse



Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier avant tout dieu de nous avoir donnée la force, la patience et le courage pour mener ce projet a terme.

Nos remerciement vont aussi à nos parents et familles respectives, pour l'amour et la force qu'ils nous transmettent constamment chaque jour.

Nous tenons a exprimé notre sincère gratitude pour notre promoteur M^{mm} RAHMANI de nous avoir encadré, pour son apport inestimable, qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant a sa propre personne.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres des jurys qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Notre reconnaissance s'étend également au corps professoral, administratif et les enseignants du département génie civil.

Dédicaces

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail a tous ceux qui me sont chers,

- *A MA CHÈRE MÈRE*

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse dieu, le très haut, vous accorder sante, bonheur et longue vie

- *A La MÉMOIRE DE MON PÈRE*

Ce travail est dédié a mon père, décédé trop tôt, que dieu garde son âme dans son vaste paradis.

- *A mes chères frère Amine et Samir*

- *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*

- *A mes amis (es)*

- *A mon binôme Abderraouf et sa famille*

- *A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin*

Adel

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mon cher père pour son aide et son soutien tout au long de mes études, et qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui et j'espère qu'un jour je serai capable de lui donner au moins le minimum car quoique je face j'arriverai jamais à lui rendre tout.

Ma très chère mère à qui je dois tous mes succès et que je ne remercierai jamais assez.

A mon cher frère : Lamine.

A ma petite sœur Yasmine.

A ma femme Fatima

A mes grandes mères et mon grand-père, à tous mes cousins (es), tantes et oncles et leurs enfants

A mon binôme Adel

A tous mes amis(es)

TOUMI Abderraouf

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	10
Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux	25
III.1 : Acrotère	25
III.2 : Plancher	33
III.3 : balcon	53
III.4 : Escaliers	60
III.5 : poutre palière	94
Chapitre IV : Modélisation de la structure	104
Chapitre V : vérifications des exigences de RPA	124
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	142
Ferrailage des poteaux	142
Ferrailage des poutres.....	155
Ferrailage des voiles	166
Chapitre VII : étude de mur plaque	179
Chapitre X : Etude de l'infrastructure	185
Conclusion générale	200
Bibliographie	

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

Figure 1.1. Diagramme contrainte déformation.....	Page 5
Figure 1.2 : Diagramme des contraintes à l'ELS.....	Page 6
Figure 1.3 : diagramme de contrainte déformation de l'acier.....	Page 8

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments.

Figure II.1 : schéma d'un plancher en corps creux.....	Page 10
Figure II.2 : coupe de voile en élévation.....	Page 13
Figure II.3 : coupe de voile en plan.....	Page 13
Figure II.4 : coupe du plancher terrasse.....	Page 16
Figure II.5 : composition du plancher étage courant.....	Page 17
Figure II.6 : coupe verticale du mur extérieur.....	Page 18
Figure II.7 : coupe verticale du mur intérieur.....	Page 18
Figure II.8 : localisation du poteau le plus sollicité.....	Page 19

Chapitre III : calcul des éléments.

III.1 acrotère

Figure III.1.1 : coupe de l'acrotère.....	Page 25
Figure III.1.2 : Diagramme des efforts interne.....	Page 26
Figure III.1.3 : section rectangulaire soumise à la flexion.....	Page 27
Figure III.1.4: Ferrailage de l'acrotère.....	Page 32

III.2 Plancher

Figure III.2.1 : Coupe transversale de la poutrelle.....	Page 33
Figure III.2.2 : ferrailage de la dalle de compression.....	Page 34
Figure III.2.3 : La disposition des poutrelles.....	Page 35
Figure III.2.4 : schéma statique de la poutrelle.....	Page 36
Figure. III.2.5 : diagramme des moments fléchissant.....	Page 38

Figure III.2.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction).....	Page 42
Figure III.2.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction).....	Page 42
Figure III.2.8 : plan ferrailage de la poutrelle.....	Page 45
Figure III.2.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	Page 48
Figure III.2.10: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.....	Page 48
Figure III.2.11 : Section en té.....	Page 50
Figure III.2.12 : ferrailage des planchers.....	Page 52

III.3 Balcon

Figure III.3.1: Schéma statique du balcon.....	Page 53
Figure III.3.2: Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre.....	Page 53
Figure III.3.3 : Ferrailage du balcon.....	Page 59

III.4 Escaliers

Figure III.4.1 : Coupe verticale d'un escalier.....	Page 60
Figure III.4.2 : Schéma statique escalier Entre Sol (ELU).....	Page 68
Figure.III.4.3 : Diagramme des efforts interne à l'ELU.....	Page 71
Figure III.4.4 : Schéma statique escalier Etage courant et RDC (ELU).....	Page 72
Figure.III.4.5 : Diagramme des efforts interne à l'ELU.....	Page 74
Figure III.4.6 : Schéma statique escalier Entre Sol (ELS).....	Page 81
Figure.III.4.7: Diagramme des efforts interne a l'ELS.....	Page 83
Figure III.4.8 : Schéma statique escalier Etage courant et RDC (ELS).....	Page 84
Figure.III.4.9 : Diagramme des efforts interne a l'ELS.....	Page 86
Figure III.4.10 : Ferrailage de l'escalier entre sol.....	Page 93
Figure III.4.11 : Ferrailage de l'escalier étage courant.....	Page 93

III.5 Poutre palière

Figure III.5.1 : Diagramme des efforts interne à l'ELU.....	Page 96
Figure III.5.2 : Diagramme des efforts interne à l'ELS.....	Page 10
Figure III.5.3 : Plan de ferrailage de la poutre palière.....	Page 102

Chapitre IV : présentation du logiciel Etabs

Figure IV.1 : icône Application ETABS	Page 105
Figure IV.2 : Géométrie de base.....	Page 106
Figure IV.3 : Modification des longueurs des trames.....	Page 107
Figure IV.4 : Modification des longueurs des étages.....	Page 107
Figure IV.5 : Représentation de la structure en 2D et 3D.....	Page 108
Figure IV.6 : Introduction des propriétés mécanique du béton.....	Page 108
Figure IV.7 : Introduction des dimensions des poteaux.....	Page 109
Figure IV.8 : Introduction des dimensions des poutres.....	Page 110
Figure IV.9 : Introduction des dimensions des voiles.....	Page 110
Figure IV.10 : Introduction des dimensions des dalles planes.....	Page 111
Figure IV.11 : Introduction des propriétés mécanique du béton pour le bardage	Page 111
Figure IV.12 : dénomination des plancher.....	Page 112
Figure IV.13 : Définition des charges d'exploitations G et Q.....	Page 112
Figure IV.14 : Introduction de RPA.....	Page 113
Figure IV.15 : introduction du spectre de réponse.....	Page 114
Figure IV.16 :- Définition du chargement EX et EY (séisme).....	Page 114
Figure IV.17 : Introduction des combinaisons d'actions.....	Page 115
Figure IV.18 : Dessin des poteaux	Page 116
Figure IV.19 : Dessin des poutres	Page 116
Figure IV.20 : Dessin des voiles	Page 117
Figure IV.21 : Dessin des dalles pleines.....	Page 117
Figure IV.22 : Dessin des planchers.....	Page 118
Figure IV.23 : Encastrement de la base de structure.....	Page 118
Figure IV.24 : Vue de la structure en 3D.....	Page 119
Figure IV.25 : Chargement de balcon dalle pleine.....	Page 120
Figure IV.26 : Diaphragme de RDC.....	Page 120
Figure IV.27 : Introduction de nombre de mode.....	Page 121
Figure IV.28 : Analyse de la structure.....	Page 121
Figure IV.29 : Déplacement de la structure selon le mode 1.....	Page 122
Figure IV.30 : Déplacement de la structure selon le mode 2.....	Page 122
Figure IV.31 : Déplacement de la structure selon le mode 3.....	Page 123

Chapitre V. Vérification RPA

Figure V.1 : Résultats d'analyse dynamique ETABS.....	Page 125
Figure V.2 : Vérification de l'excentricité.....	Page 127
Figure V.3 : les charges reprises par les voiles longitudinales	Page 129
Figure V.4 : les charges reprises par les voiles transversales.....	Page 130
Figure V.5 : Charges horizontales reprise par le bâtiment dans le sens longitudinal.....	Page 130

Figure V.6: Charges horizontales reprise par le bâtiment dans le sens transversal	Page 131
Figure V.7: Charges verticale reprise par le bâtiment.....	Page 13
Figure V.8: Charges verticale reprise par les voiles	Page 132
Figure V.9: spectre de repense	Page 134
Figure V.10: l'effort tranchant par ETABS.....	Page 137
Figure V.11: déplacement maximal avec ETABS sens X-X.....	Page 139
Figure V.12: déplacement maximal avec ETABS sens Y-Y.....	Page 140

Chapitre VI : ferrailage des éléments

VI.1 ferrailage des poteaux

Figure VI.1.1 : Schéma de calcul en flexion composée.....	Page 145
Figure VI.1.2: zone nodale des poteaux (RPA99/version 2003 :7.2 page 71).....	Page 151
Figure VI.1.3 : Coupe du ferrailage des poteaux 45x45.....	Page 153
Figure VI.1.4 : Coupe du ferrailage des poteaux 40x40.....	Page 154
Figure VI.1.5 : Coupe du ferrailage des poteaux 35x35.....	Page 154

VI.2 ferrailage des poutres

Figure VI.2.1: Disposition des armatures tendus S.S.A.....	Page 156
Figure VI.2.2 : Disposition des armatures SDA	Page 156
Figure VI.2.3 : ferrailage aux appuis d'une poutre principale.....	Page 164
Figure VI.2.4 : ferrailage en travée d'une poutre principale.....	Page 164
Figure VI.2.5 : ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.....	Page 165
Figure VI.2.6 : ferrailage en travée d'une poutre secondaire.....	Page 165

Chapitre VIII : Etude de mur plaque

Figure VI.1 : diagrammes des contraintes en (KN/m ²).....	Page 180
--	----------

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII .1 : Semelle filante.....	Page 187
Figure VIII .2 : diagramme des moments de la poutre de rigidité sous poteaux à l'ELU.....	Page 192
Figure VIII .3 : diagramme des moments de la poutre de rigidité sous poteaux à l'ELS.....	Page 194

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : valeurs des contraintes admissible de l'acier.....	Page 7
Tableau II.1 : valeur de la charge permanente du plancher terrasse	Page 16
Tableau II.2 : valeur de la charge permanente du plancher étages courant.....	Page 17
Tableau II.3 : valeur de la charge permanente du mur extérieur.....	Page 17
Tableau II.4 : valeur de la charge permanente du mur intérieur	Page 18
Tableau II.5 : valeur des charges permanente du voile.....	Page 18
Tableau II.6 : valeur des surcharges d'exploitation.....	Page 19
Tableau II.7 : Coefficient de dégression de surcharge.....	Page 22
Tableau II.8 : récapitulatif de la descente de charge.....	Page 22
Tableau II.9: Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA	Page 23
Tableau II.10: Pré-dimensionnement planchers en corps creux, dalles pleines et voiles.....	Page 24
Tableau II.11: Pré-dimensionnement des poutres.....	Page 24
Tableau II.12: Pré-dimensionnement des poteaux.....	Page 24
Tableau III.1: ferrailage de l'acrotère adopté.....	Page 31
Tableau.III.2.1 : Calcul des efforts tranchants (ELU).....	Page 41
Tableau.III.2.2: Calcul des efforts tranchants (ELS).....	Page 47
Tableau III.3.1 : Evaluation des charges des dalles des balcons.....	Page 54
Tableau III.4.1: la charge revenant au palier Entre sol.....	Page 65
Tableau III.4.2: la charge revenant la volée Entre sol.....	Page 66
Tableau III.4.3: la charge revenant au palier Etage courant.....	Page 67
Tableau III.4.4: la charge revenant la volée Etage courant.....	Page 67
Tableau V.1 : récapitulatif des périodes en fonction des modes.....	Page 126
Tableau V.2: Vérification de l'excentricité.....	Page 127
Tableau V.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	Page 128
Tableau V.4 : Justification du système de contreventement.....	Page 133
Tableau V.5 : Valeurs de ξ (%).....	Page 135
Tableau V.6 : Facteur de qualité Q.....	Page 136
Tableau V.7: récapitulatif des résultats de A,D,Q,R,W _t	Page 136
Tableau V.8 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.....	Page 138
Tableau V.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.....	Page 141

Tableau VI.1.1 : paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.....	Page 142
Tableau VI.1.2 : Calcul des sections d'armatures.....	Page 148
Tableau VI.1.3 : Choix des armatures longitudinales.....	Page 149
Tableau VI.1.4 : Quantité d'armature.....	Page 150
Tableau VI.1.5 : Sections minimums des armatures.....	Page 152
Tableau VI.1.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	Page 152
Tableau VI.1.7 : Vérification des contraintes dans l'acier.....	Page 153
Tableau VI.2.1 : Ferrailage des poutres principales.....	Page 158
Tableau VI.2.0 : Ferrailage des poutres secondaires.....	Page 158
Tableau VI.2.2 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.....	Page 158
Tableau VI.2.3 :Vérifications armatures transversales à l'ELU.....	Page 159
Tableau VI.2.4 : Vérification au cisaillement.....	Page 159
Tableau VI.2.5 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	Page 160
Tableau VI.2.6 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.....	Page 161
Tableau VI.2.7 :Vérification de la contrainte dans le béton des poutres principale.....	Page 162
Tableau VI.2.8 :Vérification de la contrainte dans le béton des poutres secondaires	Page 163
Tableau VI.3.1 : Ferrailage adopté du voile longitudinale VT1 zone I.....	Page 171
Tableau VI.3.2 : Ferrailage des voiles longitudinales VT1.....	Page 173
Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles longitudinales VT2.....	Page 174
Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles transversales VL1.....	Page 175
Tableau VI.3.5 : Ferrailage des voiles transversales VL2.....	Page 176
Tableau VI.3.6 : Ferrailage des voiles transversales VL3.....	Page 177
Tableau VI.3.7 : Ferrailage des voiles transversales VL4.....	Page 178
Tableau VII.1 : Ferrailage du mur plaque.....	Page 182
Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	Page 183
Tableau VIII.1 :Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).....	Page 188
Tableau VIII.2 :Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).....	Page 188
Tableau VIII.3 : résultante des charges sous poteaux à ELS.....	Page 189
Tableau VIII.4 : Résultante des charges sous poteaux à ELU.....	Page 191
Tableau VIII.5 : Ferrailages des appuis.....	Page 192
Tableau VIII.6 : Ferrailages de la travée.....	Page 192
Tableau VIII.7 : armatures adoptées en appuis.....	Page 193
Tableau VIII.8 : armatures adoptées en travée.....	Page 193

Introduction générale

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants. Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol. Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la fiabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales. Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et commerce) en R+5+2Entres-sols, contreventé par un système mixte (voiles portiques). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99.V2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R. BC 2.2. Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, Ce mémoire est constitué des parties suivantes:

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

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I. Généralités

Introduction

Ce chapitre consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation en respectant les règles du (BAEL91/modifié99), et le Règlement Parasismique Algérien (RPA99), Cette étape est indispensable pour un calcul adapté.

I.1. Présentation du projet

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+5 +2 entre sol à usage multiples (commerces et habitations).

- ✓ 2 Entres sols à usage commercial.
- ✓ RDC à usage d'habitation contient 4 logements de type F3.
- ✓ Du premier étage au cinquième étage à usage d'habitation (chaque étage contient 4 logements de type F3).
- ✓ une terrasse inaccessible.

Ce projet est un ouvrage courant implanter à **DRAA BEN KHEDDA** wilaya de **TIZI OUZOU** classé d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 « article 3.2 » comme une zone de moyenne sismicité (zone II a) ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2B.

I.1.1. Description architecturale

En plan

- Longueur totale : $L = 24.6\text{m}$
- Largeur totale : $l = 19.9\text{m}$

En élévation

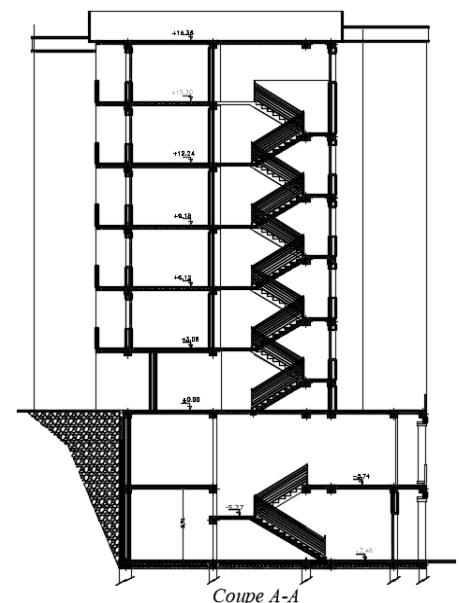
- Hauteur totale : $H_t = 25.84\text{ m}$
- Hauteur des étages : $H_e = 3.06\text{ m}$
- Hauteur du RDC : $H_{rdc} = 3.06\text{ m}$
- Hauteur du Entre Sol 1 $H_{es1} = -3.74\text{m}$
- Hauteur du Entre Sol 1 $H_{es2} = -3.74\text{m}$

I.1.2. Données géotechniques du site

L'étude de l'état du sol a été réalisée par le LMBTP (Laboratoire matériaux bâtiment travaux publics), situé à TIZI OUZOU.

Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble).
- zone moyenne sismicité.
- groupe d'usage 2.
- site meuble « S3 ».
- contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.8\text{bars}$.



I.1.3 Elément constructifs de l'ouvrage

▪ ossature

Le bâtiment est en ossature mixte composé de portique (poteau et poutres) contreventé par un ensemble de voiles car la hauteur du bâtiment est 18.96 m qui est supérieure à 14 m selon (RPA 99 ART 4b)

▪ planchers

Les planchers sont des parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment, et capable de supporter les charges d'utilisations, ils résistent bien aux efforts horizontaux.

Les différentes fonctions d'un plancher sont les suivantes

- Fonctions porteuses : stabilité, résistance mécanique,
 - durabilité...
 - Fonctions d'isolation : acoustique et thermique.
 - Fonction de protection : effraction, feu.
 - Fonction technique : facilité de mise en œuvre,...etc.
- dans notre projet on a opté pour des planchers en corps creux.

Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier de repos. Ce dernier est constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

Maçonnerie

Elle est composée de matériaux (brique, pierres, ...etc.) liés par un liant (plâtre, ciment,...etc.). Les maçonneries sont constituées de deux types de murs ; a simple et double cloisons.

- **Les murs extérieures et de séparation des appartements :** sont constitués de doubles cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieures :** sont constitués de cloisons simples en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

Revêtement

Le revêtement horizontal est réalisé en carrelage pour les sols et en plâtre pour les plafonds. Le revêtement vertical est en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramiques pour les cuisines et les salles d'eau.

I.2. Caractéristiques des matériaux

Pour la conception de notre ouvrage ; deux matériaux sont essentiels à utiliser, le béton et l'acier.

I.2.1. Le béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats, sable, gravier,...) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une

bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 modifiée 2003 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

Le béton doit satisfaire les exigences suivantes (sécurité de la structure, confort, la durabilité et la résistance).

a- Résistance caractéristique du béton

▪ Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dites :

Valeur caractéristique requise notée « f_{c28} ».

Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : (BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1.11)

- Béton de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ MPA
- Béton de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40$ MPA
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$ a condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et sa résistance atteigne 40 MPA au plus
- Lorsque $j \geq 60$ jours on utilise la relation suivante $f_{cj} = \begin{cases} 1.1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25 \text{MPA} \end{cases}$

▪ Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction notée f_{tj} est éventuellement donné par la formule suivante : $f_{tj} = 0.06f_{cj} + 0.6$ pour $f_{cj} \leq 60$ MPA (ART A.2.1.12, BAEL 91 modifiée 2003)

$f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3}$ si : $f_{cj} > 60 \text{MPA}$ (annexe F)

Dans le cas de notre projet : $f_{c28} = 25$ MPA et $f_{t28} = 2.1$ MPA

Diagramme contrainte déformation

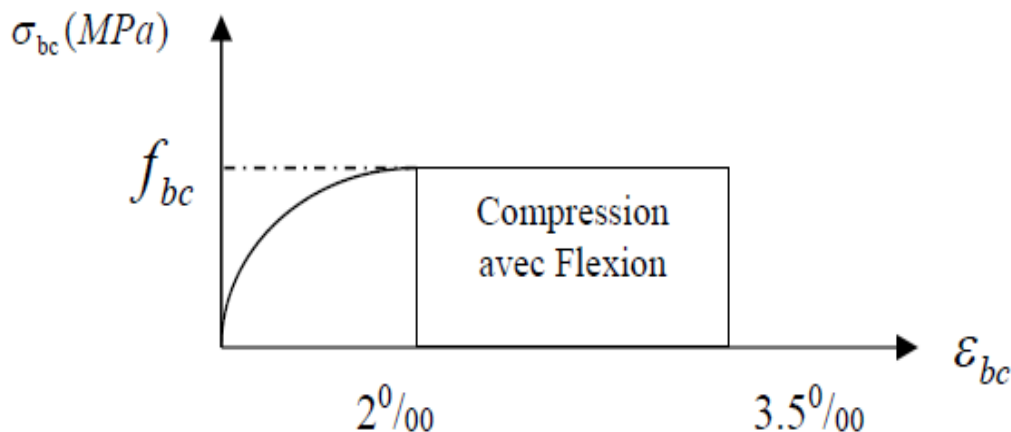


Figure I.1. Diagramme contrainte déformation

En compression pure : les déformations relatives étant limité a 2‰ (partie parabolique du graph) on utilise la loi de Hooke dans ce cas

En compression avec flexion : le diagramme est dit parabole rectangle

$2‰ < \varepsilon < 3.5‰$ avec $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ Avec :

- 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - $\gamma_b = 1.15 \longrightarrow$ situation accidentelle
 - $\gamma_b = 1.5 \longrightarrow$ situation durable
- $\theta = 1 \longrightarrow$ pour une durée probable d'application de la combinaison d'action inférieure à 24 H
- $\theta = 0.9 \longrightarrow$ pour une durée probable d'application comprise entre 1H et 24H
- $\theta = 0.85 \longrightarrow$ pour une durée probable d'application inférieure a 1H

b- Les états limites (B.A.E.L 91 modifiée 2003)

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

Ils se classent en deux catégories :

➤ Etat limite ultime (ELU)

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de la forme.

La contrainte limite de compression a l'Elu :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91/ modifié99, Art. A.4.3.41})$$

- la contrainte limite ultime de cisaillement : la contrainte tangentielle du béton est définie par

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Avec :}$$

V_u : l'effort tranchant à l'Elu

b_0 : largeur de l'âme

$d=0.9h$: position des aciers tendues elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

- cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPA} \right]$
- cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 4 \text{ MPA} \right]$

➤ Etat limite de service (ELS)

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

La contrainte limite en service a ne pas dépassé est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91/ modifié 99, Art.A.4.5.2})$$

Pour le cas de notre projet la contrainte limite est de : 15 MPA

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

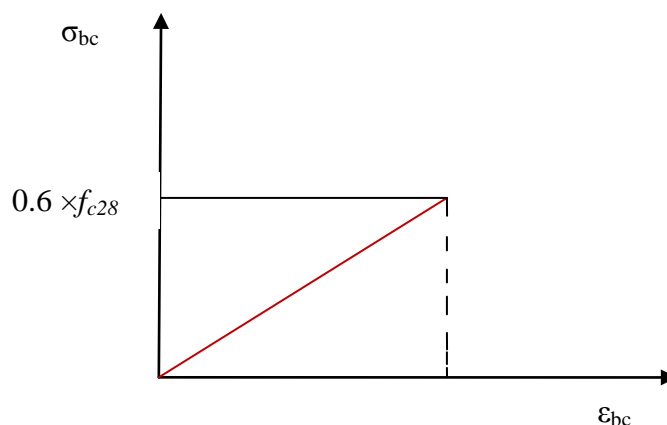


Figure I.2 : Diagramme des contraintes à l'ELS

▪ Module de déformation longitudinal du béton à court terme

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h , on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{BAEL91/ modifié 99, Art A-2.1, 21})$$

■ Module de déformation longitudinal du béton à long terme

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, il permet de calculer la résistance finale du béton

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

■ Coefficient de poisson (BAEL91/ modifié99, A.2.1, 3)

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement relatif de déformation longitudinal

$$V=0 \longrightarrow A \text{ l'ELU}$$

$$V=0.2 \longrightarrow A \text{ l'ELS}$$

I.2.2.l'acier

a-définition

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

- Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPa et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5 %

b- contrainte calcul aux états limites

- **Etat limite ultime (ELU)**
- **Tableau I.1** : valeurs des contraintes admissible de l'acier.

Type d'acier	Nominalisation	Symbole	Limite d'élasticité en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en [%]	Coef.de scellement [ψ]
Acier en barre	Haute Adhérence FeE400	H.A	400	480	14	1.5
			500	550	12	
Acier en treillis	Treillis soudé TL.520 (Φ < 6)	T.S	520	550	8	1

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ Pour : } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \text{ (BAEL91/modifié99, Art A.2.1.2)} \\ \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ Pour : } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{se} \quad \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \end{array} \right. \quad \text{avec : } \varepsilon_s = f_e / \sigma_s$$

$$\text{Tell que : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{(situation accidentelle)} \\ \gamma_s = 1.15 \quad \text{(situation durable)} \\ \varepsilon_s : \text{allongement relatif} \\ E_s = 2 \times 10^2 \text{ unité} \end{array} \right.$$

Pour le cas de notre projet on utilise $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\text{Pour } f_e = 400 \text{ MPa : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa (situation durable)} \end{array} \right.$$

Diagramme des contrainte des déformations à L'ELU

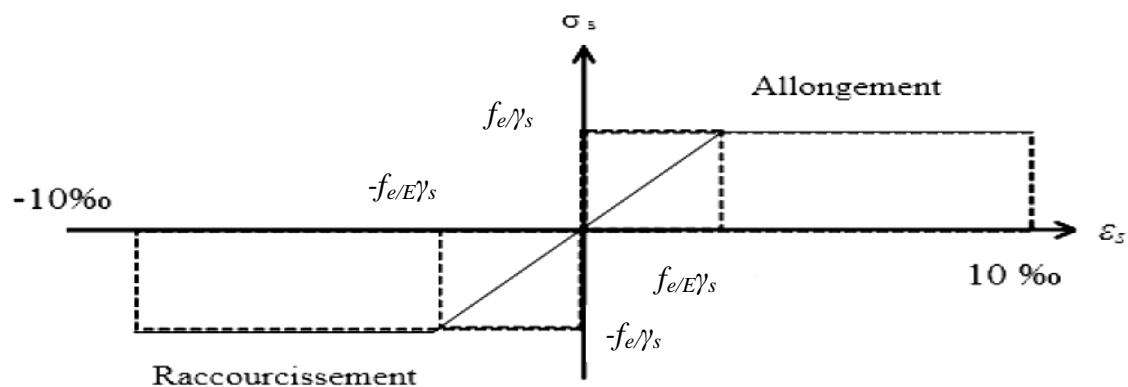


Figure I.3 : diagramme de contrainte déformation de l'acier

Etat limite de service (ELS)

La valeur de σ_s est donné en fonction de type de fissuration ; il est nécessaire de limité l'ouverture des fissures en limitant les contrainte on considère trois fissuration d'après le B.A.E.L 91 (modifiée 99) :

1. Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire
2. Fissuration nuisible : la contrainte de traction des armatures est limitée
 $\sigma_s \leq \min [2/3 \times f_e ; \sqrt{\eta f_{tj}}] \times 110$
3. Fissuration très nuisible : $\sigma_s \leq \min [0.5 \times f_e ; \sqrt{\eta f_{tj}}] \times 90$

$$\text{Avec } \eta : \text{coefficient de fissuration} \left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour le rond lisse} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les H.A} \end{array} \right.$$

c- Protection d'armatures (BAEL91modifié99, Art A. 7.2.4)

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

-c \geq 5cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

-c \geq 3cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

-c \geq 1cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I.3. Règlements et normes utilisés

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA 93.
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.

Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

Conclusion

A ce niveau du travail, nous avons défini tous les éléments composants notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction passons par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II. Pré-dimensionnement des éléments

Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir le BAEL91 /modifier 99 et RPA 99 /modifier 2003 et le CBA93

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments structuraux de notre bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les balcons, les voiles et les poteaux.

II.1. pré-dimensionnement des éléments

a- Les planchers

Les planchers sont des parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment, et capable de supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation, ils résistent bien aux efforts horizontaux.

Dans ce projet on traite d'abord le plancher en corps creux ensuite le plancher à dalle pleine.

➤ Plancher à corps creux

Le plancher du corps creux est constitué de :

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

Le dimensionnement d'un plancher revient à déterminer sa hauteur h_t tel que :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{BAEL91 modifié 99, Art B.6.8.424})$$

L_{max} : la longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

h_t : la hauteur totale du plancher

AN :

$$L=380-25 = 355 \text{ m} \longrightarrow h_t \geq \frac{355}{22.5} = 15.77 \text{ m}$$

On adoptera donc des planchers à corps creux avec une hauteur de 20 cm avec 16 cm de corps creux et 4 cm de la dalle de compression

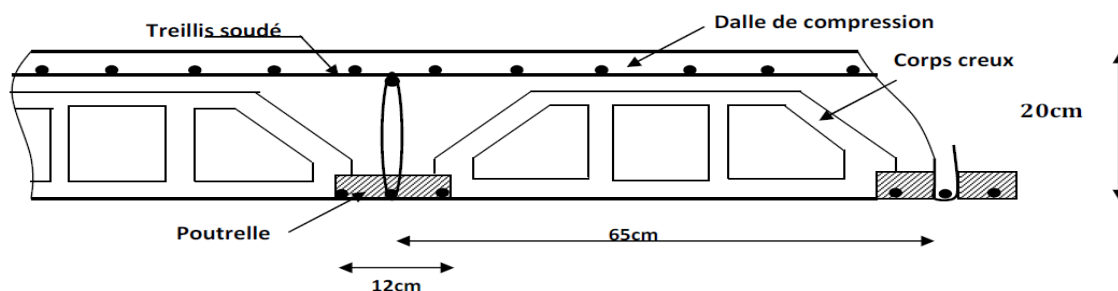


Figure II.1 : schéma d'un plancher en corps creux

➤ Plancher en dalle pleine

La dalle pleine en béton armé. Cette dalle est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitué de poutre ou de refends sa réalisation nécessite la mise en place d'un coffrage sur toutes la surface concerné

➤ Balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Nos balcons sont en dalle pleine.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance a la flexion.

Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastrée

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

Avec :

L : largeur de la console

e_p : épaisseur de la dalle

AN : L = 1.70 m

$e_p \geq \frac{1.70}{10}$ d'où $e_p \geq 17$ cm

Donc on prend une épaisseur de 20 cm pour les balcons

- Condition de résistance au feu

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

$e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu,

$e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu,

$e = 17.5$ cm pour un coupe de feu de quatre heures.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : $e = 18$ cm

- Condition d'isolation phonique : (règles techniques CBA93)

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique ; il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m² D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 20 cm

b- Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place d'une section rectangulaire permet de transmettre les charges aux poteaux

Le dimensionnement de la poutre doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

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

(BAEL91 modifié 99, Art 4.14)

Avec :

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

L : portée maximale entre nus d'appuis

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

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \quad (\text{RPA 99/ version 2003 Art 7.5.1})$$

➤ Poutres principales (PP)

Disposées perpendiculairement aux poutrelles suivant le sens transversal.

La hauteur est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{AN: } L_{max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$$

$$\frac{455}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 30.33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 45.5 \text{ cm}$$

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

La largeur est donnée par la formule suivante :

$$0.4 h \leq b_{pp} \leq 0.7 h$$

$$\text{AN: } 0.4 \times 35 \leq b_{pp} \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b_{pp} \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend $b_{pp} = 25 \text{ cm}$

➤ Poutres secondaires (PS)

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

La hauteur est donnée par :

$$\frac{L'_{max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L'_{max}}{10}$$

$$L = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

$$\underline{AN} : \frac{355}{15} \leq hps \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 23.66 \text{ cm} \leq hps \leq 35.5 \text{ cm}$$

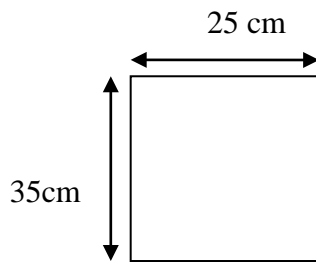
On prend $hps = 35 \text{ cm}$

La largeur est donnée par la formule suivante :

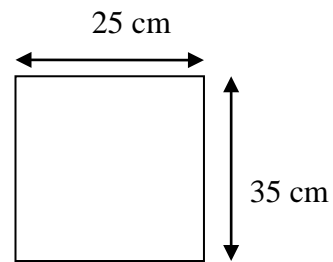
$$0.4 h \leq bps \leq 0.7 h$$

$$\underline{AN} : 0.4 \times 35 \leq bps \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq bps \leq 24.5 \text{ cm}$$

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



Poutre principale



poutre secondaire

c- Les Voiles

Ils sont composés par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ces éléments verticaux reprennent au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Ces derniers doivent satisfaire la condition suivante :

$$L_{min} \geq 4 E_p$$

(RPA 99 modifier 2003, Art 7.7.1)

Avec :

- E_p : épaisseur du voile.
- L_{min} : porté min des voiles.

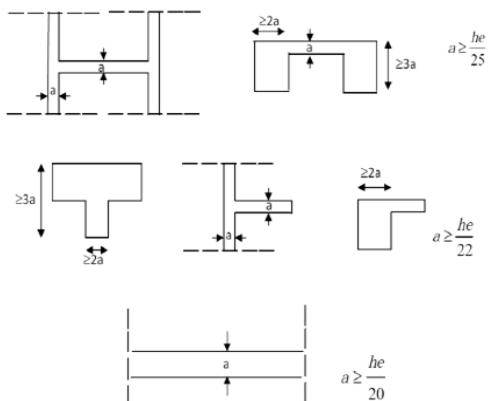


Figure II.2 : coupe de voile en plan

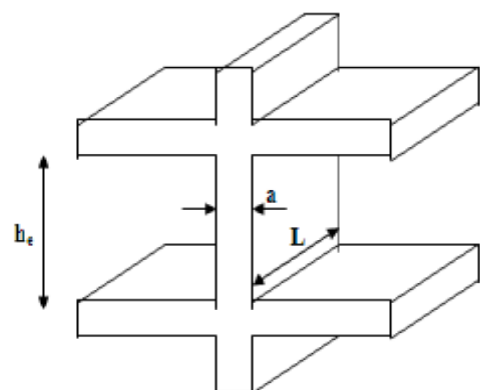
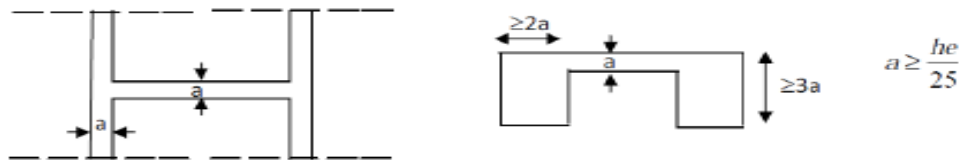


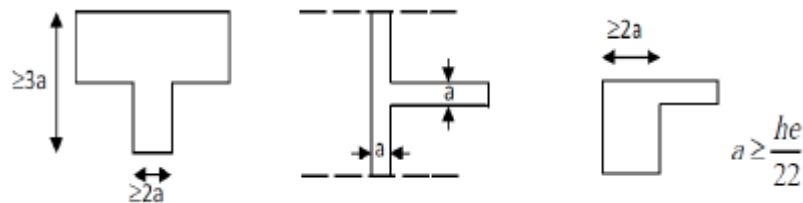
Figure II.3 : coupe de voile en élévation

L'épaisseur de la dalle doit être déterminé on fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité, avec un minimum de 15 cm

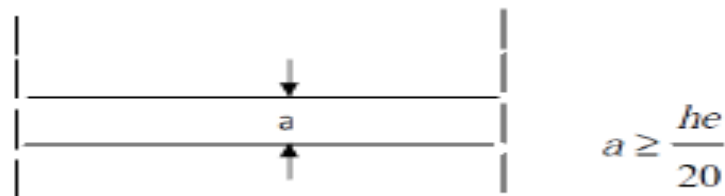
1er cas:



2em cas:



3em cas :



Pour notre cas on prend :

$$\text{Pour l'entre sol : } 374 - 20 = 355 \text{ cm} \Rightarrow E_p \geq \frac{355}{20} = 17.75 \text{ cm} \quad (3\text{eme cas})$$

$$\text{Pour l'étage courant : } 306 - 20 = 286 \text{ cm} \Rightarrow E_p \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \quad (3\text{eme cas})$$

\Rightarrow Pour les deux cas on prend $E_p = 20 \text{ cm}$

Pour la longueur : $L_{\min} > 4 E_p$ on a : $L > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

d- Les poteaux

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

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s .

L'effort normal N_s sera déterminé une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré avec la descente de charges, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le RPA 99 modifié 2003.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

N_s : l'effort normal de compression à la base du poteau

σ_{bc} : la contrainte limite de service du béton en compression

A_p : la section du poteau

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{En zone I et II}_a. \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{En zone III et II}_b. \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA 99 modifier 2003, Art. 7.4.1}$$

Avec :

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

h_e : hauteur libre d'étage.

II.2. détermination des charges et surcharge

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

a) Charges permanentes

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

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

Avec :

ρ : le poids volumique

e : épaisseur de l'élément

a) Le plancher terrasse

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

Tableau II.1 : valeur de la charge permanente du plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Couche de gravier	0.05	20	1
02	Etanchéité multi couche	0.02	6	0.12
03	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
04	Feuille de polyrâne	/	/	0.01
05	Isolation thermique	0.04	4	0.16
06	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.8
07	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G = 5.83

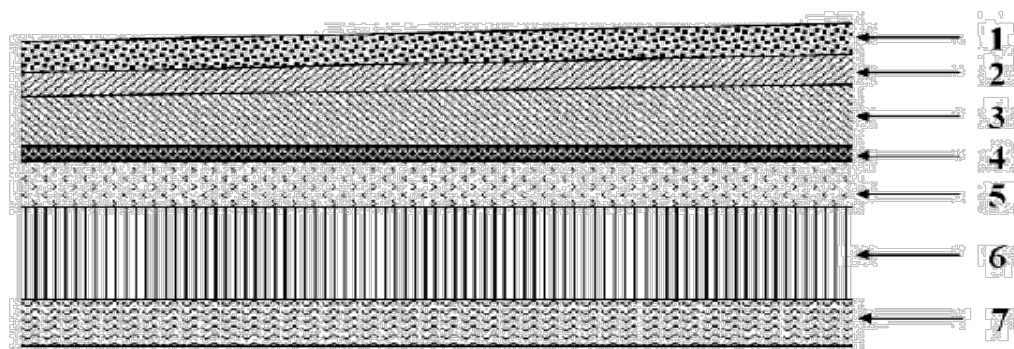


Figure II.4 : coupe du plancher terrasse

b) Plancher étage courant

Tableau II.2 : valeur de la charge permanente du plancher étages courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	22	0.66
03	Couche de sable	0.03	18	0.54
04	Dalle en corps creux	0.2	-	2.84
05	Enduit de pâtre	0.02	10	0.2
06	Cloison de séparation interne	0.1	10	1
				G = 5.68

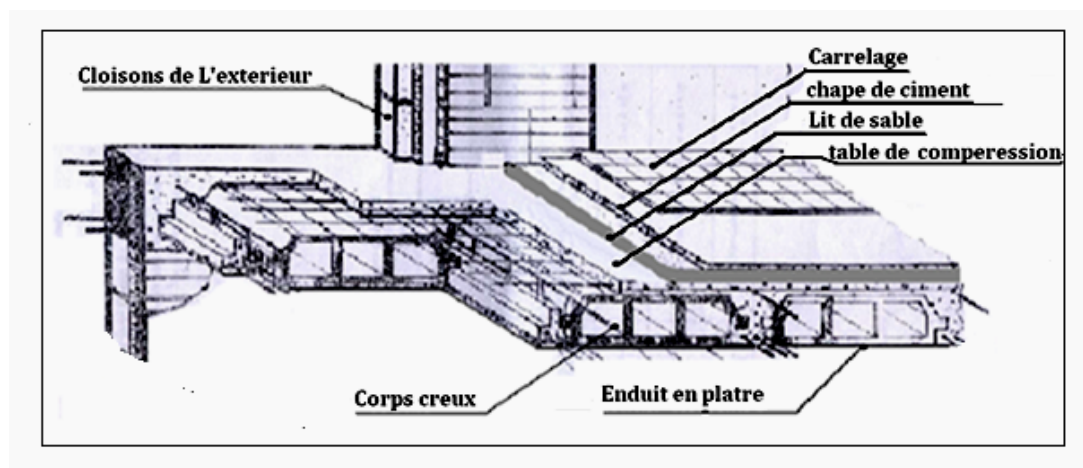


Figure II.5 : composition du plancher étage courant

c) Maçonnerie :

➤ Murs extérieur :

Tableau II.3 : valeur de la charge permanente du mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
02	Briques creuses	0.1	9	0.9
03	Lame d'aire	0.05	/	/
04	Briques creuses	0.1	9	0.9
05	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G = 2.40

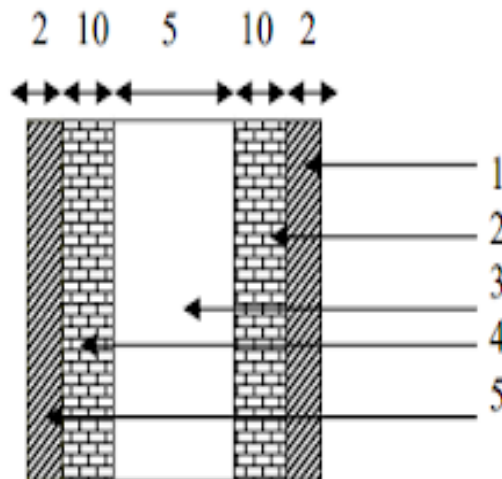


Figure II.6 : coupe verticale du mur extérieur

➤ Murs intérieur :

Tableau II.4 : valeur de la charge permanente du mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
02	Briques creuses	0.1	9	0.9
03	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G = 1.4

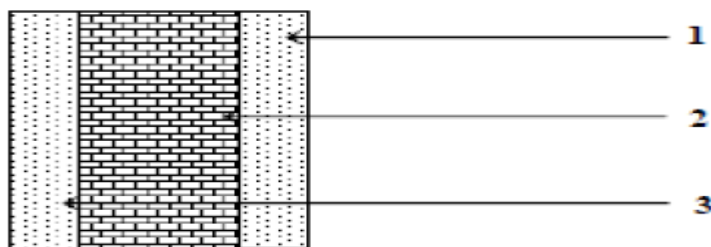


Figure II.7 : coupe verticale du mur intérieur

d) Voile

Tableau II.5 : valeur des charges permanente du voile :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Voile en béton armé	0.2	25	5
02	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
03	Enduit de plâtre	0.03	18	0.54
				G = 5.74

b) Surcharge d'exploitation

Tableau II.6: valeur des surcharges d'exploitation

N°	Eléments	Surcharge KN/m ²
01	Plancher terrasse inaccessible	1
02	Plancher de RDC	1.5
03	Plancher étage courant	1.5
04	Escalier	2.5
05	Acrotère	1
06	Balcon	3.5
07	Plancher entre sol	3.5
08	Escalier entre sol	5

c) Descente de charge

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon général les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

Localisation du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est celui de l'entre sol correspondant au croisement des portiques «H» et «7» comme le montre la figure ci-après.

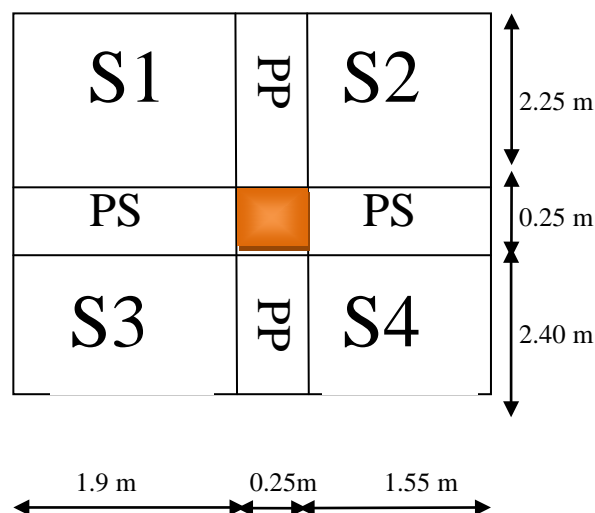


Figure II.8 : localisation du poteau le plus sollicité

Surface d'influence:

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

Avec :

$$S_1 = 2.25 \times 1.9 = 4.275 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.55 \times 2.25 = 3.487 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.9 \times 2.40 = 4.56 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.55 \times 2.4 = 3.72 \text{ m}^2$$

$$\text{Section nette} \Rightarrow S_n = 4.275 + 3.487 + 4.56 + 3.72 = 16.042 \text{ m}^2$$

$$\text{Section brute} \Rightarrow S_b = 4.9 \times 3.7 = 18.13 \text{ m}^2$$

d) Poids propre des éléments

➤ plancher

- Plancher terrasse :

$$G_{pt} = G_t \times S_n = 5.46 \times 16.042 = 87.589 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant :

$$G_{pc} = G_c \times S_n = 5.28 \times 16.042 = 84.702 \text{ KN}$$

➤ Poutres

- Poutres principales :

$$G_{pp} = 0.35 \times 0.25 \times (2.40 + 0.25 + 2.25) \times 25 = 10.72 \text{ KN}$$

- Poutres secondaire :

$$G_{ps} = 0.35 \times 0.25 \times (1.9 + 0.25 + 1.55) \times 25 = 8.09 \text{ KN}$$

➤ Poteaux

- Poteau de l'entre sol

$$G_{pte} = h_{pe} \times b_{pe} \times h_e \times \rho_b = 0.25 \times 0.25 \times 3.74 \times 25 = 5.844 \text{ KN}$$

- Poteau du RDC

$$G_{pte} = h_{pe} \times b_{pe} \times h_e \times \rho_b = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ KN}$$

e) Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse

$$Q_{pt} = S_b \times Q_t = 18.13 \times 1 = 18.13 \text{ KN}$$

- Plancher RDC et étage courant

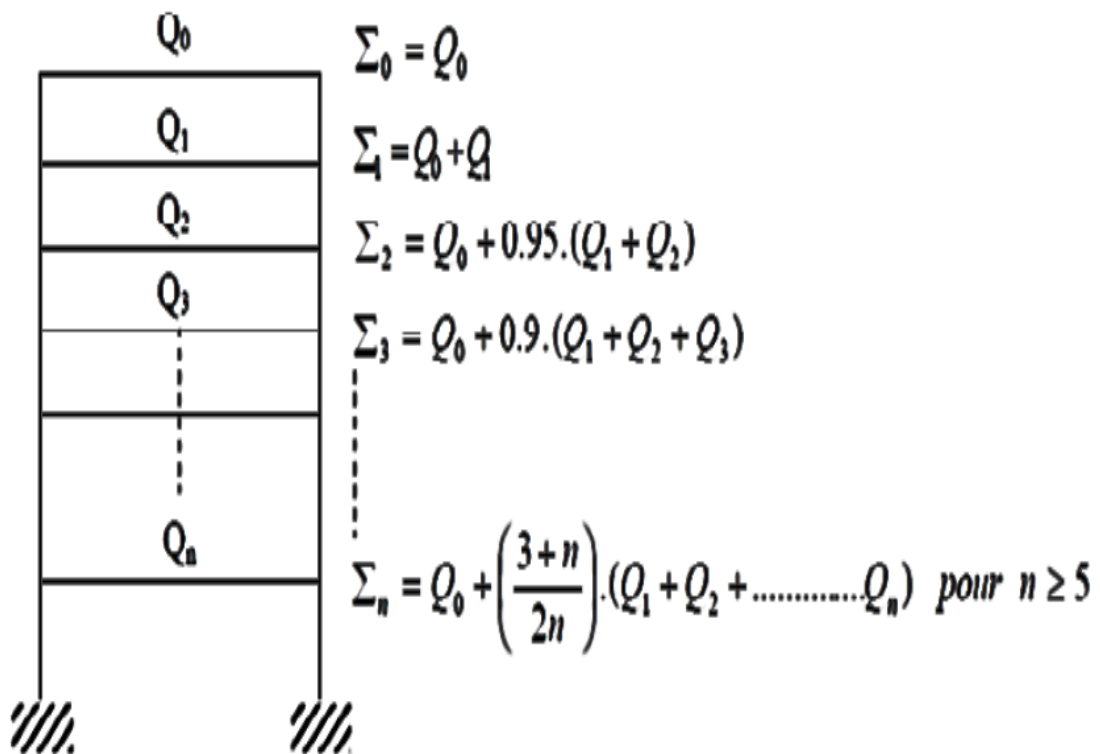
$$Q_{pc} = S_b \times Q_c = 18.13 \times 1.5 = 27.195 \text{ KN}$$

- Plancher de l'entre sol

$$Q_{es} = S_b \times Q_c = 18.13 \times 2.5 = 45.32$$

La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages

D'après le règlement DTR B.C.2.2, la loi de dégression s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux et où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes pour les bâtiments à usage habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur leur niveau. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharge est de cinq étages ou plus, ce qui est le cas de notre ouvrage



La loi de dégression est donnée par la formule suivante:

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

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.

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

Tableau II.7 : Coefficient de dégression de surcharge

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8
NIV	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coef	1	1	0.95	0.90	0.875	0.80	0.75	0.714	0.688

$$Q_{\text{terrasse}} = Q_0 = 18.13 \text{ KN}$$

$$Q_8 = Q_0 + Q_1 = 18.13 + 27.195 = 45.325 \text{ KN}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 18.13 + 0.95 (2 \times 27.195) = 68.800 \text{ KN}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 18.13 + 0.90 (3 \times 27.195) = 91.556 \text{ KN}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0.875 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 18.13 + 0.875 (4 \times 27.195) = 113.312 \text{ KN}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 18.13 + 0.80 (5 \times 27.195) = 126.91 \text{ KN}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 18.13 + 0.75 (6 \times 27.195) = 140.507 \text{ KN}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 18.13 + 0.714 (7 \times 27.195) = 154.051 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 18.13 + 0.688 (8 \times 27.195) = 235.69 \text{ KN}$$

Tableau II.8 : récapitulatif de la descente de charge

NIVEAU	Charge permanente					Charge d'exploitation		Effort Normal (KN)	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids			G	Gcum	Q	Qcum	N=G+Q	S trouvée	S adoptée
	Planchers (KN)	Poutres (KN)	Poteaux (KN)							
8	87.589	25.77	00	113.36	113.36	18.13	18.13	131.49	87.66	35×35
7	84.702	25.77	4.78	115.34	228.7	27.19	45.32	274.02	182.66	35×35
6	84.702	25.77	4.78	115.34	344.04	27.19	72.51	416.55	277.7	35×35
5	84.702	25.77	4.78	115.34	459.38	27.19	99.7	559.08	372.72	35×35
4	84.702	25.77	4.78	115.34	574.72	27.19	126.89	701.61	467.74	35×35
3	84.702	25.77	4.78	115.34	690.06	27.19	154.08	844.14	562.72	40×40
2	84.702	25.77	5.84	116.31	806.37	45.32	199.4	1005.77	670.51	45×45
1	84.702	25.77	5.84	116.31	922.68	45.32	244.72	1167.4	778.26	45×45

Tableau II.9: Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99 modifier 2003(Art 7.4.1)

Etage	Poteaux	Condition RPA	Valeur calculée	Vérification
2 ^{ème} étage ; 3 ; 4et 5 ^{ème}	35×35	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=35cm	Condition vérifiée
		Min (b,h)≥he/20	he/20=15.3 cm	Condition vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition vérifiée
RDC;1 ^{er} étage	40×40	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=40cm	Condition vérifiée
		Min (b,h)≥he/20	he/20=15.3 cm	Condition vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition vérifiée
ES2 ; ES1	45×45	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=45cm	Condition vérifiée
		Min (b,h)≥he/20	he/20=18.7 cm	Condition vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition vérifiée

II.4. Vérifications au flambement

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

Pour qu'il n'y ait pas le flambement il faut que l'élancement λ soit ≤ 5 avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad (\text{BAEL91/ modifier 99 B8.4.1})$$

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 l_0$)

l_0 : portée réel du poteau

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

S : section du poteau

I : moment d'inertie du poteau ($I = \sqrt{\frac{bh^3}{12}}$)

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7l_0\sqrt{12}}{h}$$

Pour $l_0 = 3.06-0.25 = 2.81$ et $h = 0.3$; $b = 0.3 \Rightarrow \lambda = 22.63 < 50$ (Condition vérifiée)

Pour $l_0 = 3.06-0.25 = 2.81$ et $h = 0.35$; $b = 0.35 \Rightarrow \lambda = 19.47 < 50$ (Condition vérifiée)

Pour $l_0 = 3.74-0.25 = 3.49$ et $h = 0.4$; $b = 0.4 \Rightarrow \lambda = 21.16 < 50$ (Condition vérifiée)

Pour tous les poteaux la condition au flambement est vérifiée

Conclusion

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Tableau II.10: Pré-dimensionnement planchers en corps creux, dalles pleines et voiles

Pré-dimensionnement	h_t
Planchers en corps creux	20 cm (16+4)
Planchers dalles pleines	20cm
voiles	20 cm

- Pré-dimensionnement des poutres

Tableau II.11: Pré-dimensionnement des poutres

Poutres	Section adoptée (cm ²)
principales	35×25
Secondaires	35×25

- Pré-dimensionnement des poteaux

Tableau II.12: Pré-dimensionnement des poteaux

Etage	Section adoptée (cm ²)
Entre Sol 1 et Entre Sol 2	45×45
RDC ; 1 ^{er} étage	40×40
2 ^{em} étage ; 3 ; 4 et 5 ^{eme}	35×35

Chapitre III

Calcul des éléments non-structuraux

III.1 L'acrotère

Introduction

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au calcul des éléments non structuraux à savoir l'acrotère, les escaliers, les balcons et l'élément structuraux à savoir les planchers

III.1L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumise à un effort normal «N» du à son poids propre et un effort latéral «Q» du à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement

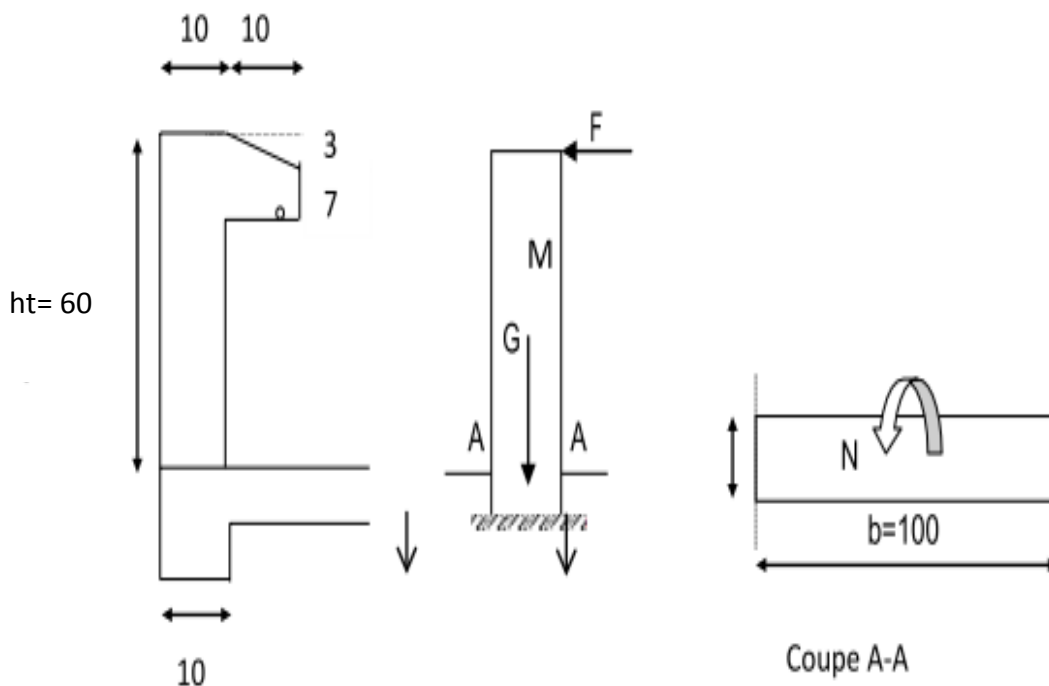


Figure III.1.1 : coupe de l'acrotère

III.1.1 calcul des sollicitations

1) Effort normal du au poids propres

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

$$S_t = (0.10 \times 0.10) + (0.50 \times 0.10) + (0.10 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.10}{2} \right) = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G_{ac} = \rho \times S = 25 \times 0.0685 = 1.712 \text{ KN/m}$$

$$N = 1.712 \text{ KN}$$

2) Effort tranchant

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

$$T = 1 \times 1m = 1 \text{ KN}$$

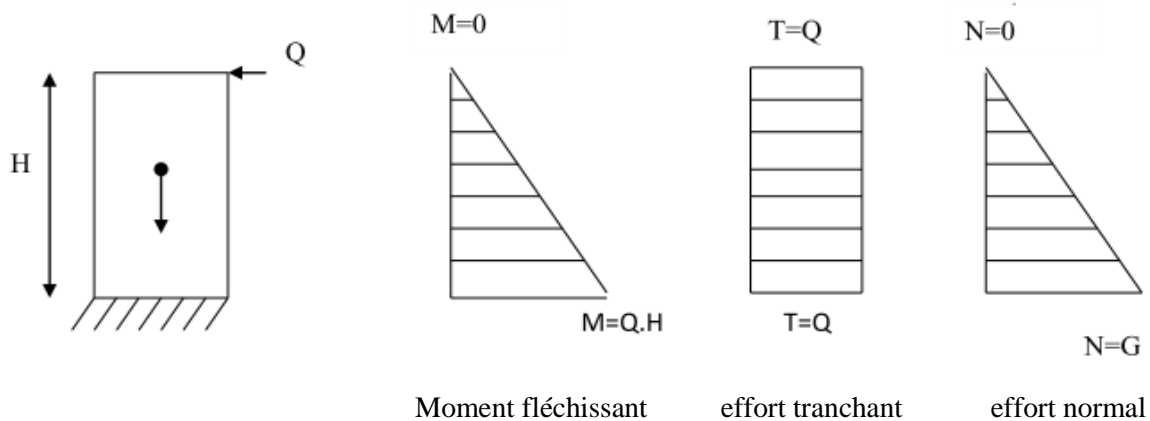
$$T = 1\text{KN}$$

3) Moment de renversement dû à l'effort horizontal

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

$$M = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M = 0.6 \text{ KN.m}$$

4) Diagramme des efforts internes (M, N, T)**Figure III.1.2 : Diagramme des efforts interne****III.1.2 Combinaisons des charges****1) Etat limite ultime****a. Effort normal de compression**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{ KN}$$

b. Effort tranchant

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

c. Moment de flexion

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

2) Etat limite de service**a. Effort normal de compression**

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN}$$

b. Effort tranchant

$$T_u = T = 1.5 \text{ KN}$$

c. Moment de flexion

$$M_s = M = 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.1.3 Ferraillage de l'acrotère à l'ELU

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise le calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

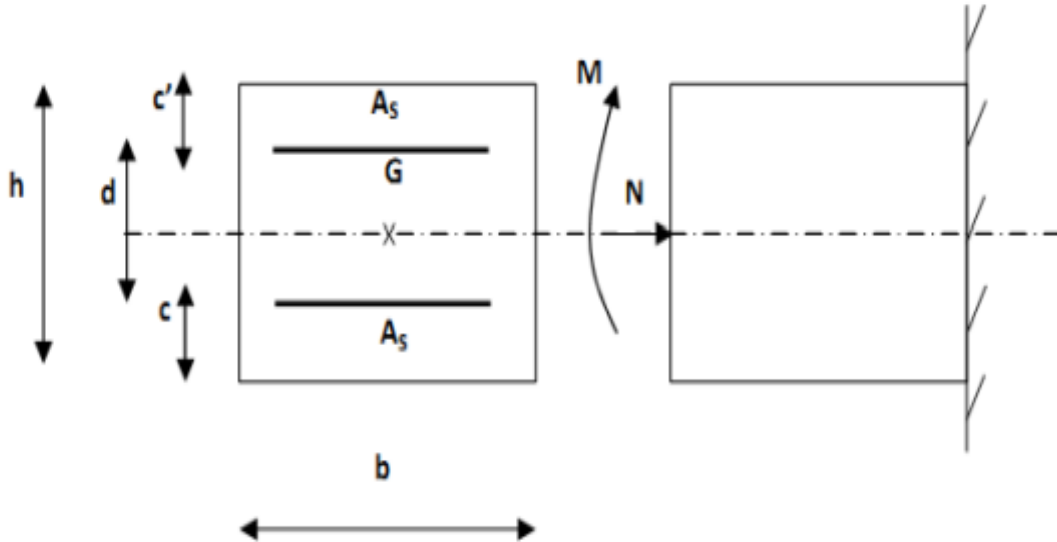


Figure III.1.3 : section rectangulaire soumise à la flexion

Avec :

h : épaisseur de la section = 10cm

c : enrobage = 3cm

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

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

1) Calcul à l'ELU

a. Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \frac{0.10}{2} - 0.03 = 0.02$$

$$e_u = 0.39 \geq 0.02$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et : N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC), elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée

b. Etape fictive (flexion simple)

$$M_f = N_u \times g$$

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

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{\square}{2} - c) = 2.31 \times (0.39 + 0.05 - 0.03) = 0.947 \text{ KN.m}$$

c. Moment réduit

$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.947 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.014$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_{b \times \theta}} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

d. Armatures fictifs en flexion simple

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

Avec:

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

$$A_f = \frac{M_f}{d \cdot \beta \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.947 \cdot 10^3}{7 \times 0.993 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 0.39 \text{ cm}^2$$

e. Etape réelle (flexion composée)

Calcul en flexion composée

• La section des armatures réelles

$$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31}{348 \times 10^{-1}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{str} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

2) Verification à l'ELU**a. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)**

$A_{str} \geq A_{min}$

$$\text{avec } A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \cdot d (e_s - 0.455d)}{f_e (e_s - 0.185d)}$$

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{0.7125} = 0.842 \text{ m}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 100.7 (84.2 - 0.455 \times 7)}{400 (84.2 - 0.185 \times 7)} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{str} = 0.32 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{str} \leq A_{min} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

\Rightarrow le ferrailage se fera avec la section minimale

Soit : $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $St \leq 100/4=25 \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

b. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3HA8 = 1.5 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St \leq 70/3=23.33 \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$

c. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1)

La fissuration est préjudiciable, donc :

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

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b.d} \text{ MPA} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right\} \text{ MPA} \end{cases}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{1.5 \cdot 10^3}{100 \times 70} = 0.0214 \text{ MPA} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \right\} \text{ MPA} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = 0.0214 \text{ MPA} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 2.5 ; 4 \right\} = 2.5 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.0214 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

d. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91/Art A.6.1.3)

Il faut vérifier :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

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

ψ_s : Coefficient de scellement droit $\psi_s = 1.5$ (HA)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.04 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.04} = 0.237 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 0.237 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. Espacement des barres (Art A.4.5,33/ BAEL 91 modifié 99)

-Armatures principales : $St \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$. Soit $St = 25 \text{ cm}$.

-Armatures de répartition : $St \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$. Soit $St = 25 \text{ cm}$.

f. Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.18 \text{ mm avec : Avec: } \tau_s = 0.6 \psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA.}$$

soit : $l_s = 30 \text{ cm}$

3) Vérifications à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

a. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

On a:

des aciers HA $\geq 8 \text{ mm}$

F_eE400

$\eta = 1.6$ fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.66, 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1

$$\rho = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.915 \Rightarrow k = 43.82$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^3 \times 10^3}{0.915 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} \Rightarrow \sigma_s = 46.6 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 46.6 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

b. Contraintes dans le béton

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{1}{35} \cdot 0.385 = 0.011 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La Condition est vérifiée.

c. Vérification au séisme

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa

$$A = 0.15$$

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

Pour notre cas : $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'élément considéré ($W_p = G = 1.712 \text{ KN}$)

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.822 \text{ KN}$$

Conclusion

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

Donc on réalisera le ferrailage adopté à l'ELU du moment qu'il est justifié à l'ELS.

Armatures	Ferraillages	Espacements
Armature principale	4HA8/ml	25 cm
Armature de répartition	3HA8/ml	20 cm

Tableau III.1:ferrailage adopté

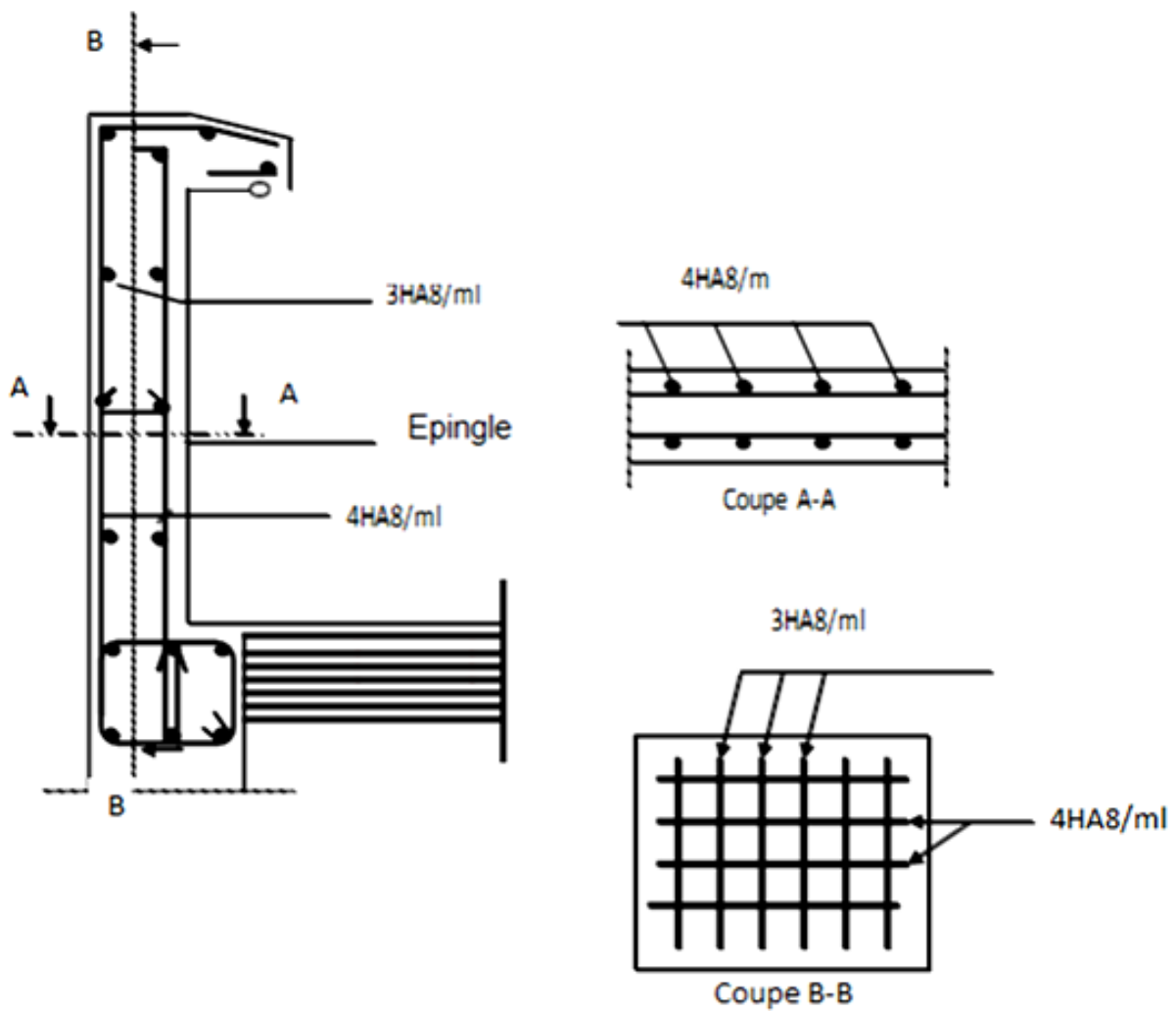


Figure III.1.4: Ferrailage de l'acrotère

III.2Plancher

Introduction

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

III.2.1Détermination des dimensions de la section en T

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la section)

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

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la table de compression)

Avec : $b_1 \leq \left(\frac{l}{2}, \frac{l_1}{10}, 8 h_0 \right)$

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$L = 65 - 12 = 53$ cm

$L_1 = 3.7$ m

$b_1 \leq \left(\frac{53}{2}, \frac{370}{10}, 8 \times 4 \right) \Rightarrow b_1 \leq (26.5, 37, 32) \Rightarrow b_1 = 26.5$ cm

b : largeur de la table de compression

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65$ cm $\Rightarrow b = 65$ cm

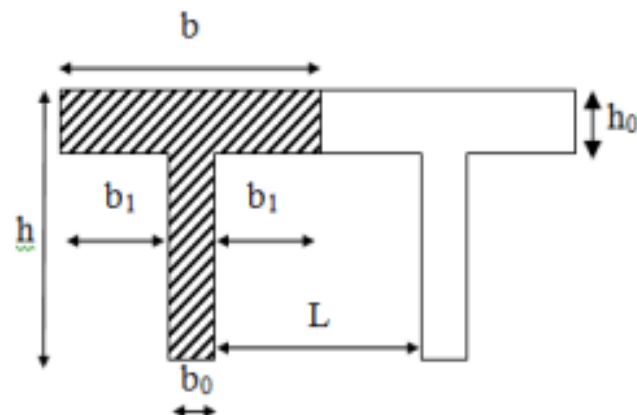


Figure III.2.1 : Coupe transversale de la

III.2.2 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de « 5 cm » d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux 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

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

Soit : $A_{\perp} = 4T_5 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e_s = 20 \text{ cm}$

l : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}$).

2) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.79}{2} = 0.395 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 4T_5 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e_s = 20 \text{ cm}$

Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression on adaptera un treille soudé de maille $(200 \times 200) \text{ mm}^2$

Avec : $4T_5/\text{ml}$

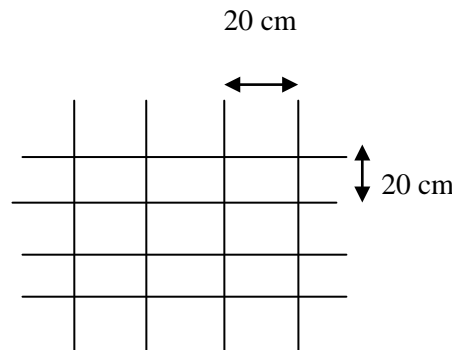


Figure III.2.2 : ferrailage de la dalle de compression

III.2.3. Calcul des poutrelles

Elles sont de section en T, distance entre axe est de 65cm ; le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément réparties, et le calcul se fait en deux étapes avant le coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression

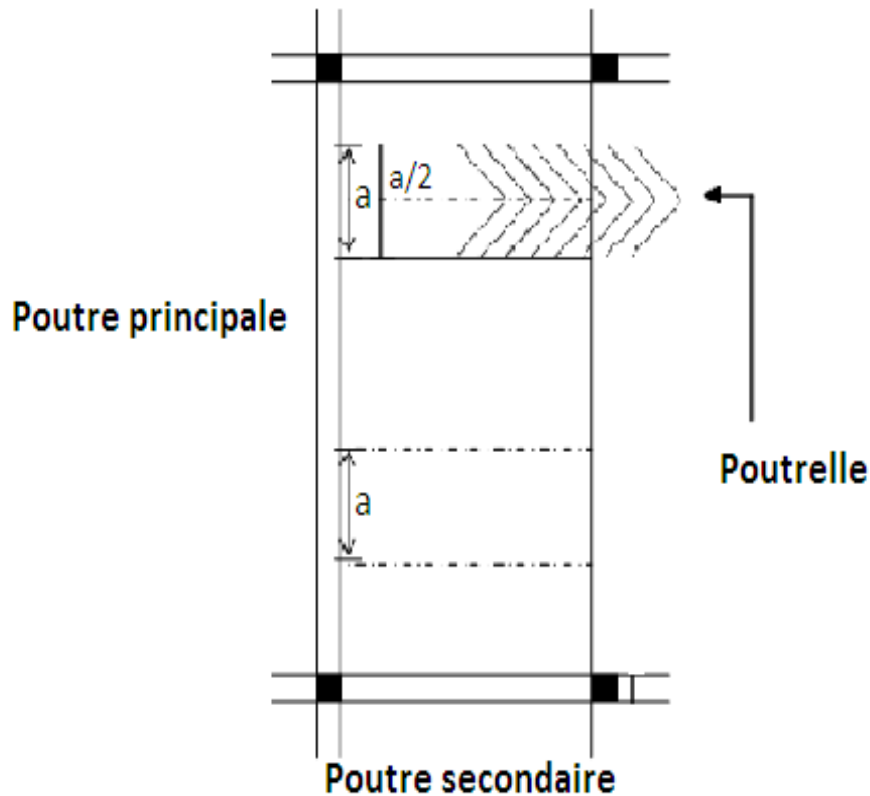


Figure III.2.3 : La disposition des poutrelles

1) Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 ainsi que celui de l'ouvrier :

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

a. Ferrailage à L'ELU

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ($L=4.80 \text{ m}$).

b. Combinaison de charge

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1.00 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

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

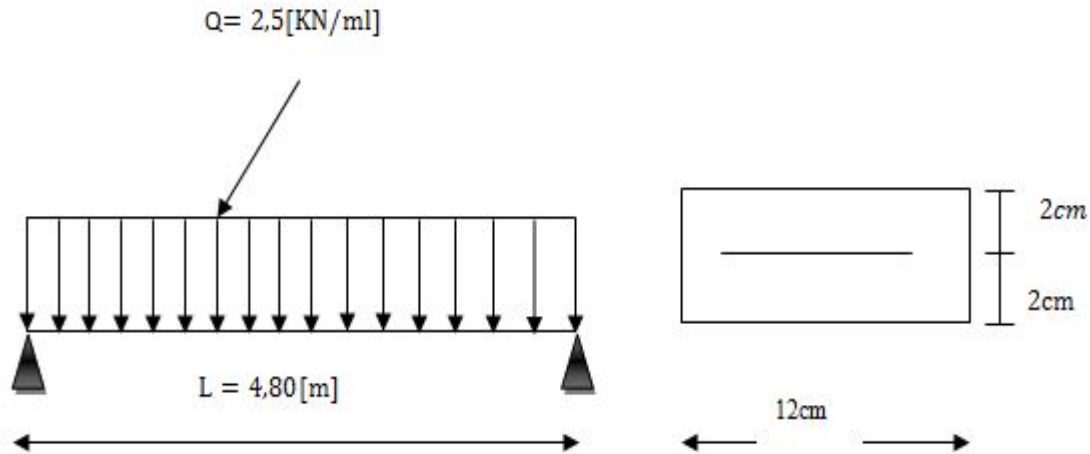


Figure III.2.4 : schéma statique de la poutrelle

c. Calcul des moments en travée

$$M_u = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,80^2}{8} = 7,2 \text{ KN.ml}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,80}{2} = 6 \text{ KN}$$

Ferraillage :

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

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

Avec :

c : l'enrobage.

h : la hauteur utile.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,2 \times 10^2}{12 \times 4 \times 1,42} = 10,56$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 10,56 > \mu_{id} = 0,392 \implies \text{Section doublement armée (SDA).}$$

2) Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastrement partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

a. Chargement

Poids propre du plancher étage courant et RDC

$$G = G_p \times b = 5.28 \times 0.65 = 3.432 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de plancher terrasse

$$G = 5.46 \times 0.65 = 3.692 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation

Usage commercial

$$Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation planchée terrasse

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

Plancher étage courant et RDC

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

Les combinaisons des charges de l'étage courant et RDC

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.692 + 1.5 \times 1.625 = 6.446 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 3.692 + 0.975 = 4.667 \text{ KN/ml}$

Combinaison des charges des ES (usage commercial)

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.692 + 1.5 \times 2.275 = 8.396 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 3.692 + 2.275 = 6.237 \text{ KN/ml}$

b. Remarque

- Pour nos calculs on prend le plancher qui présente le cas le plus défavorable.
- $G = (3.692 \text{ KN})/\text{ml}$
- $Q = 2.275 \text{ KN/ml}$

III.2.4 Choix de la méthode de calcul

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

- méthode forfaitaire.
- méthode de Caquot.
- méthode de la RDM (trois moments).

1) Méthode forfaitaire

conditions d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL 9/modifié 991 .Art B.6.2, 210)

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré.
- La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

$$Q = 2.275 \text{ KN/ml} \leq \max \{2G; 5 \text{ KN/ml} \}$$

$$2 \times G = 2 \times 3.692 = 7.384 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.275 \leq \max \{7.384; 5\} = 7.384 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow La condition est vérifiée.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{1.7}{3.10} = 0.55 \quad (\text{condition non vérifiée}).$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3.10}{3.8} = 0.82 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3.8}{1.8} = 2.11 \quad (\text{condition non vérifiée}).$$

$$\frac{l_4}{l_5} = \frac{1.8}{3.8} = 0.47 \quad (\text{condition non vérifiée}).$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow La condition est vérifiée.

Conclusion

Une des conditions n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

2) Méthode des trois moments

a. Exposé de la méthode des trois moments

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « l_i » et « l_{i+1} ».

Chaque travée est étudiée indépendamment.

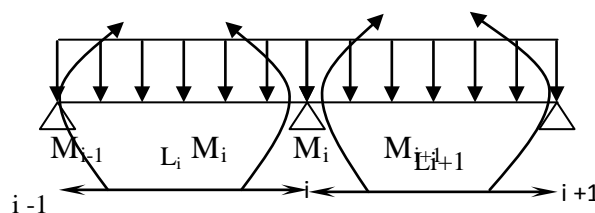


Figure. III.2.5 : diagramme des moments fléchissant

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

✓ **Aux appuis**

$$\blacksquare M_{i-1} \cdot L_{i-1} + 2 \cdot M_i (L_{i-1} + L_i) + M_{i+1} \cdot L_i = - \left(\frac{q_i \cdot L_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot L_{i+1}^3}{4} \right)$$

M_{i-1}, M_i, M_{i+1} Sont les moments aux appuis, $i-1, i, i+1$ respectivement.

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'

✓ **En travée**

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} X \quad \text{Moment à l'abscisse X de travée (i+1).}$$

$$\mu(X) = q \cdot \frac{L_{i+1}}{2} X - q \frac{X^2}{2} \quad \mu(X) : \text{Moment de réduction isostatique.}$$

$M(X)$ prend la valeur maximale quand $T(X) = 0$ c à d :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}}$$

✓ **Effort tranchant**

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{qL_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } X=i \quad T(i) = \frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } X=i+1 \quad T(i+1) = \frac{-qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

b. Calcul des moments aux appuis

Pour le cas de trois appuis :

$$\text{L'appui 1 : } 3.4M_1 + 1.7M_2 = -10.312 \text{ ----- (1)}$$

$$\text{L'appui 2 : } 1.7M_1 + 9.6M_2 + 3.1M_3 = -72.843 \text{ -----(2)}$$

$$\text{L'appui 3 : } 3.1M_2 + 13.8M_3 + 3.8M_4 = -177.707 \text{ ----- (3)}$$

$$\text{L'appui 4 : } 3.8M_3 + 11.2M_4 + 1.8M_5 = -127.417 \text{ ----- (4)}$$

$$\text{L'appui 5 : } 1.8M_4 + 11.2M_5 + 3.8M_6 = -127.417 \text{ ----- (5)}$$

$$\text{L'appui 6 : } 3.8M_5 + 11.2M_6 + 1.8M_7 = -127.417 \text{ -----(6)}$$

$$\text{L'appui 7 : } 1.8M_6 + 11.2M_7 + 3.8M_8 = -127.417 \text{ -----(7)}$$

$$\text{L'appui 8 : } 3.8M_7 + 13.8M_8 + 3.1M_9 = -177.707 \text{ -----(8)}$$

$$\text{L'appui 9 : } 3.1M_8 + 9.6M_9 + 1.7M_{10} = -72.814 \text{ -----(9)}$$

$$\text{L'appui 10 : } 1.7M_9 + 3.4M_{10} = -10.313 \text{ -----(10)}$$

Remarque: Comme le système est symétrique, alors : $M_1=M_{10}, M_2=M_9, M_3=M_8, M_4=M_7, M_5=M_6$

c. La résolution de cette matrice se fait avec Matlab

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$\begin{aligned}
 M_1 &= -0.95 \text{ KN.m} & M_2 &= -4.15 \text{ KN.m} & M_3 &= -10.09 \text{ KN.m} \\
 M_4 &= -6.71 \text{ KN.m} & M_5 &= -7.68 \text{ KN.m} & M_6 &= -7.68 \text{ KN.m} \\
 M_7 &= -6.71 \text{ KN.m} & M_8 &= -10.09 \text{ KN.m} & M_9 &= -4.15 \text{ KN.m} \\
 M_{10} &= -0.95 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

N.B

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura les résultats suivants :

$$\begin{aligned}
 M_1 &= -0.63 \text{ KN.m} & M_2 &= -2.76 \text{ KN.m} & M_3 &= -6.73 \text{ KN.m} \\
 M_4 &= -4.47 \text{ KN.m} & M_5 &= -5.12 \text{ KN.m} & M_6 &= -5.12 \text{ KN.m} \\
 M_7 &= -4.47 \text{ KN.m} & M_8 &= -6.73 \text{ KN.m} & M_9 &= -2.76 \text{ KN.m} \\
 M_{10} &= -0.63 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

En travée

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1}M_i}{L_{i+1}}X \quad \text{Moment à l'abscisse X de travée (i+1).}$$

$$\mu(X) = q \cdot \frac{L_{i+1}}{2}X - q \frac{X^2}{2} \quad \mu(X) : \text{Moment de réduction isostatique.}$$

M(X) prend la valeur maximale quand T(X) = 0 c à d :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}}$$

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 0.7 \text{ m} \rightarrow M_{1 \max} (0.62) = 1.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1.39 \text{ m} \rightarrow M_{2 \max} (1.32) = 5.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1.97 \text{ m} \rightarrow M_{3 \max} (2) = 9.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 0.85 \text{ m} \rightarrow M_{4 \max} (0.83) = -3.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 1.90 \text{ m} \rightarrow M_{4 \max} (1.90) = 7.47 \text{ KN.m}$$

Ensuite par symétrie on déduit que

$$M_{t1-2} = M_{t10-9} = 1.43 \text{ KN.m} ; M_{t2-3} = M_{t9-8} = 5.43 \text{ KN.m} ; M_{t3-4} = M_{t8-7} = 9.57 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{t4-5} = M_{t7-6} = -3.77 \text{ KN.m} ; M_{t5-6} = 7.47 \text{ KN.m}$$

d. Calcul des efforts tranchant

Au niveau d'un appui « i », $V(x) = \frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1}}{L_{i+1}}$

Au niveau d'un appui « i+1 », $V(x) = -\frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1}}{L_{i+1}}$

les moments seront pris

en valeur absolue

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	Longueur	$T_i(x=0)$ en KN	$T_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	M_{\max} en KN.m]
Travée 1-2	1.7	8.39	- 5.88	0.7	1.43
Travée 2-3	3.1	14.29	-11.73	1.39	5.43
Travée 3-4	3.8	15.36	-16.55	1.97	9.57
Travée 4-5	1.8	7.92	-7.19	0.85	-1.38
Travée 5-6	3.8	15.95	-15.95	1.9	10.03

Tableau.III.2.1 : Calcul des efforts tranchant

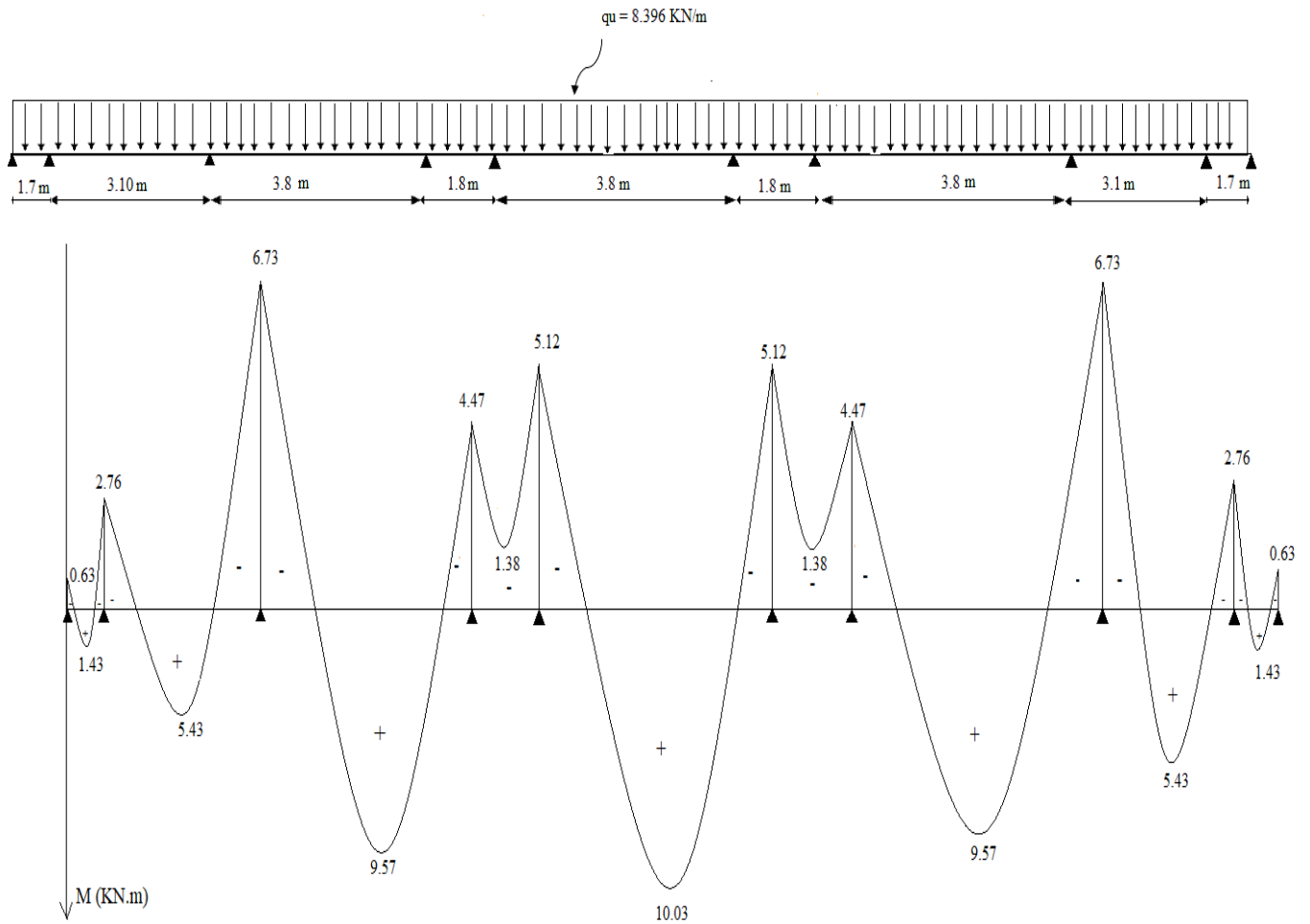


Figure III.2.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction)

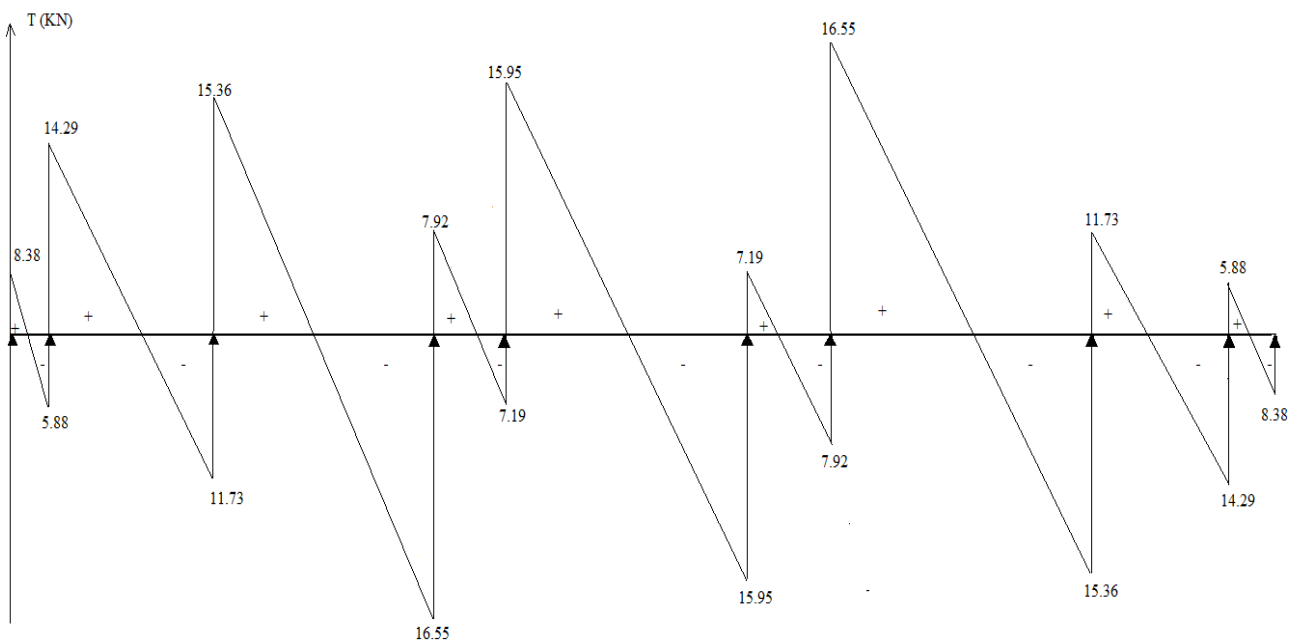


Figure III.2.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)

Remarque

D'après les calculs, on constate qu'un moment négatif agit sur la travée (4-5) et (6-7) engendré par les deux travées voisines surchargées qui créent par la suite un soulèvement de cette travée.

Ce moment négatif va inverser le ferrailage de cette dernière, car elle fléchit de manière différente par rapport aux autres travées.

Et comme ce moment est inférieur par rapport au moment Max donc les aciers utilisés seront largement suffisants pour équilibrer son moment.

NB :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t_{\max}} = 10.03 \text{ KN.m}$$

- **moment résistant**

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_f = 10.03 < M_0 = 41.53 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

e. Calcul des armatures longitudinales

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.03}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0335 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.0335 \rightarrow \beta = 0.983$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{10.03 \times 10^2}{0.983 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

f. Vérification à la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 2.36 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

▪ Aux appuis

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$$b_0 = 12\text{cm}, c = 2\text{cm}, h = 20\text{ cm}, d = 18\text{cm}$$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.73 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.122$$

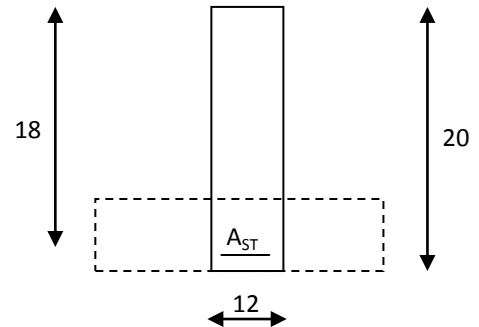
$$\mu = 0.122 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0\text{cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.122 \rightarrow \beta = 0.935$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{6.73 \times 10^2}{0.935 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.15\text{cm}^2$$

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



g. Vérification à la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26\text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 1.57\text{cm}^2 > 0.26\text{cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

h. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } T_u = 16.55\text{KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16.55 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.76\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.76\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

i. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 91. Art A.6.1.3)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{16.55 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 3 \times 10} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.08 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

j. Ancrage des barres: (BAEL91.Art. A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm.}$$

k. Calcul les armatures transversales

▪ Le diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 12 ; 0.6 ; 10 \} = 6 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

▪ La section des armatures transversales

$$St_1 \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

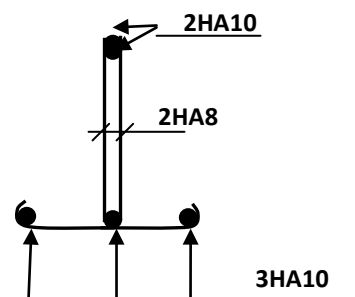


Figure III.2.8 : plan ferrailage de la poutrelle

l. Vérification à l'ELS

➤ Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS

▪ Calcul des moments aux appuis

Pour le cas de trois appuis :

$$\begin{aligned}
\text{L'appui 1 : } & 3.4M_1 + 1.7M_2 = -7.66 \text{ -----(1)} \\
\text{L'appui 2: } & 1.7M_1 + 9.6M_2 + 3.1M_3 = -54.11 \text{ -----(2)} \\
\text{L'appui 3 : } & 3.1M_2 + 13.8M_3 + 3.8M_4 = -132.01 \text{ -----(3)} \\
\text{L'appui 4 : } & 3.8M_3 + 11.2M_4 + 1.8M_5 = -94.65 \text{ -----(4)} \\
\text{L'appui 5 : } & 1.8M_4 + 11.2M_5 + 3.8M_6 = -94.65 \text{ -----(5)} \\
\text{L'appui 6 : } & 3.8M_5 + 11.2M_6 + 1.8M_7 = -94.65 \text{ -----(6)} \\
\text{L'appui 7 : } & 1.8M_6 + 11.2M_7 + 3.8M_8 = -94.65 \text{ -----(7)} \\
\text{L'appui 8 : } & 3.8M_7 + 13.8M_8 + 3.1M_9 = -132.01 \text{ -----(8)} \\
\text{L'appui 9 : } & 3.1M_8 + 9.6M_9 + 1.7M_{10} = -54.11 \text{ -----(9)} \\
\text{L'appui 10: } & 1.7M_9 + 3.4M_{10} = -7.66 \text{ -----(10)}
\end{aligned}$$

Remarque: Comme le système est symétrique, alors : $M_1=M_{10}$, $M_2=M_9$, $M_3=M_8$, $M_4=M_7$, $M_5=M_6$

▪ **La résolution de cette matrice se fait avec Matlab**

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$\begin{aligned}
M_1 &= -0.708 \text{ KN.m} & M_2 &= -3.089 \text{ KN.m} & M_3 &= -7.498 \text{ KN.m} \\
M_4 &= -4.988 \text{ KN.m} & M_5 &= -5.711 \text{ KN.m} & M_6 &= -5.711 \text{ KN.m} \\
M_7 &= -4.988 \text{ KN.m} & M_8 &= -7.498 \text{ KN.m} & M_9 &= -3.089 \text{ KN.m} \\
M_{10} &= -0.708 \text{ KN.m}
\end{aligned}$$

N.B

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura les résultats suivants :

$$\begin{aligned}
M_1 &= -0.472 \text{ KN.m} & M_2 &= -2.059 \text{ KN.m} & M_3 &= -4.998 \text{ KN.m} \\
M_4 &= -3.325 \text{ KN.m} & M_5 &= -3.807 \text{ KN.m} & M_6 &= -3.807 \text{ KN.m} \\
M_7 &= -3.325 \text{ KN.m} & M_8 &= -4.998 \text{ KN.m} & M_9 &= -2.059 \text{ KN.m} \\
M_{10} &= -0.472 \text{ KN.m}
\end{aligned}$$

En travée :

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1}M_i}{L_{i+1}} X \quad \text{Moment à l'abscisse X de travée (i+1).}$$

$$\mu(X) = q \cdot \frac{L_{i+1}}{2} X - q \frac{X^2}{2} \quad \mu(X) : \text{Moment de réduction isostatique.}$$

$M(X)$ prend la valeur maximale quand $T(X) = 0$ c à d :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}}$$

Travée (1-2) $\rightarrow x = 0.7\text{m} \rightarrow M_{1\text{ max}}(0.7) = 1.06 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) $\rightarrow x = 1.39 \text{ m} \rightarrow M_{2\text{ max}}(1.39) = 4.03 \text{ KN.m}$

Travée (3-4) $\rightarrow x = 1.97\text{m} \rightarrow M_{3\text{ max}}(1.97) = 7.11 \text{ KN.m}$

Travée (4-5) $\rightarrow x = 0.85\text{m} \rightarrow M_{4\text{ max}}(0.85) = -1.03 \text{ KN.m}$

Travée (5-6) $\rightarrow x = 1.90 \text{ m} \rightarrow M_{5\text{ max}}(1.90) = 7.45 \text{ KN.m}$

▪ Ensuite par symétrie on déduit que

$M_{t1-2} = M_{t10-9} = 1.06 \text{ KN.m}$; $M_{t2-3} = M_{t9-8} = 4.03 \text{ KN.m}$; $M_{t3-4} = M_{t8-7} = 7.11 \text{ KN.m}$;

$M_{t4-5} = M_{t7-6} = -1.03 \text{ KN.m}$; $M_{t5-6} = 7.45 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des efforts tranchant

Au niveau d'un appui « i », $V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$ } les moments seront pris
 Au niveau d'un appui « i+1 », $V(x) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$ } en valeur absolue

▪ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	Longueur	$T_i(x=0)$ en KN	$T_{i+1}(x=L_i)$	X(m)	M_{max} en KN.m]
Travée 1-2	1.7	6.49	- 4.73	0.7	1.06
Travée 2-3	3.1	10.61	-8.72	1.39	4.03
Travée 3-4	3.8	11.41	-12.29	1.97	7.11
Travée 4-5	1.8	5.88	-5.34	0.85	-1.03
Travée 5-6	3.8	11.85	-11.85	1.9	7.45

Tableau.III.2.2: Calcul des efforts tranchants

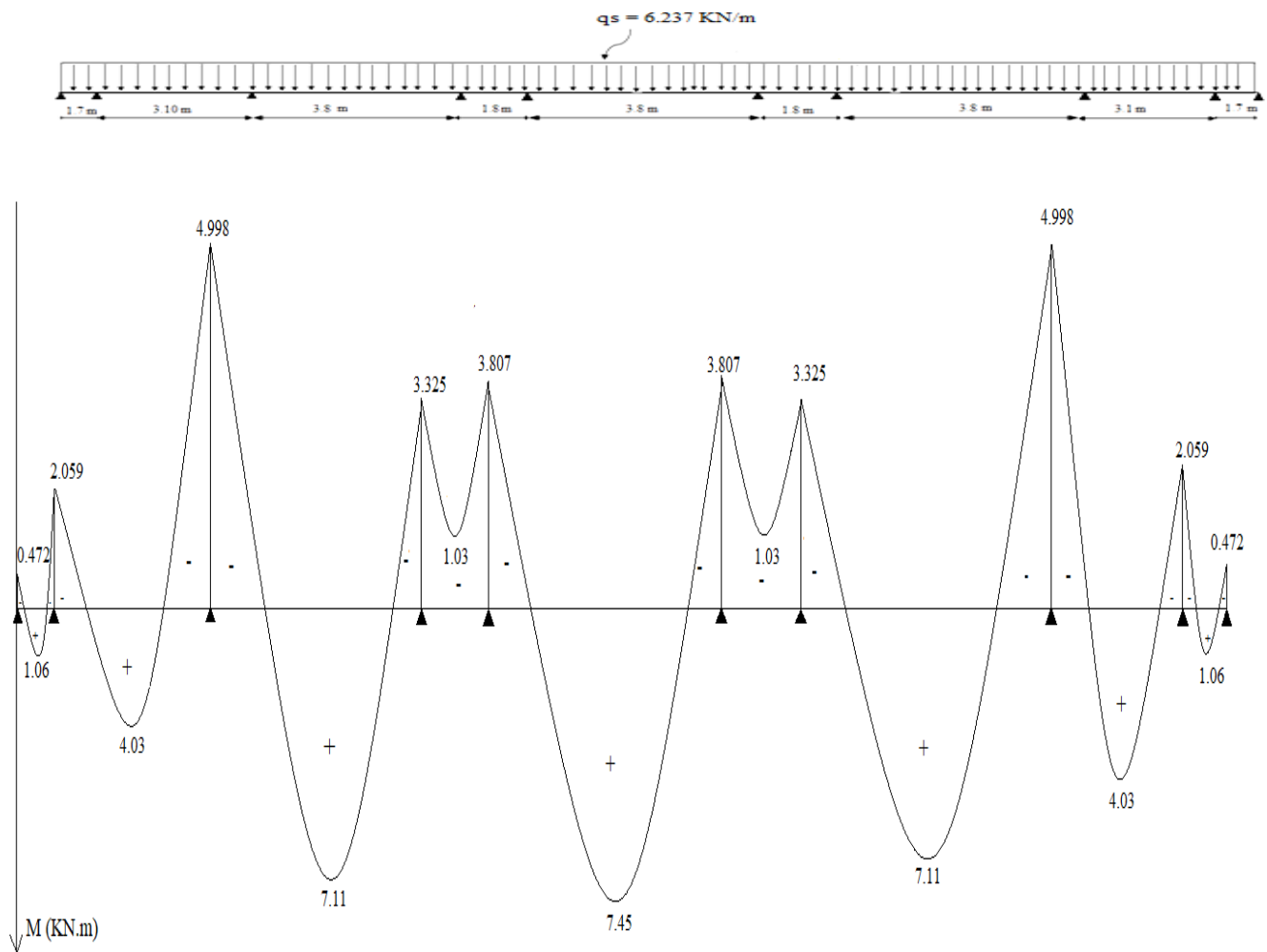


Figure III.2.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

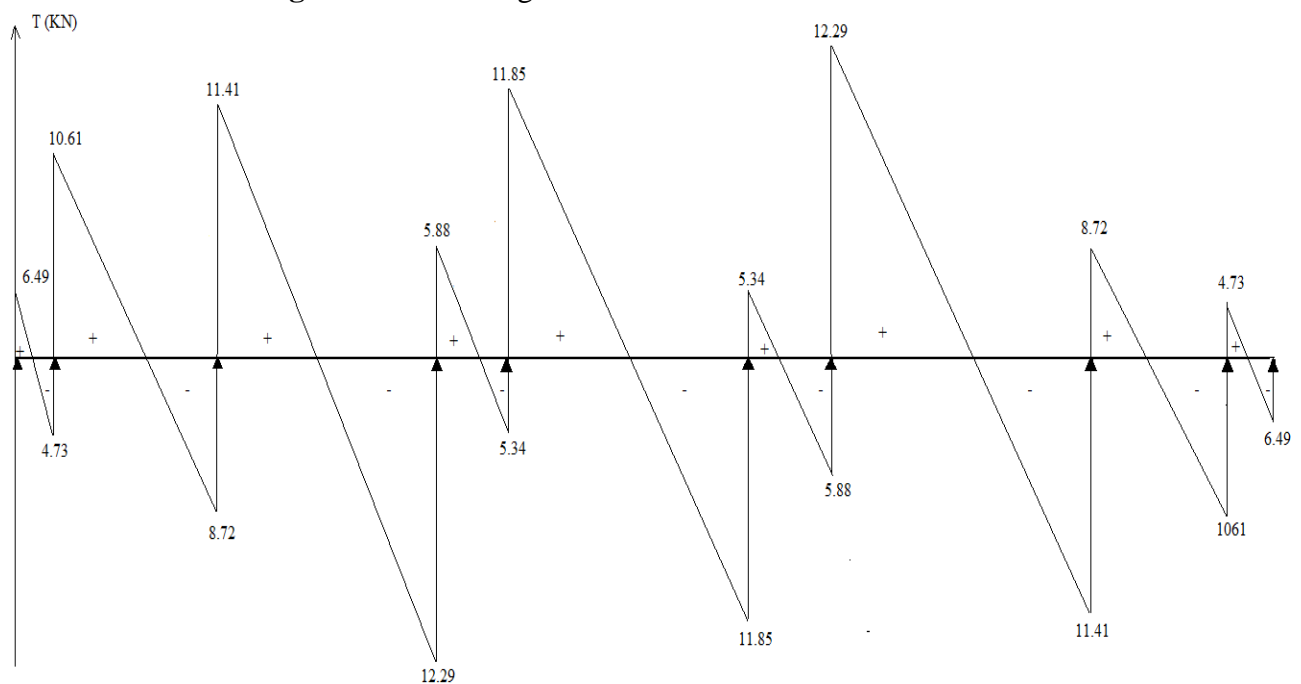


Figure III.2.10: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

➤ **Vérification de la résistance à la compression du béton**

✓ **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726.$$

par interpolation $\Rightarrow (\beta_1 = 0.876 \quad ; \quad K_1 = 25.5).$

▪ **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a}$$

avec : $M_a^{\max} = 4.998 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{4.998 \times 10^3}{0.876 \times 1.57 \times 18} = 201.89 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 201.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

▪ **La contrainte dans le béton**

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

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201.89}{25.5} = 7.92 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 7.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow$ Condition vérifiée

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

✓ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.092 \Rightarrow (\beta_1 = 0.856 \quad ; \quad K_1 = 19.72).$$

▪ **La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a}$$

avec : $M_t^{\max} = 7.45 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{7.45 \times 10^3}{0.856 \times 2.36 \times 18} = 204.88 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 204.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

▪ **La contrainte dans le béton**

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

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{204.88}{19.72} = 10.39 \text{ MPa.}$

$\sigma_{bc} = 10.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow$ section vérifiée vis-à-vis de la compression.

CONCLUSION

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

➤ Etat limite de déformation

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.

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$-\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$-\frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$$

$$-\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : h : hauteur totale de la section.

L : longueur de la travée entre nœud d'appuis.

M_t : moment fléchissant maximum de la travée supposé indépendante et reposant sur deux appuis libre.

b_0 : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{380} = 0.0526 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

⇒ La 1^{er} condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

➤ Calcul de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

\bar{f} = La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$.

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

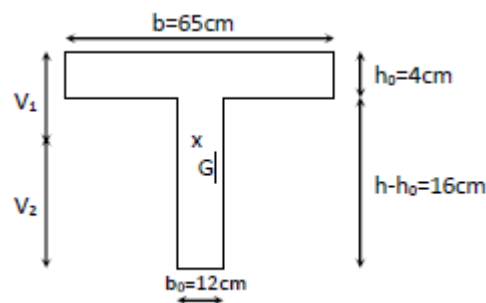


Figure III.2.11 : Section en té

▪ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.36) = 487.4 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + (15 \times 2.36 \times 18) = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0(v_1^3 + v_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 \right] + 15 \times A_t (v_2 - c)^2 = 20021.06 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul des coefficients: λ_v ; μ ; I_{fv}**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.01$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.01(2 + \frac{3(12)}{65})} = 1.5$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.01 \times 204.88) + 2.1}; 0\right) = (0.313; 0)$$

$$\mu = 0.313$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1(20021.06)}{1 + 1.5 \times 0.313} = 22023.166 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}} = \frac{7.45 \times 10^6 \times (3.8 \times 10^2)^3}{10 \times 10818.86 \times 22023.166 \times 10^4} = 4.51 \text{ mm} < f = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ m}$$

Conclusion

La flèche est inférieure à la flèche admissible.

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis** : 2 HA10 = 1.57 cm².
- **Travée** : 3 HA 10 = 2.36 cm².
- **Armatures transversales** : 2HA8 = 1.00 cm² avec un espacement de 15 cm
- Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1.00 cm²**

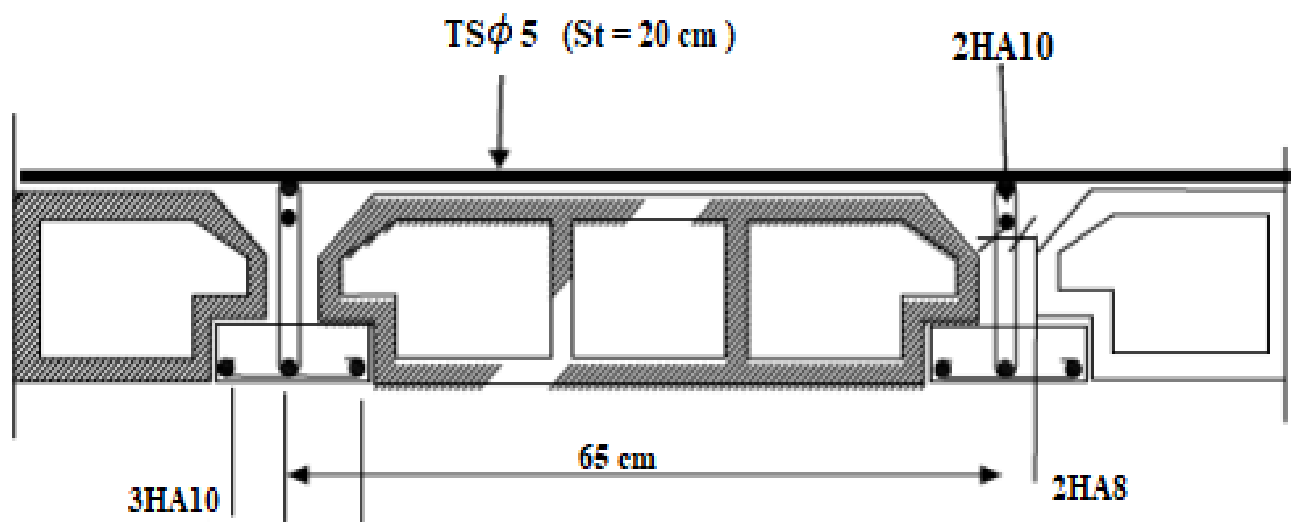


Figure III.2.12 : ferraillage des planchers

III.3 Balcon

Introduction

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

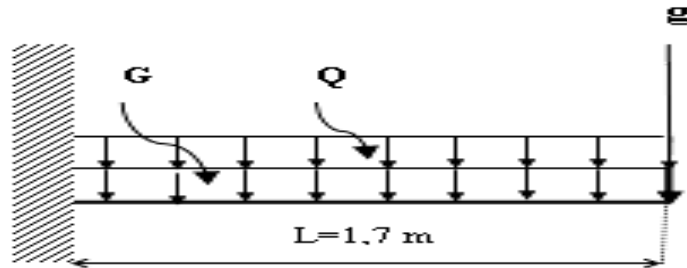


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, entourés d'un garde corps de hauteur $h=1\text{m}$, en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

G : charge permanent uniformément réparties 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 creuse.

III.3.1 Dimensionnement

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée en chapitre II avec $e_p = 20\text{ cm}$

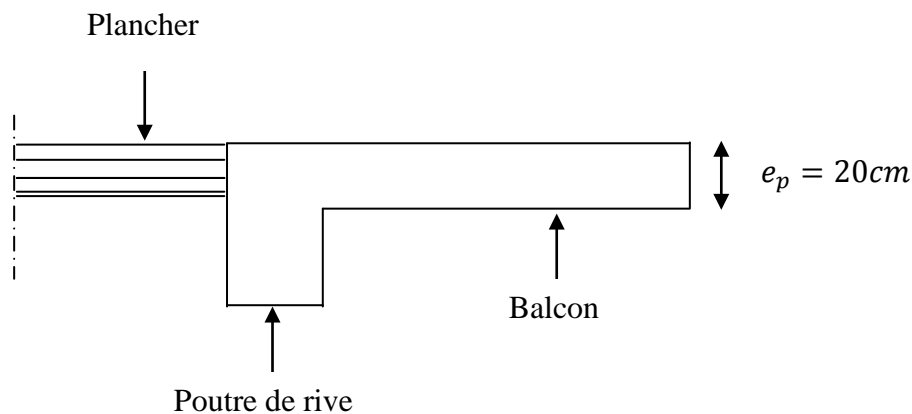


Figure III.3.2: Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre.

III.3.2 Charges et surcharges

1) Les charges permanentes

Tableau III.3.1 : Evaluation des charges des dalles des balcons

Désignation des éléments	(kN/m ³)	e(m)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0.02	0.02	0.4
Mortier de pose	0.22	0.02	0.44
Lit de sable	0.18	0.02	0.36
Dalle pleine	0.25	0.15	3.75
Enduit de ciment	0.18	0.02	0.36
Total			5.31

⇒ La charge permanente $G = 5.31 \text{ KN/ml}$

Poids propre du garde corps : $g = 0.9 + 2 \times 0.36 = 1.62 \text{ KN/ml}$

Avec : poids propre de la brique = 0.9 KN/m^2

2) Surcharges d'exploitations

Elle est donnée par le DTR BC.22 :

- La dalle : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

III.3.3 Les combinaisons de charge :

1) ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

- Pour la dalle :

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) = 12.42 \text{ KN/ml.}$$

- Le mur :

$$q_{u2} = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN/ml.}$$

- ELS

$$q_s = G + Q$$

➤ Pour la dalle

$$q_{s1} = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml.}$$

➤ Le mur

$$q_{s2} = 1.62 \text{ KN/ml.}$$

III.3.4 Calcul du balcon :

1) Calcul des moments fléchissant ELU

-Moment dû à la charge q_u : $M1 = q_{u1} \frac{l^2}{2}$

-Moment dû au poids du mur : $M2 = q_{u2} \times L$

Le moment total est : $M_u = M_1 + M_2$

$$M_u = q_{u1} \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times L$$

$$M_u = 21.67 \text{ KN.m}$$

2) Calcul des moments fléchissant ELS

$$M_s = q_{s1} \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times L$$

$$M_s = 15.48 \text{ KN.m}$$

3) Ferrailage

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

a. Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}; c = 2 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{21.67 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.048 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.048 \longrightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.67 \times 10^5}{0.975 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons :

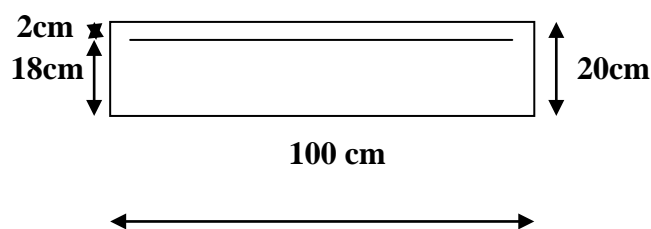
$$4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

b. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons :

$$4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2. \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm,}$$



4) Vérifications des contraintes à L'ELU

a. Condition de non fragilité du béton

$$A_{st} > A_{min} = \frac{0.23 b d}{f_e} f_{t28}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 < \text{Adoptée} = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée). (BAEL 99 ; A.4.2.1)}$$

b. Espacement des barres

- Armatures principale

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

- Armatures de répartitions

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}. \text{ (Condition vérifiée). (BAEL 99 ; A.8.2.42)}$$

c. Vérification aux cisaillements

On considère la fissuration comme non préjudiciable :

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

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

$$\tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.42 \times 1.7 + 2.187 = 23.301 \text{ KN}$$

$$V_u = 23.301 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{23.301 \times 10^3}{180 \times 1000} = 0.129 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.129 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée). (BAEL 99 ; A.5.1.2.1)}$$

d. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

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

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

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ MPa}$$

Avec :

$\Psi_s = 1.5$: Pour les aciers de haute adhérence.

U_i : Périmètre utile de la barre « i ».

$$\tau_{se} = \frac{23.301 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.72} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.95 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres. (Condition vérifiée) **(BAEL 99 ; Art A.6.1.3)**

e. Longueur de scellement

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de Compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ MPa} \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Mais cette longueur dépasse la largeur de la poutre (30cm) à laquelle le balcon sera encastré, donc les armatures doivent avoir des crochets

Soit la longueur de crochet égale à :

$$0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

Soit : $L_s = 18 \text{ cm.}$

Les armatures calculées sont suffisantes

5) Vérifications à L'ELS

a. Etat limite de compression du béton

➤ **Acier** Nous avons : $M_s = 15.48 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{A_s \times 100}{bd} = \frac{4.52 \times 100}{100 \times 18} = 0.251$$

$$\text{Par interpolation : } \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.92 \\ K_1 = 46.33 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{15.48 \times 10^6}{0.92 \times 180 \times 452} = 206.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 206.81 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 384 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Béton**

Faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{206.81}{46.33} = 4.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{C28} = 15 \text{ MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 4.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

b. Vérification a l'état limite de déformation : (BAEL99/ArtB6.8,424)

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{170} = 0.105 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.30}{100 \times 18} = 0.0023 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.105 \geq \frac{16.48}{10 \times 16.48} = 0.1 \text{ Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- **Armatures principales :** 4HA12 avec : St = 25 cm
- **Armature de répartitions :** 4HA10 avec : St = 25 cm

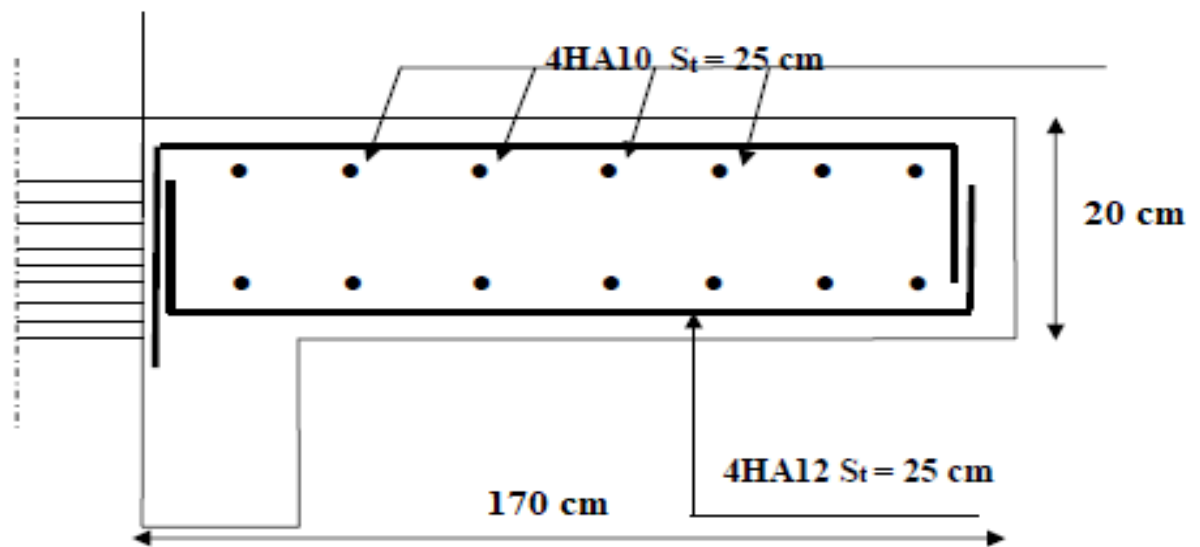


Figure III.3.3 : Ferrailage du balcon

III.4 Escaliers

Introduction

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à deux volées, il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

III.4.1 Caractéristiques dimensionnelles

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

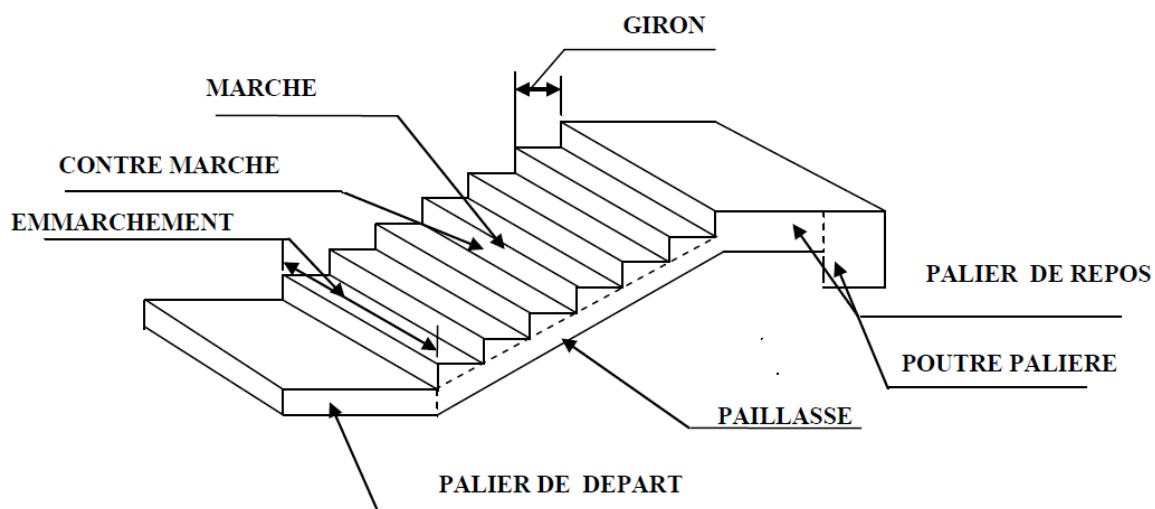


Figure III.4.1 : Coupe verticale d'un escalier

Remarque

Nous avons deux volées différentes :

- Une volée d'étage courant et RDC d'une hauteur $H = 1.53\text{m}$
- Une volée d'entre sol d'une hauteur $H=2.21\text{ m}$

III.4.2 pré dimensionnement de l'escalier à calculer

Dans cette partie, on a étudié les escaliers l'entre sol et escalier de l'étage courant qui comporte deux volées et un palier intermédiaire. Et escalier de l'étage courant

Le pré dimensionnement de l'escalier de l'entre sol se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités

pour l'étage courant le pré dimensionnement de l'escalier se fera comme une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

a. Formule de BLONDEL

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

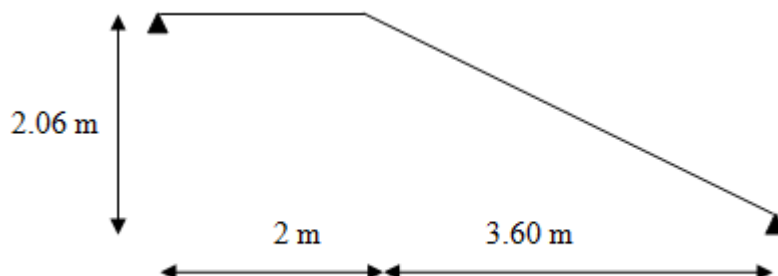
g : le giron

h : la hauteur de la contre marche

59 cm : correspond à des escaliers courants d'appartement.

66cm : correspond à des locaux publics.

Pour qu'un escalier soit confortable il faut que : $14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

1) Escalier de l'Entre Sol**a. Première volée**

Nombre de contremarches $= 221 / 17 = 13$

N bre de contre marche $= 13 - 1 \text{ palier} = 12 \text{ marches}$

Hauteur de la volée : 2.06 m

On prend : $g=30$ cm

▪ **Épaisseur de la paillasse**

$$\frac{10}{30} \leq ep \leq \frac{10}{20}$$

L' : longueur totale entre nus d'appuis.

$$T_g \alpha = \frac{H}{L} = \frac{221}{360} = 0,72 \quad \alpha = 35.75^\circ$$

$$L' = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{360}{\cos 35.75} = 4.43 \text{ m}$$

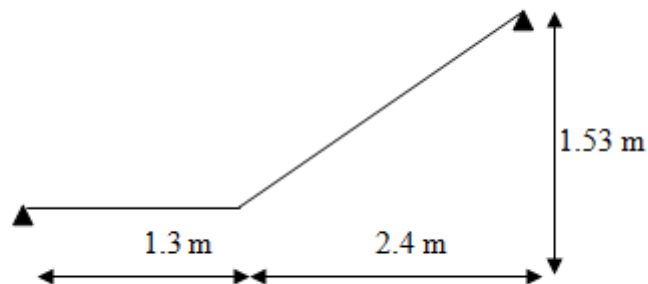
$$L_0 = L' + l_2.$$

$$L_0 = 4.43 + 2 = 6.43 \text{ m}$$

$$\text{Donc on aura : } \frac{643}{30} \leq ep \leq \frac{643}{20} \quad 21.43 \leq ep \leq 32.15$$

$$\text{On opte pour une paillasse d'épaisseur : } ep = 25 \text{ cm}$$

b. Deuxième volée



$$\text{Nombre de contremarches} = 153 / 17 = 9$$

$$\text{Nbre de contre marche} = 9 - 1 \text{ palier} = 8 \text{ marches}$$

Hauteur de la volée : 1.53 m

On prend : $g=30$ cm

▪ **Épaisseur de la paillasse**

$$\frac{l_0}{30} \leq e_p \leq \frac{l_0}{20}$$

L' : longueur totale entre nus d'appuis.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$L' = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.51} = 2.84 \text{ m}$$

$$L_0 = L' + l_2$$

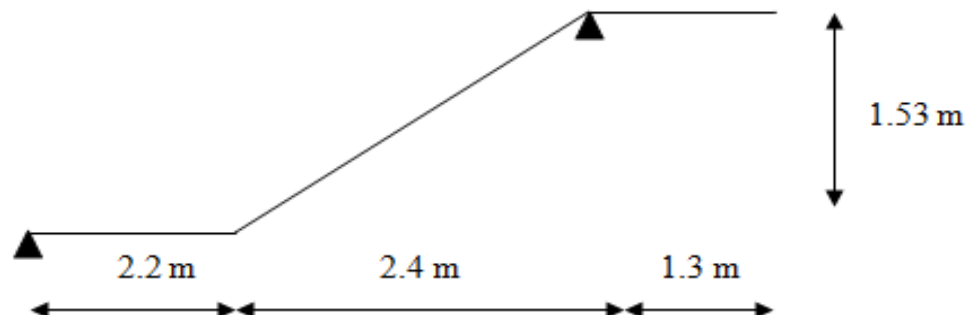
$$L_0 = 2.84 + 1.30 = 4.14 \text{ m}$$

$$\text{Donc on aura : } \frac{414}{30} \leq e_p \leq \frac{414}{20} \quad 13.8 \leq e_p \leq 20.7$$

$$\text{On opte pour une paillasse d'épaisseur : } e_p = 20 \text{ cm}$$

2) Escalier de RDC et étage courant

a. Première volée



$$\text{Nombre de contremarches} = 153 / 17 = 9$$

$$\text{Nbre de contre marche} = 13 - 1 \text{ palier} = 8 \text{ marches}$$

$$\text{Hauteur de la volée : } 1.53 \text{ m}$$

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

- Épaisseur de la paillasse

$$\frac{10}{30} \leq ep \leq \frac{10}{20}$$

L' : longueur totale entre nus d'appuis.

$$T_g \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.63 \alpha = 32.51^\circ$$

$$L' = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.51} = 2.84 \text{ m}$$

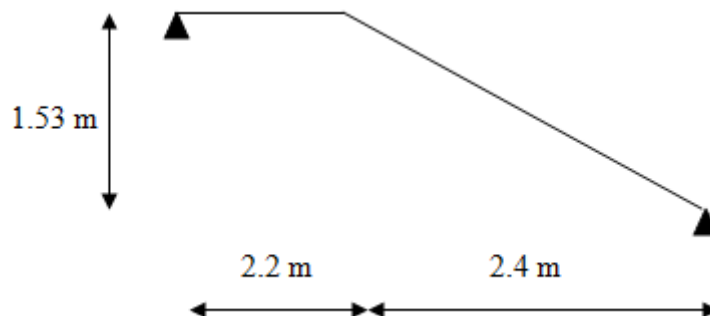
$$L_0 = L' + l_2.$$

$$L_0 = 2.84 + 1.30 = 4.14 \text{ m}$$

$$\text{Donc on aura : } \frac{414}{30} \leq ep \leq \frac{414}{20} \quad 13.8 \leq ep \leq 20.7$$

$$\text{On opte pour une paillasse d'épaisseur : } ep = 20 \text{ cm}$$

- b. Deuxième volée



$$\text{Nombre de contremarches} = 153 / 17 = 9$$

$$\text{Nbre de contre marche} = 9 - 1 \text{ palier} = 8 \text{ marches}$$

$$\text{Hauteur de la volée : } 1.53 \text{ m}$$

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

- Épaisseur de la paillasse

$$\frac{10}{30} \leq ep \leq \frac{10}{20}$$

L' : longueur totale entre nus d'appuis.

$$T_g \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.63 \alpha = 32.51^\circ$$

$$L' = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.51} = 2.84 \text{ m}$$

$$L_0 = L' + l_2$$

$$L_0 = 2.84 + 1.30 = 4.14 \text{ m}$$

$$\text{Donc on aura : } \frac{414}{30} \leq ep \leq \frac{414}{20} \quad 13.8 \leq ep \leq 20.7$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur : $ep = 20 \text{ cm}$

III.4.3 : Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande de 1m de projection horizontale.

1) Escalier de l'Entre Sol

a. Détermination des charges et des surcharges

➤ Charge permanente

▪ Le palier

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(\text{kN/m}^3)$	La charge (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. palier	0.2	25	5
5. enduit ciment	0.02	18	0,36
			$G_p = 6.56 \text{ kN/m}^2$

Tableau III.4.1: la charge revenant au palier.

▪ La volée

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.03	20	0.6
2. mortier de pose	0.02	22	0.44
3. couche de sable	0.02	18	0.36
4. palliasse	$\frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{0.25}{\cos 35.75} = 0.308$	25	7.7
5. enduit ciment	0.02	18	0.36
6. Gard corps		0.3	0.3
			$G_p = 9.82 \text{ kN/m}^2$

Tableau III.4.2: la charge revenant la volée.

b. La surcharge d'exploitation est donnée par le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service elle est la même pour la volée et le palier.

$$Q = 2.5 \text{ kN/ml.}$$

c. Combinaisons de charges

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

➤ **ELU :** $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée : $q_{u1} = (1.35 \times 9.82 + 1.5 \times 2.5) = 17 \text{ kN / m.}$

Le palier : $q_{u2} (\text{vol 1}) = (1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5) = 12.61 \text{ kN / m.}$

➤ **ELS :** $q_s = G + Q$

La volée 1 : $q_{s1} = (9.82 + 2.5) = 12.32 \text{ kN / m.}$

Le palier : $q_{s2} = (6.56 + 2.5) = 9.06 \text{ kN / m.}$

3) Escalier de RDC et étage courant

a. Détermination des charges et des surcharges

➤ Charge permanente

▪ Le palier

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(\text{kN/m}^3)$	La charge (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. palier	0.2	25	5
5. enduit ciment	0.02	18	0,36
			$G_p = 6.56\text{KN/m}^2$

Tableau III.4.3: la charge revenant au palier.

▪ La volée

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(\text{kN/m}^3)$	La charge (kN/m^2)
1. Revêtement en carrelage	0.03	20	0.6
2. mortier de pose	0.02	22	0.44
3. couche de sable	0.02	18	0.36
4. palliasse	$\frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{0.20}{\cos 32.51} = 0.237$	25	5.925
5. enduit ciment	0.02	18	0.36
6. Gard corps		0.3	0.3
			$G_p = 7.958\text{KN/m}^2$

Tableau III.4.4: la charge revenant la volée.

- b. La surcharge d'exploitation :** est donnée par le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service elle est la même pour la volée et le palier.

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

c. Combinaisons de charges

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

- **ELU :** $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée : $q_{u1} = (1.35 \times 7.958 + 1.5 \times 2.5) = 14.4933 \text{ KN / m}$.

Le palier : $q_{u2} (\text{vol 1}) = (1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5) = 12.61 \text{ KN / m}$.

Le poids de mur : $q_{u3} = 1.35 \times (3.06 - 0.2) \times 2.4 = 9.26 \text{ KN}$

- **ELS :** $q_s = G + Q$

La volée 1 : $q_{s1} = (7.958 + 2.5) = 10.458 \text{ KN / m}$.

Le palier : $q_{s2} = (6.56 + 2.5) = 9.06 \text{ KN / m}$

Le poids de mur : $q_{s3} = (3.06 - 0.2) \times 2.4 = 6.864 \text{ KN}$

III.4.4 Etude des volées

1) Etude de la volée de l'entre sol

a. Calcule des réactions d'appuis

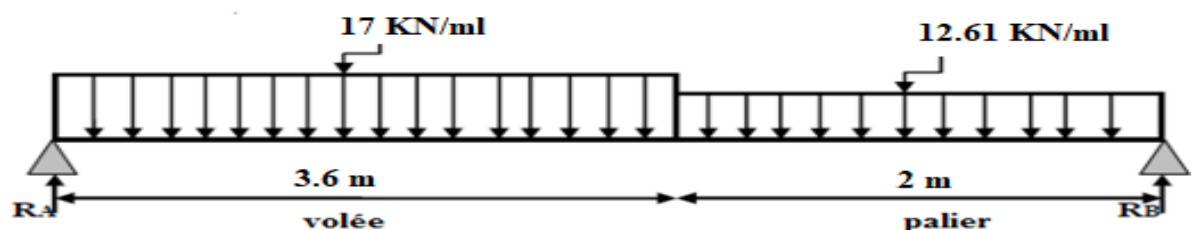


Figure III.4.2 : Schéma statique (ELU)

D'après les formules de la RDM:

- $\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (17 \times 3.6) + (12.61 \times 2) = 86.42 \text{ KN}$

$$R_A + R_B = 86.42 \text{ KN}$$

- $\sum M/A = 0 \Rightarrow -R_B \times 4.9 + [(17 \times 3.6) \times (\frac{3.6}{2})] + [(12.61 \times 2) \times (\frac{2}{2} + 3.6)] = 0$

$$\Rightarrow -R_B \times 5.8 + [17 \times 3.6 \times 1.8] + [12.61 \times 2 \times 4.6] = 0$$

$$R_B = \frac{(17 \times 3.6 \times 1.8) + (12.61 \times 2 \times 4.7)}{5.6}$$

$$\Rightarrow R_B = 40.387 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 46.033 \text{ KN}$$

b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

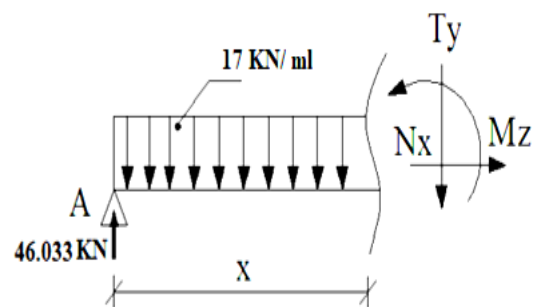
1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 3.6 \text{ m}$

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -17 \times \frac{x^2}{2} + 46.033 x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 3.6 \text{ m} \rightarrow M(3.6) = 55.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow T = -17x + 46.033$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 46.03 \text{ KN} \\ X = 3.6 \text{ m} \rightarrow T(3.6) = -15.17 \text{ KN} \end{cases}$$



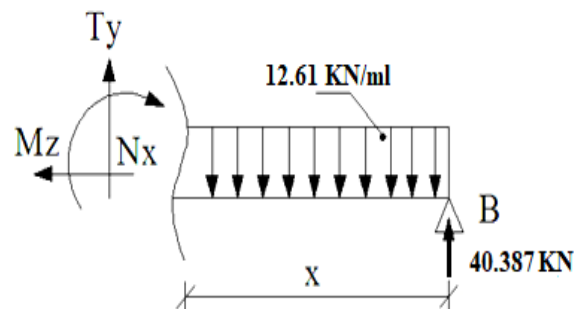
2^{ème} tronçon $0 \leq X \leq 2 \text{ m}$

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -12.61 \times \frac{x^2}{2} + 40.387 x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 2 \text{ m} \rightarrow M(2) = 55.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 12.61x - 40.387$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -40.387 \text{ KN} \\ X = 1.3 \text{ m} \rightarrow T(1.3) = -15.17 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow M = 0$$

$$\Rightarrow 12.61x - 40.387 = 0 \Rightarrow x = 3.20 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(3.20) = 64.67 \text{ KN.m}$$

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment Mu_{max} aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

➤ **Moment en appuis**

$$Mu_{ap} = (-0.3) Mu_{max} = (-0.3) \times (64.67) = -19.40 \text{ .m}$$

➤ **Moment en travée**

$$Mu_{travée} = (0.85) Mu_{max} = (0.85) \times (64.67) = 54.97 \text{ KN.m}$$

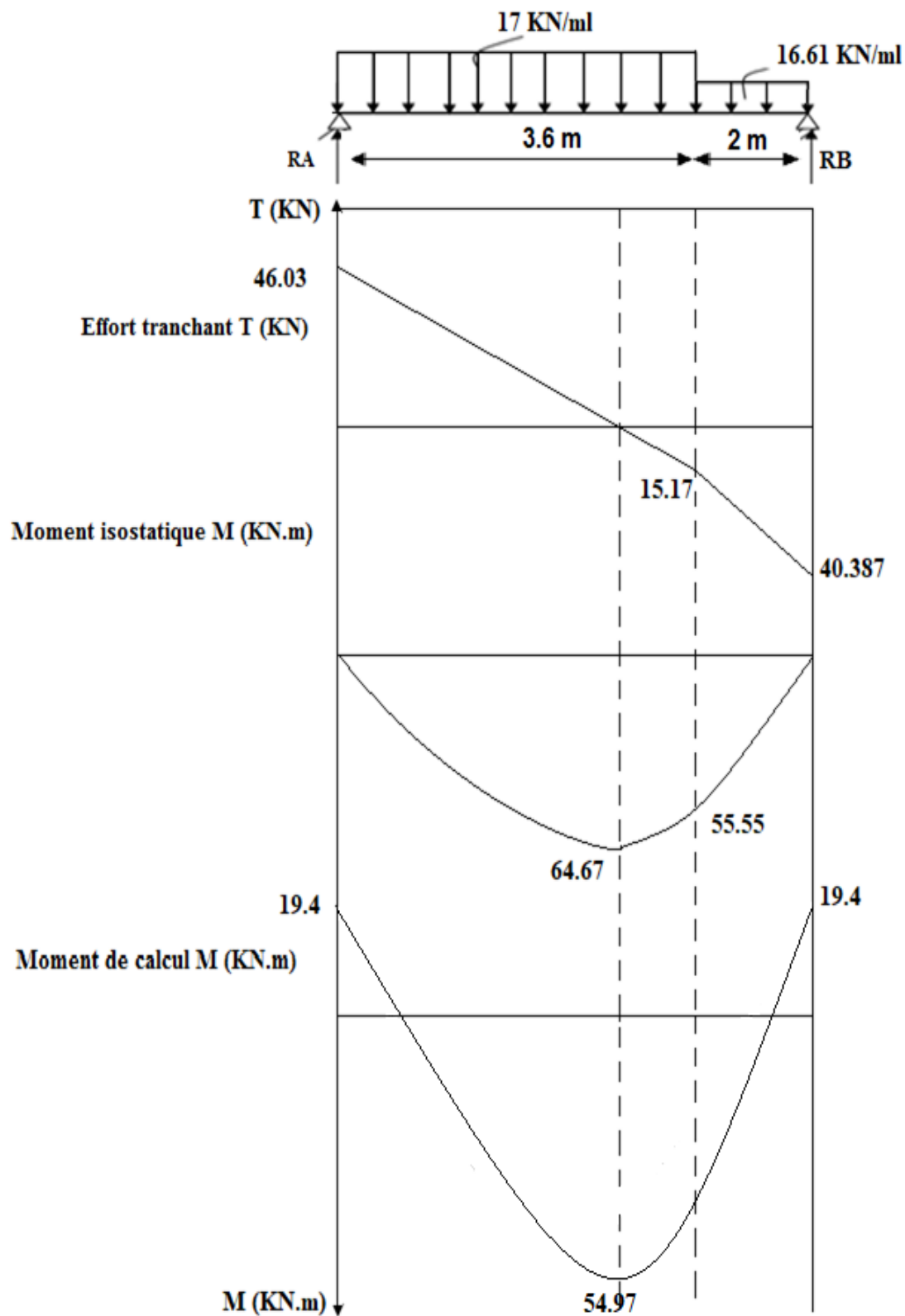


Figure.III.4.3 : Diagramme des efforts interne a l'ELU

2) Etude de la volée de l'étage courant

a. Calcule des réactions d'appuis

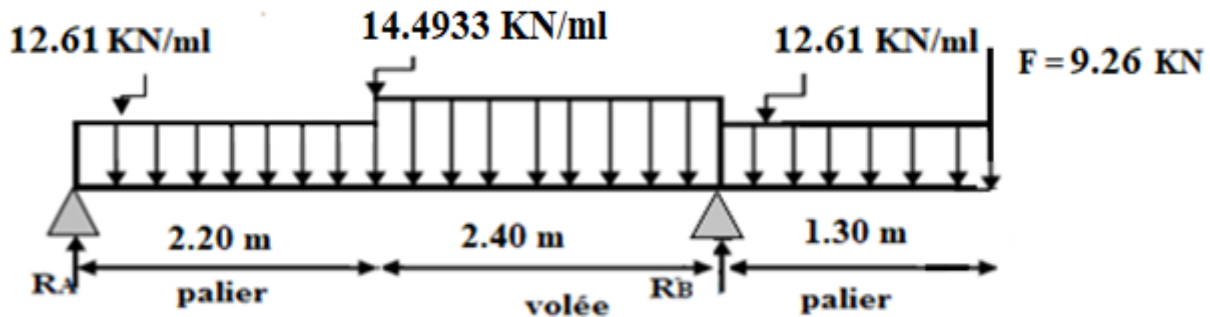


Figure III.4.4 : Schéma statique (ELU)

b. Calcule des réactions d'appuis

D'après les formules de la RDM:

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (14.4933 \times 2.4) + (12.61 \times 2.2) + (12.61 \times 1.3) + 9.26 = 88.178 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 88.178 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 4.6 + [14.4933 \times 2.4 \times 3.4] + [12.61 \times 2.2 \times 1.1] + [12.61 \times 5.25 \times 1.3] + 9.26 \times 5.9 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 62.93 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 25.247 \text{ KN}$$

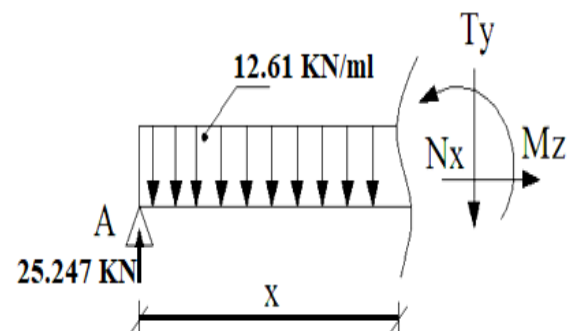
c. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 2.2\text{m}$

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -12.61 \times \frac{x^2}{2} + 25.247 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 2.2 \text{ m} \rightarrow M(2.2) = 25.027 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow T = -12.61x + 25.247$$



$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = \mathbf{25.247 \text{ KN}} \\ X = 2.2 \text{ m} \rightarrow T(2.2) = \mathbf{-2.495 \text{ KN}} \end{cases}$$

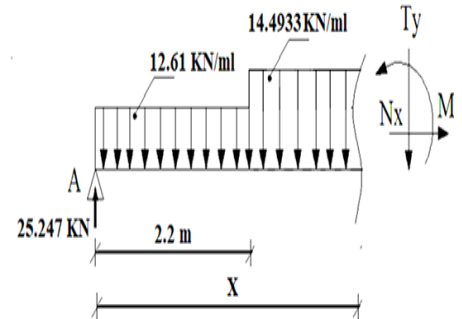
2^{ème} tronçon $2.2 \leq X \leq 4.6 \text{ m}$

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow$$

$$M = -12.61 \times 2.2 \times \left(x - \frac{2.2}{2}\right) - 14.4933 \times \frac{(x-2.2)^2}{2} + 25.247x$$

$$\Rightarrow M = -27.742 \times \left(x - \frac{2.2}{2}\right) - 14.4933 \times \frac{(x-2.2)^2}{2} + 25.247x$$

$$\begin{cases} X = 2.2 \text{ m} \rightarrow M(2.2) = \mathbf{25.027 \text{ KN.m}} \\ X = 4.6 \text{ m} \rightarrow M(4.6) = \mathbf{-22.7 \text{ KN.m}} \end{cases}$$



$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = -27.742 - 14.4933 \times (x - 2.2) + 25.247$$

$$\Rightarrow T = -14.4933 \times (x - 2.2) - 2.495$$

$$\begin{cases} X = 2.2 \text{ m} \rightarrow T(2.2) = \mathbf{-0.495 \text{ KN}} \\ X = 4.6 \text{ m} \rightarrow T(4.6) = \mathbf{-37.278 \text{ KN}} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon $0 \leq X \leq 1.3 \text{ m}$

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -12.61 \times \frac{x^2}{2} - 9.26 x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ X = 1.3 \text{ m} \rightarrow M(1.3) = \mathbf{-22.7 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

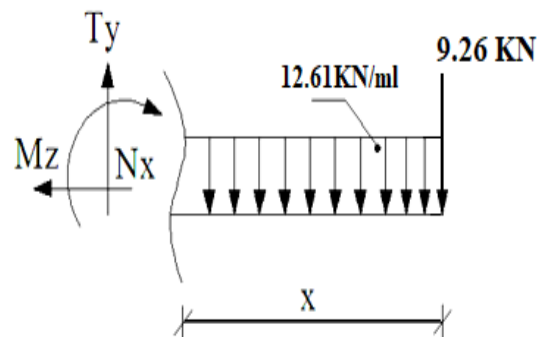
$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = +12.61x + 9.26$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = \mathbf{9.26 \text{ KN}} \\ X = 1.3 \text{ m} \rightarrow T(1.3) = \mathbf{25.653 \text{ KN}} \end{cases}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow M = 0$$

$$\Rightarrow -12.61x + 25.247 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{2 \text{ m}}$$

$$M_{\max} = M(2) = \mathbf{25.27 \text{ KN.m}}$$



Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

➤ Moment en appuis

$$M_{uA} = (-0.3) M_u \max = (-0.3) \times (25.27) = \mathbf{-7.58 \text{ KN.m}}$$

$$M_{uB} = \mathbf{-22.7 \text{ KN.m}}$$

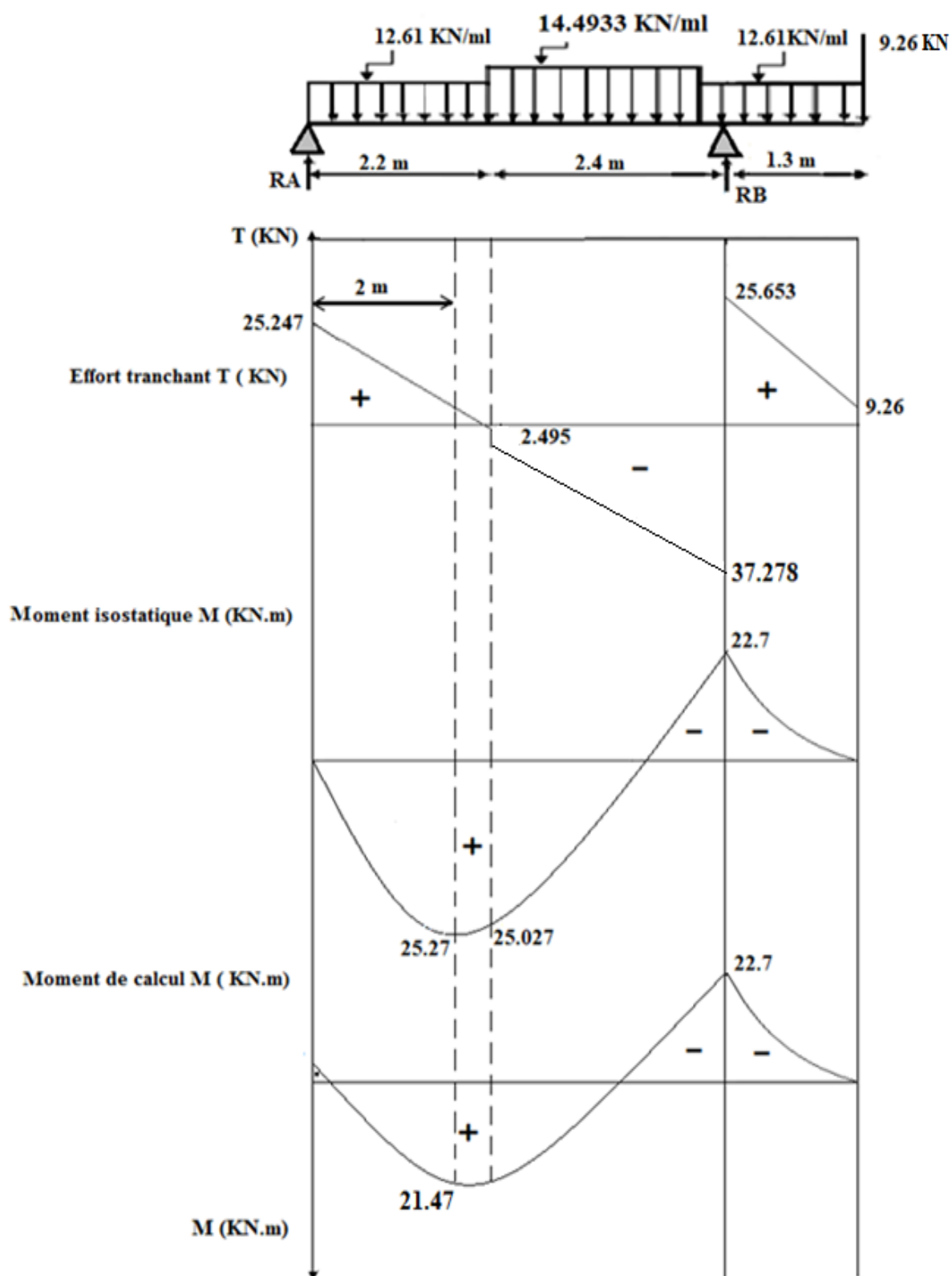


Figure.III.4.5 : Diagramme des efforts interne a l'ELU

III.4.5 : calcul du ferrailage a l'ELU

1) ferrailage à l'ELU de l'entre sol

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant.

$$B = 100 \text{ cm } c = 2 \text{ cm } d = 23 \text{ cm}$$

a. Armature longitudinales

➤ Aux appuis

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19.40 \times 1000}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_{ua} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0.026 \longrightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{19.40 \times 10^2}{0.987 \times 23 \times 348 \times 10^{-1}} = 2.45 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10/ml = **3.14 cm²/ml** avec St = 25cm.

➤ En travée

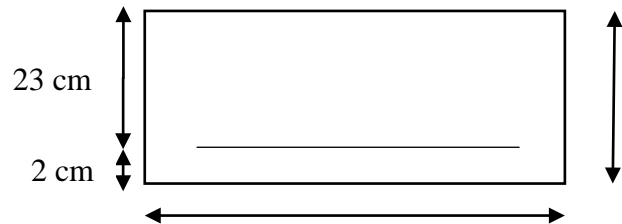
$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{54.97 \times 1000}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.073$$

$$\mu_{ut} = 0.073 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0.073 \longrightarrow \beta = 0.962$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{54.97 \times 10^2}{0.962 \times 23 \times 348 \times 10^{-1}} = 7.14 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14/ml = **7.69 cm²/ml** avec St = 20 cm.



b. Armatures de répartition

➤ Aux appuis

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec St = 25cm.

➤ En travée

$$A_r = \frac{A_{st}}{5} = \frac{7.68}{5} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2$ avec $\text{St} = 20\text{cm}$.

2) Ferrailage à l'ELU de l'étage courant et RDC

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant.

$$B = 100 \text{ cm } c = 2 \text{ cm } d = 18 \text{ cm}$$

a. Armature longitudinales

➤ Aux appuis

▪ Appui A

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.58 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu_{ua} = 0.016 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0.016 \longrightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{7.58 \times 10^2}{0.992 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $\text{St} = 25\text{cm}$.

▪ Appui B

$$\mu_{ub} = \frac{M_{ub}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22.7 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\mu_{ub} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ub} = 0.05 \longrightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{sb} = \frac{M_{ub}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{22.7 \times 10^2}{0.974 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 3.72 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\text{HA}10/\text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $\text{St} = 20\text{cm}$.

▪ En travée

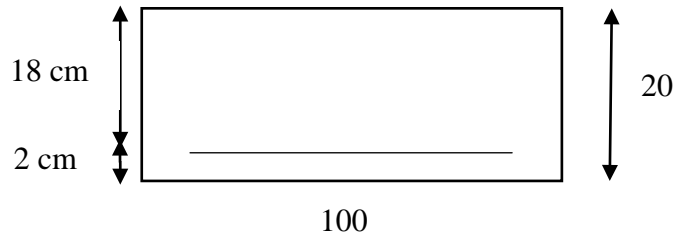
$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24.239 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\mu_{ut} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ut} = 0.05 \longrightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{21.47 \times 10^2}{0.974 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 3.51 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $\text{St} = 25\text{cm}$.



b. Armatures de répartition**➤ Aux appuis****▪ Appui A**

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8/ml = 2.01cm²** avec **St = 25cm.**

▪ Appui B

$$A_{rb} = \frac{A_{sb}}{5} = \frac{3,92}{5} = 0,784 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8/ml = 2.01cm²** avec **St = 25cm.**

▪ En travée

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

III.4.6.Vérification à l'ELU**1) Vérification à l'ELU de l'entre sol****a. Condition de non fragilité (Art A. 4. 2,1/BAEL91)****➤ Armatures longitudinales**

$$A_{\min} \geq 0,23.d.b. \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} \geq 0,23.23.100. \frac{2,1}{400} = 2,77 \text{ cm}^2$$

▪ En travée

$$A_{st} = 7,14 \text{ cm}^2 > 2,77 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ Aux appuis

$$A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2 > 2,77 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Espacement des barres (BAEL91 : Art A.8.2, 42)

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

➤ Armatures principales

$$S_{\max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{3 \times h, 33\text{cm}\} \quad S_{\max} \leq 33 \text{ cm.}$$

Sur appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ Armatures de répartition

$$S_{\max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{4 \times h, 45\text{cm}\}.$$

Sur appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

En travée : $St = 20\text{cm} < 45\text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

c. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91/modifiées99 :ArtA.5.2,2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u = \frac{0,07 \times f_{t28}}{\gamma_b}$$

τ_u : La contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{46.03}{100 \times 23} = 0.02 \leq \tau_u = \frac{0,07 \times 2.1}{1.15} = 1.167 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Influence de l'effort tranchant sur le béton (ArtA.5.1.313/BAEL91modifiées99)

➤ **Influence sur le béton**

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u = \frac{0.4 f_{c28} 0.9 bd}{\gamma_s}$$

$$T_u^{max} = 46.03 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 100 \times 23}{1.5} = 13800 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- T_u^{max} : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

➤ **Influence sur l'acier**

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u^{max} + \frac{M_a}{0.9d})$$

$$A = 3.14 \geq \frac{1.5}{400 \times 10^{-1}} \left(46.03 + \frac{-19.40 \times 10^2}{0.9 \times 23} \right) = -1.78 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- T_u^{max} : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

- M_u : moment au droit de l'appui.

e. Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su} \quad \tau_{se} = \frac{46.03 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 3.14 \times 5 \times 14} = 1.01 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.01 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f. Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

Sur la longueur d'ancrage L_s , la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.12 \text{ cm} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

g. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets (BAEL 91/ Art A5, 2,2)

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 49.12 = 19.648 \text{ cm}$$

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

2) Vérification à l'ELU de l'entre sol**a. Condition de non fragilité** (Art A. 4. 2,1/BAEL91)**➤ Armatures longitudinales**

$$A_{\min} \geq 0.23.d.b.\frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} \geq 0.18.18.100.\frac{2.1}{400} = 1.701 \text{ cm}^2$$

▪ En travée

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.701 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ Aux appuis

$$A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.701 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{sb} = 3.92 \text{ cm}^2 > 1.701 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Espacement des barres (BAEL91 : Art A.8.2, 42)

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

➤ Armatures principales

$$S_{\max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{3 \times h, 33\text{cm}\} \quad S_{\max} \leq 33 \text{ cm.}$$

Sur appuis

$$\text{Appui A : } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Appui B : } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{En travée : } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures de répartition

$$S_{\max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{4 \times h, 45\text{cm}\}.$$

$$\text{Sur appuis : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{En travée : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91/modifiées99 : Art A.5.2,2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u = \frac{0,07 \times f_{t28}}{\gamma_b}$$

τ_u : La contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{37.278}{100 \times 18} = 0.02 \leq \tau_u = \frac{0,07 \times 2.1}{1.15} = 1.167 \quad \text{condition vérifiée}$$

d. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.313/BAEL91 modifiées 99)

➤ Influence sur le béton

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u = \frac{0.4 f_{c28} 0.9 bd}{\gamma_s}$$

$$T_u^{max} = 37.278 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = \frac{0.4 \times 20 \times 0.9 \times 100 \times 18}{1.5} = 8640 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- T_u^{max} : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

➤ Influence sur l'acier

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u^{max} + \frac{M_a}{0.9d})$$

$$A = 3.14 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left(37.278 + \frac{-22.7 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) = -3.85 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- T_u^{max} : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

- M_u : moment au droit de l'appui.

e. Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su} \quad \tau_{se} = \frac{37.278 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 4 \times 12} = 1.53 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.53 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f. Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

Sur la longueur d'ancrage L_s , la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

g. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets (BAEL 91/ Art A5, 2,2)

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm}$$

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

III. 4.7 Calcul à l'ELS

1) Calcule à l'ELS de l'entre sol

a. Les réactions d'appuis

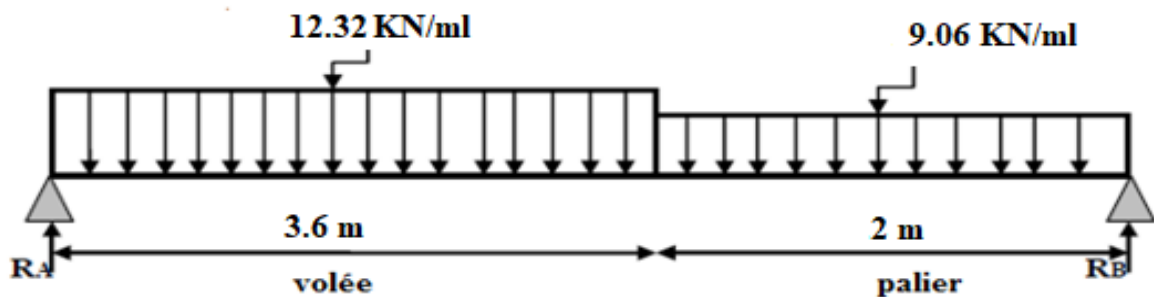


Figure III.4.6 : Schéma statique (ELS)

D'après les formules de la RDM:

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12.32 \times 3.6 + 9.06 \times 2 = 62.472 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 62.472 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 5.6 - [(9.06 \times 2) \times (\frac{2}{2} + 3.6)] - [(12.32 \times 3.6) \times \frac{3.6}{2}] = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 29.14 \text{ KN}$$

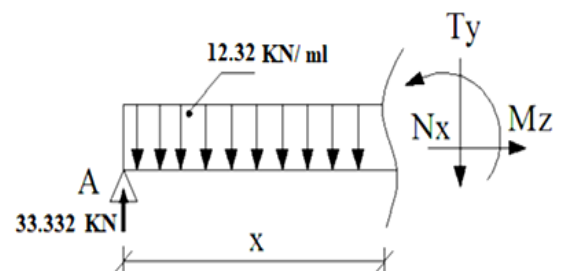
$$\Rightarrow R_A = 33.332 \text{ KN}$$

b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 3.6 \text{ m}$

$$\begin{cases} \sum M/i = 0 \Rightarrow M = -12.32 \times \frac{x^2}{2} + 33.332 x \\ X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 3.6 \text{ m} \rightarrow M(3.6) = 40.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow T = -12.32 x + 33.332$$



$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = \mathbf{33.332 \text{ KN}} \\ X = 3.6 \text{ m} \rightarrow T(3.6) = \mathbf{-11.02 \text{ KN}} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon $0 \leq X \leq 2 \text{ m}$

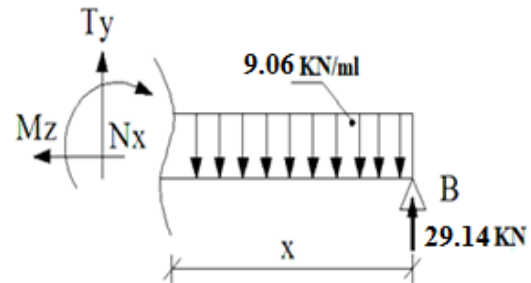
$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -9.06 \times \frac{x^2}{2} + 29.14 x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ X = 2 \text{ m} \rightarrow M(2) = \mathbf{40.16 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 9.06x - 29.14$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = \mathbf{-29.14 \text{ KN}} \\ X = 1.3 \text{ m} \rightarrow T(1.3) = \mathbf{-11.02 \text{ KN}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow M = 0 \\ \Rightarrow 9.06x - 29.14 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{3.22 \text{ m}} \\ M_{\max} = M(3.20) = \mathbf{46.86 \text{ KN.m}} \end{cases}$$



Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

➤ Moment en appuis

$$M_{u \text{ app}} = (-0.3) M_u \text{ max} = (-0.3) \times (46.86) = -14.05 \text{ .m}$$

➤ Moment en travée

$$M_{u \text{ travée}} = (0.85) M_u \text{ max} = (0.85) \times (46.86) = 39.83 \text{ KN.m}$$

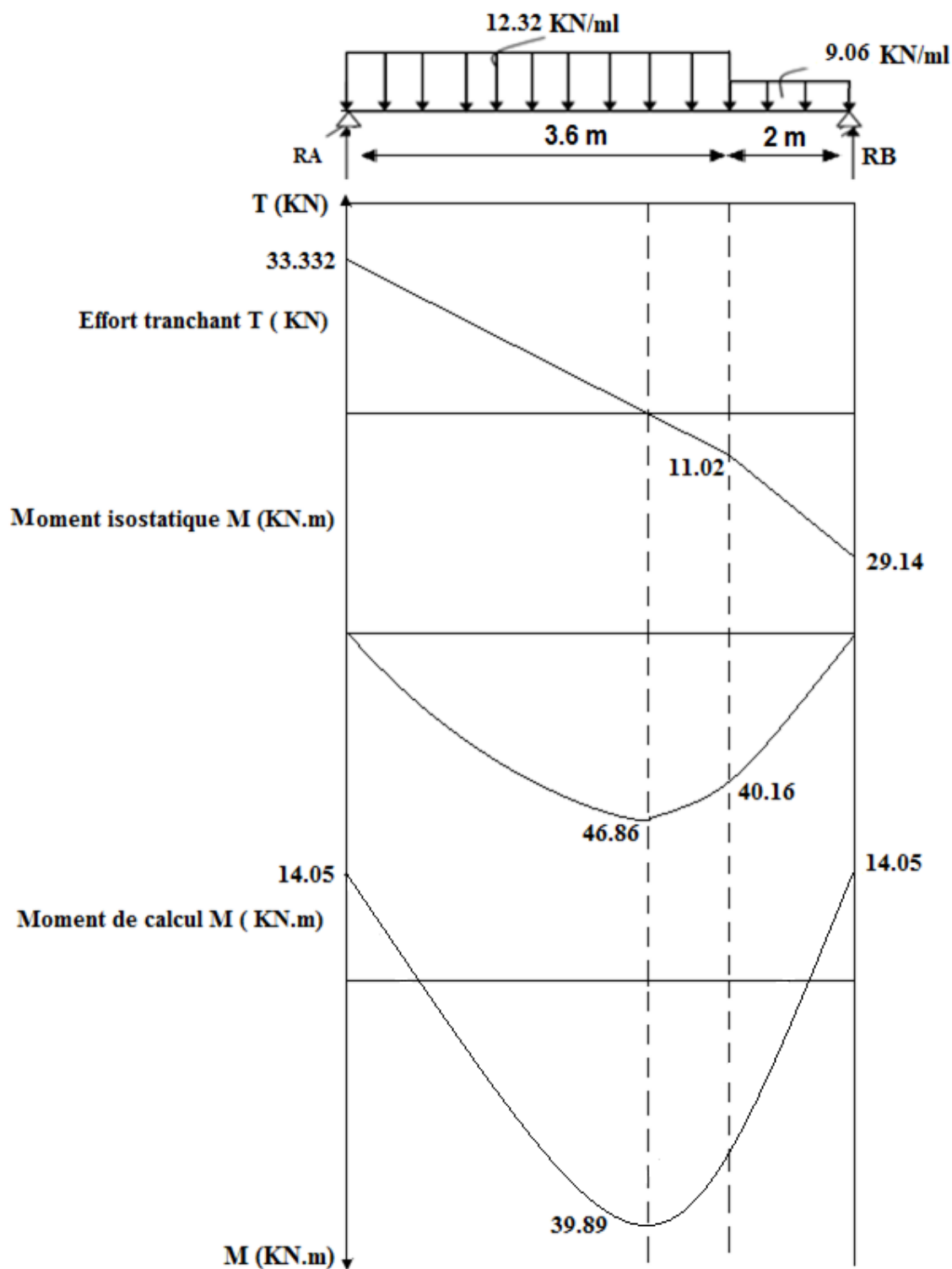


Figure.III.4.7: Diagramme des efforts interne a l'ELS

2) Calcul à l'ELS de l'étage courant et RDC

a. Calcule des réactions d'appuis

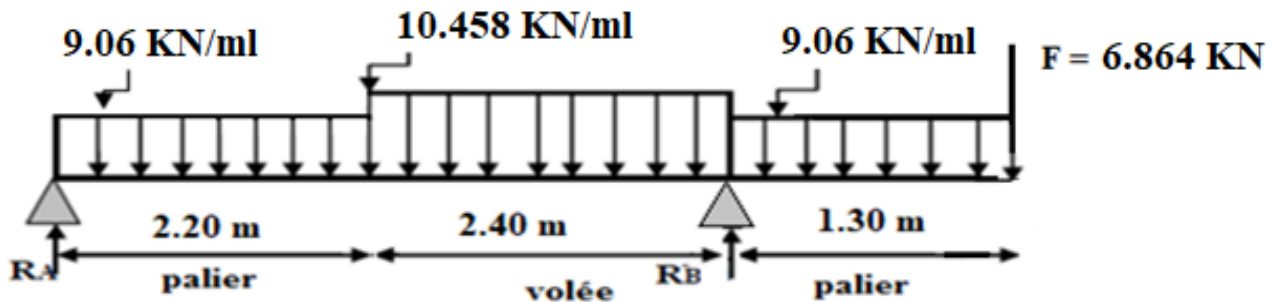


Figure III.4.8 : Schéma statique (ELS)

D'après les formules de la RDM:

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10.458 \times 2.4) + (9.06 \times 2.2) + (9.06 \times 1.3) + 6.864 = 63.67 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 63.67 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow -R_B \times 4.6 + [10.458 \times 2.4 \times 3.4] + [9.06 \times 2.2 \times 1.1] + [9.06 \times 5.25 \times 1.3] + 6.864 \times 5.9 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 45.564 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 18.106 \text{ KN}$$

b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

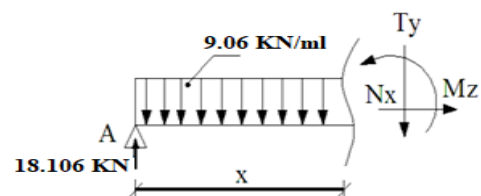
1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 2.2 \text{ m}$

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -9.06 \times \frac{x^2}{2} + 18.106 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 2.2 \text{ m} \rightarrow M(2.2) = 17.90 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow T = -9.06x + 18.106$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 18.106 \text{ KN} \\ X = 2.2 \text{ m} \rightarrow T(2.2) = -1.826 \text{ KN} \end{array} \right.$$



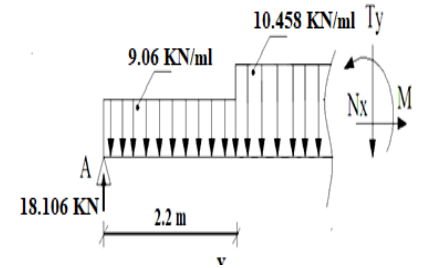
2^{ème} tronçon $2.2 \leq X \leq 4.6\text{m}$

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow$$

$$M = -9.06 \times 2.2 \times \left(x - \frac{2.2}{2}\right) - 10.458 \times \frac{(x-2.2)^2}{2} + 18.106x$$

$$\Rightarrow M = -19.932 \times \left(x - \frac{2.2}{2}\right) - 10.458 \times \frac{(x-2.2)^2}{2} + 18.106x$$

$$\begin{cases} X = 2.2 \text{ m} \rightarrow M(2.2) = \mathbf{17.90 \text{ KN.m}} \\ X = 4.6 \text{ m} \rightarrow M(4.6) = \mathbf{-16.59 \text{ KN.m}} \end{cases}$$



$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = -19.932 - 10.458 \times (x - 2.2) + 18.106$$

$$\Rightarrow T = -10.458 \times (x - 2.2) - 1.826$$

$$\begin{cases} X = 2.2 \text{ m} \rightarrow T(2.2) = \mathbf{-1.826 \text{ KN}} \\ X = 4.6 \text{ m} \rightarrow T(4.6) = \mathbf{-26.92 \text{ KN}} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon $0 \leq X \leq 1.3\text{m}$

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -9.06 \times \frac{x^2}{2} - 6.864 x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ X = 1.3 \text{ m} \rightarrow M(1.3) = \mathbf{-16.59 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

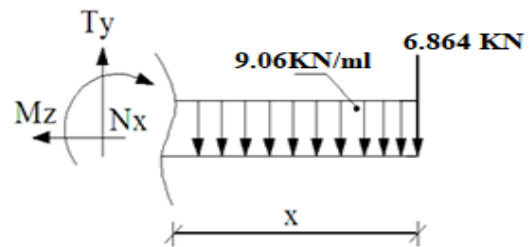
$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = +9.06x + 6.864$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = \mathbf{6.864 \text{ KN}} \\ X = 1.3 \text{ m} \rightarrow T(1.3) = \mathbf{18.642 \text{ KN}} \end{cases}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow M = 0$$

$$\Rightarrow -9.06x + 18.106 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{2 \text{ m}}$$

$$M_{\max} = M(2) = \mathbf{18.092 \text{ KN.m}}$$

**Remarque**

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

➤ Moment en appuis

$$M_{uA} = (-0.3) M_u \max = (-0.3) \times (18.092) = \mathbf{-5.42 \text{ KN.m}}$$

$$M_{uB} = \mathbf{-16.59 \text{ KN.m}}$$

➤ Moment en travée

$$M_{u \text{ travée}} = (0.85) M_u \max = (0.85) \times (18.092) = \mathbf{15.37 \text{ KN.m}}$$

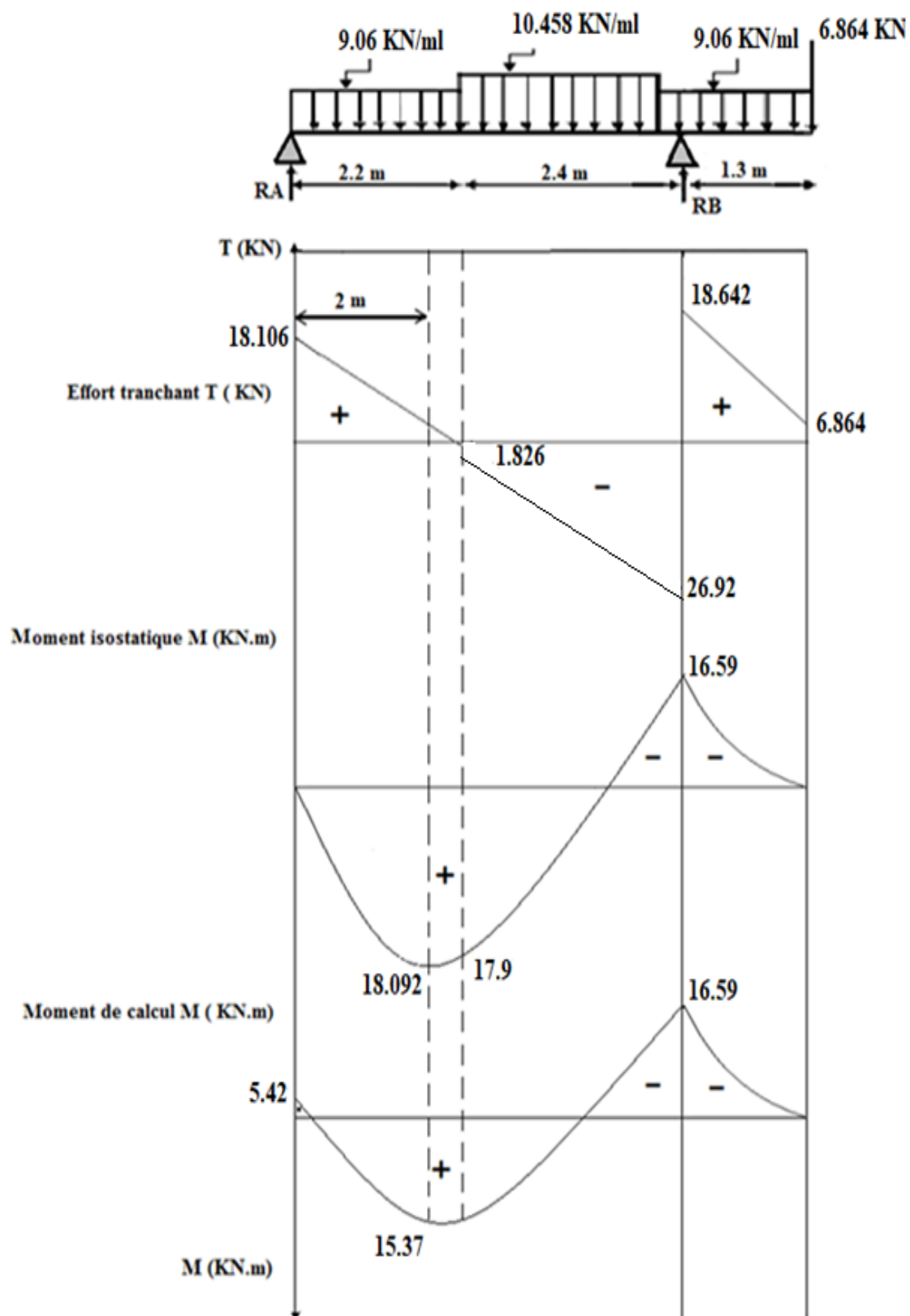


Figure.III.4.9 : Diagramme des efforts interne a l'ELS

III.4.8 : Vérification à l'ELS**1) Calcule à l'ELS de l'entre sol****1) État limite de résistance du béton à la compression:(BAEL91:Art A.4.5,2)****➤ Contrainte de compression dans le béton**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

▪ Aux Appuis

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.136$$

$$\beta = 0.939$$

$$K_1 = 66.97$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \times \beta \times d} = \frac{14.05 \times 10^3}{3.14 \times 0.939 \times 23} = 207.18 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{207.18}{66.97} = 3.09 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ au travée

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 23} = 0.334$$

$$\beta = 0.909$$

$$K_1 = 39.95$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \times \beta \times d} = \frac{39.83 \times 10^3}{7.69 \times 0.909 \times 23} = 247.74 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{247.74}{39.95} = 6.20 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissurations (article A.5.3-4 du BAEL 91).

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire

3) Vérification la flèche

Les règles (Art. B.6.8./BAE 91 modifiée 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{560} = 0.045 < 0.0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0}$
- $A_t \leq \frac{4.2 \times bd}{f_e}$

Dans notre cas la première condition n'est pas vérifiée

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_t^s l^4}{E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5600}{500} = 11.2 \text{ cm}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818.86 \text{ MPa} \quad ; \quad q_t^s = 12.32 \text{ KN/m} \quad ; \quad l = 560 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{7.69}{100 \times 23} = 0.0033$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (y_2 - c)^2$$

$$\text{Avec : } y_1^3 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène

B_0 : Surface de la section homogène

$$y_1 = \frac{Sx'x}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d}{bh + 15A_{st}} = \frac{\frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 23}{100 \times 25 + 15 \times 7.69} = 12.96 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 25 - 12.96 = 12.04 \text{ cm}$$

$$I_0 = (12.96^3 + 12.04^3) \frac{100}{3} + 15 \times 7.69 (12.04 - 2)^2$$

$$I_0 = 102278.49 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) 0.0033} = 2.54$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 247.74 + 2.1} \right\} = 0.315$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 102278.49}{1 + 0.315 \times 2.54}$$

$$\rightarrow I_{fv} = 62500.05 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12.32 \times (5.6 \times 10^3)^4}{384 \times 10818.86 \times 62500.05 \times 10^4} = 23.33 \text{ mm} < 112 \text{ mm}$$

Donc $f = 23.33 \text{ mm} < \bar{f} = 112 \text{ mm} \Rightarrow$ condition vérifié

2) Vérification à l'ELS de l'escalier étage courant et RDC

- **État limite de résistance du béton à la compression:** (BAEL91:ArtA.4.5,2)

➤ Contrainte de compression dans le béton

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

▪ Aux Appuis

- **Appui A**

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\beta = 0.932$$

$$K_1 = 58.53$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \times \beta \times d} = \frac{5.42 \times 10^3}{3.14 \times 0.932 \times 18} = 102.89 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{102.89}{58.53} = 1.75 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Appui B

$$\rho = \frac{100 \times A_{sb}}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0.218$$

$$\beta = 0.925$$

$$K_1 = 51.67$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \times \beta \times d} = \frac{16.59 \times 10^3}{3.92 \times 0.925 \times 18} = 254.18 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{254.18}{51.67} = 4.91 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **au travée**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251$$

$$\text{Par interpolation : } \begin{cases} \beta = 0.92 \\ K_1 = 46.33 \end{cases}$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \times \beta \times d} = \frac{21.47 \times 10^3}{4.52 \times 0.92 \times 18} = 286.83 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{286.83}{46.33} = 6.19 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^* = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissurations** (article A.5.3-4 du BAEL 91).

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire

- **Vérification la flèche**

Les règles (Art. B.6.8./BAE 91 modifiée 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{590} = 0.042 < 0.0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$
- $A_t \leq \frac{4.2 \times b d}{f_e}$

Dans notre cas la première condition n'est pas vérifiée

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_t^s l^4}{E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5900}{500} = 11.8 \text{ cm}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818.86 \text{ MPa} \quad ; \quad q_t^s = 10.458 \text{ KN/m} \quad ; \quad l = 590 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$\rho = \frac{A}{b d} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (y_2 - c)^2$$

$$\text{Avec : } y_1^3 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène

B_0 : Surface de la section homogène

$$y_1 = \frac{Sx'x}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d}{bh + 15A_{st}} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 20}{100 \times 20 + 15 \times 4.52} = 10.33 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 10.33 = 9.67 \text{ cm}$$

$$I_0 = (10.33^3 + 9.67^3) \frac{100}{3} + 15 \times 4.52 (9.67 - 2)^2$$

$$I_0 = 70873.066 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3)0.0025} = 3.36$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0025 \times 286.83 + 2.1} \right\} = 0.739$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 70873.066}{1 + 0.739 \times 3.36}$$

$$\rightarrow I_{fv} = 22382.85 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 10.458 \times (5.9 \times 10^3)^4}{384 \times 10818.86 \times 22382.85 \times 10^4} = 68.14 \text{ mm} < 118 \text{ mm}$$

Donc $f = 68.14 \text{ mm} < \bar{f} = 118 \text{ mm} \Rightarrow$ condition vérifié

Conclusion

L'escalier sera ferrailé comme suit :

➤ Pour l'escalier entre sol

▪ Aux appuis

- Armature principale : $A_p = 4\text{HA}10$ avec $e=25\text{cm}$.
- Armature de répartition: $A_r = 4\text{HA}8$ avec $e=25\text{cm}$.

▪ En travées

- Armature principale : $A_p = 5\text{HA}14$ avec $e=20\text{cm}$.
- Armature de répartition : $A_r = 5\text{HA}8$ avec $e=20\text{cm}$.

➤ Pour l'escalier étage courant et RDC

▪ Aux appuis

Appuis A

- Armature principale : $A_p = 4\text{HA}10$ avec $e=25\text{cm}$.
- Armature de répartition : $A_r = 4\text{HA}8$ avec $e=25\text{cm}$.

Appuis B

- Armature principale : $A_p = 5\text{HA}10$ avec $e=20\text{cm}$.
- Armature de répartition : $A_r = 4\text{HA}8$ avec $e=25\text{cm}$.

▪ En travées

- Armature principale : $A_p = 4\text{HA}12$ avec $e=25\text{cm}$.
- Armature de répartition: $A_r = 4\text{HA}8$ avec $e=25\text{cm}$.

COUPE - AA-

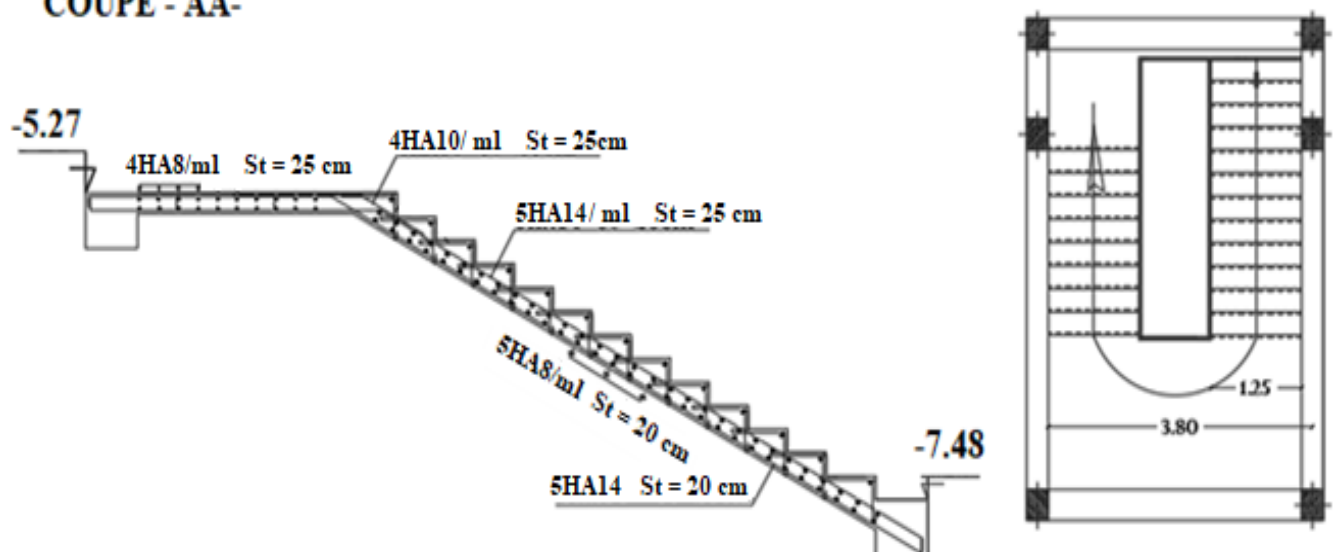


Figure III.4.10 : Ferrailage de l'escalier entre sol

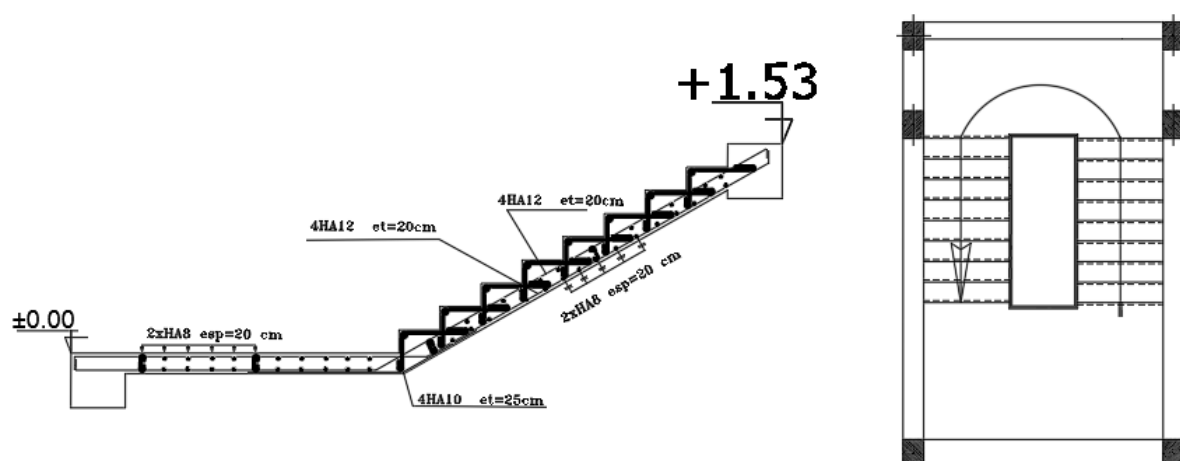


Figure III.4.11 : Ferrailage de l'escalier étage courant

III.5 Calcul de la poutre palière

Introduction

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.80m (entre nu d'appuis).

III.5.1 Poutre palière de l'étage courant

1) Pré dimensionnement

a. Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 380 \text{ cm} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10}$$

$$\text{Donc : } 25.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 38 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

b. Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \text{D'ou : } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 25 \text{ cm}$

c. Vérification aux exigences de RPA (Art 7.5.1.RPA 99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots 25 > 20 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots 35 > 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \frac{35}{20} = 1.75 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$b \times h = (25 \times 35).$$

2) Détermination des charges revenant à la poutre

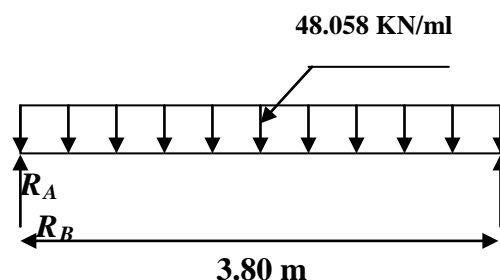
- Poids propre de la poutre : $G = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.18 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre : $\begin{matrix} \text{ELU} \\ \text{ELS} \end{matrix} \left\{ \begin{matrix} R_u = 46.033 \text{ KN} \\ R_s = 33.332 \text{ KN} \end{matrix} \right.$

III.5.2 Calcul à l'ELU

a. Calcul des efforts internes

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times 2.18 + 46.033 = 48.976 \text{ kN/ml}$$



b. Réaction d'appuis

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$R_B = R_A = \mathbf{93.05 \text{ KN}}$$

c. Moment isostatique

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{48.976 \times 3.8^2}{8} = 88.4 \text{ KN.m}$$

d. Effort tranchant

$$T_u = R_A = R_B = 93.05 \text{ KN}$$

✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_u^a = -0.3M_u = \mathbf{-26.52 \text{ KN.m}}$$

$$M_u^t = 0.85M_u = \mathbf{75.14 \text{ KN.m}}$$

e. Les résultats sont sur le diagramme suivant

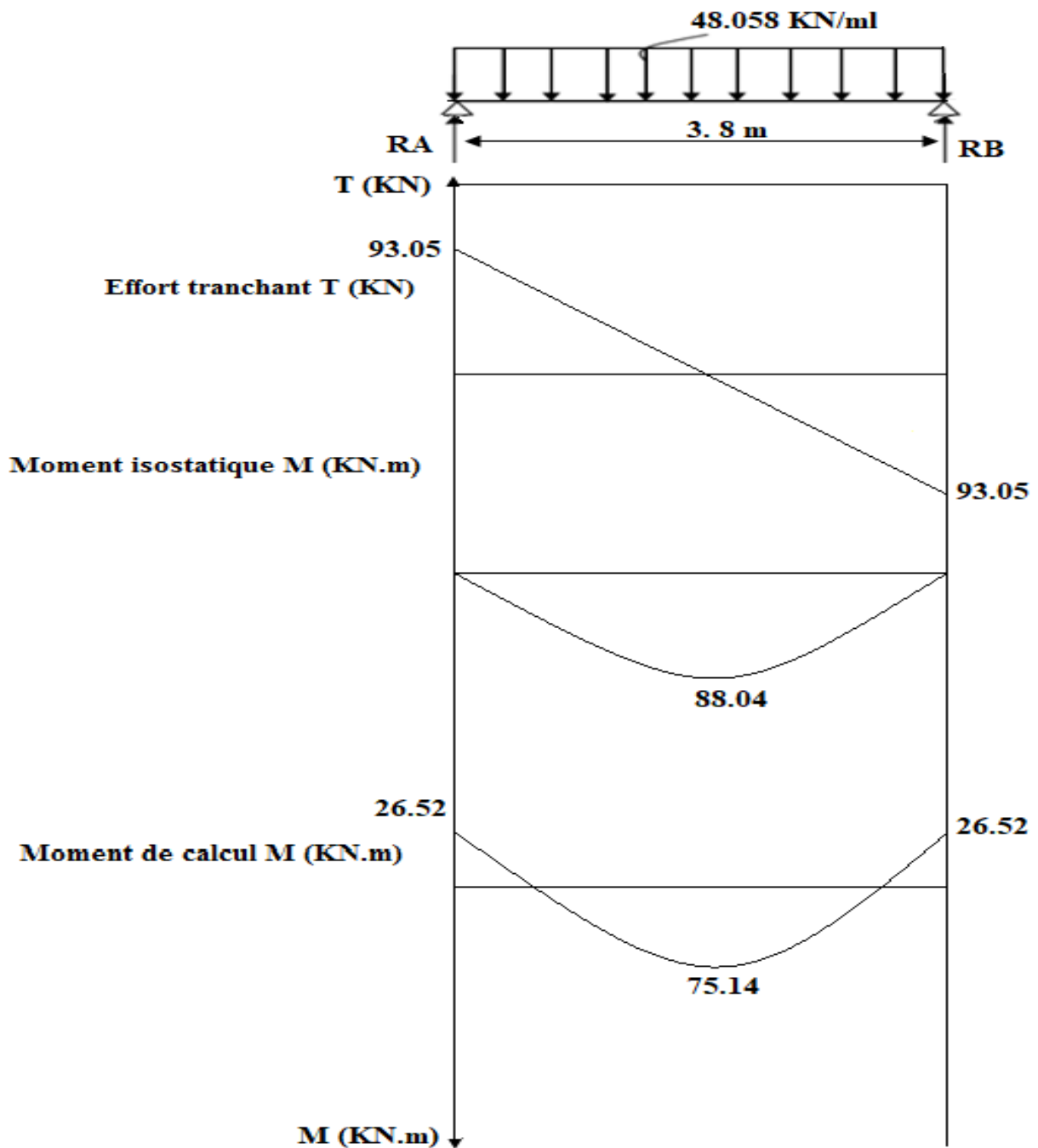


Figure III.5.1 : Diagramme des efforts interne à l'ELU

III.5.3 Calcul des armatures

✓ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{75.14 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.194 < \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on lit $\beta = 0.891$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{75.14 \times 10^3}{0.891 \times 33 \times 348} = 7.34 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA14 = 7.69 cm²**

✓ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26.52 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.068 \leq \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on tire $\beta = 0.965$ donc :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26.022 \times 10^3}{0.965 \times 33 \times 348} = 2.34 \text{ cm}$$

Soit **3HA 14 = 4.62 cm²**

III.5.4 Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

On doit avoir : $A_s \geq A_{min} = 0.23 bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.94 \text{ cm}^2$$

✓ Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées:

$A_s > A_{min} \implies$ **Condition vérifiée.**

b. Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99 ArtA.6.1,21)

On a : $T_{max} = 93.05 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{93.05 \times 10^3}{330 \times 250} = 1.12 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 1.12 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99 ArtA.6.1,21)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$

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

$$\text{avec : } \begin{cases} \sum u_i = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm.} \\ Vu(\max) = R_A = R_B = 93.05 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{93.05 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 219.8} = 1.42 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d. Longueur de scellement

Longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \implies L_s = 50 \text{ cm}$$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$$L_t = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$$

e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

✓ Influence sur le béton

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 330 \times 250 \times 10^{-3}}{1.5} = 495 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 93.05 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Influence sur les armatures

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{93.05 \times 10^3}{348} = 267.38 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4.62 \text{ cm}^2 > 2.67 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée,}$$

\implies Donc les armatures calculées sont suffisantes.

f. diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min \left\{ \frac{h}{35} \phi_l, \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \frac{h}{35} = \frac{35}{35} = 1 \text{ cm} \\ \bullet \phi_l = 1.4 \text{ cm} \\ \bullet \frac{b_0}{10} = \frac{25}{10} = 2.5 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ On prend } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

$$A_t = 2 \phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

g. espacement des armatures transversales S_t

Les espacements seront donnés comme suit :

- Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$$S_{t1} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) \implies S_{t1} \leq \min (29.7; 40 \text{ cm}) \implies S_{t1} = 29.7 \text{ cm}$$

- D'après le RPA2003 Art 7.5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

$$\text{La zone nodale } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi \right)$$

En dehors de la zone nodale : $St \leq \frac{h}{2}$

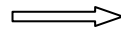
Ce qui donne :

- $St \leq \min(8.75 ; 16.8) \Rightarrow St = 8 \text{ cm. (Zone nodale)}$
- $St = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm ; on prend } St = 15 \text{ cm (en dehors de la zone nodale)}$

h. Vérification des armatures transversales

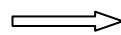
$$At_{\min} = 0.003 \times St \times b \leq At$$

$$At_{\min} = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2 < 1.57 \text{ cm}^2$$



condition vérifiée.

$$At_{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 < 1.57 \text{ cm}^2$$



condition vérifiée.

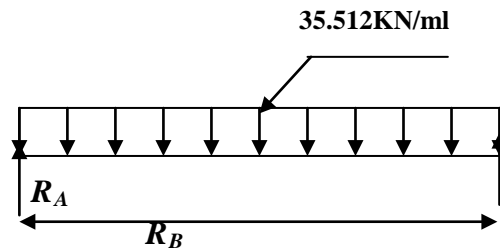
III.5.5 Calcul à l'ELS

a. Combinaison de charges

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 2.18 + 33.332 = 35.512 \text{ KN/ml}$$

3.8m



b. Réaction d'appuis

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2}$$

$$R_B = R_A = \mathbf{66.72 \text{ KN}}$$

c. Moment isostatique

$$M_s = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{35.512 \times 3.8^2}{8} = 64.09 \text{ KN.m}$$

d. Effort tranchant

$$T_s = R_A = R_B = \mathbf{66.72 \text{ KN/ml}}$$

Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = -0.3M_u = -19.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_u = 54.45 \text{ KN.m}$$

e. Les résultats sont sur le diagramme suivant

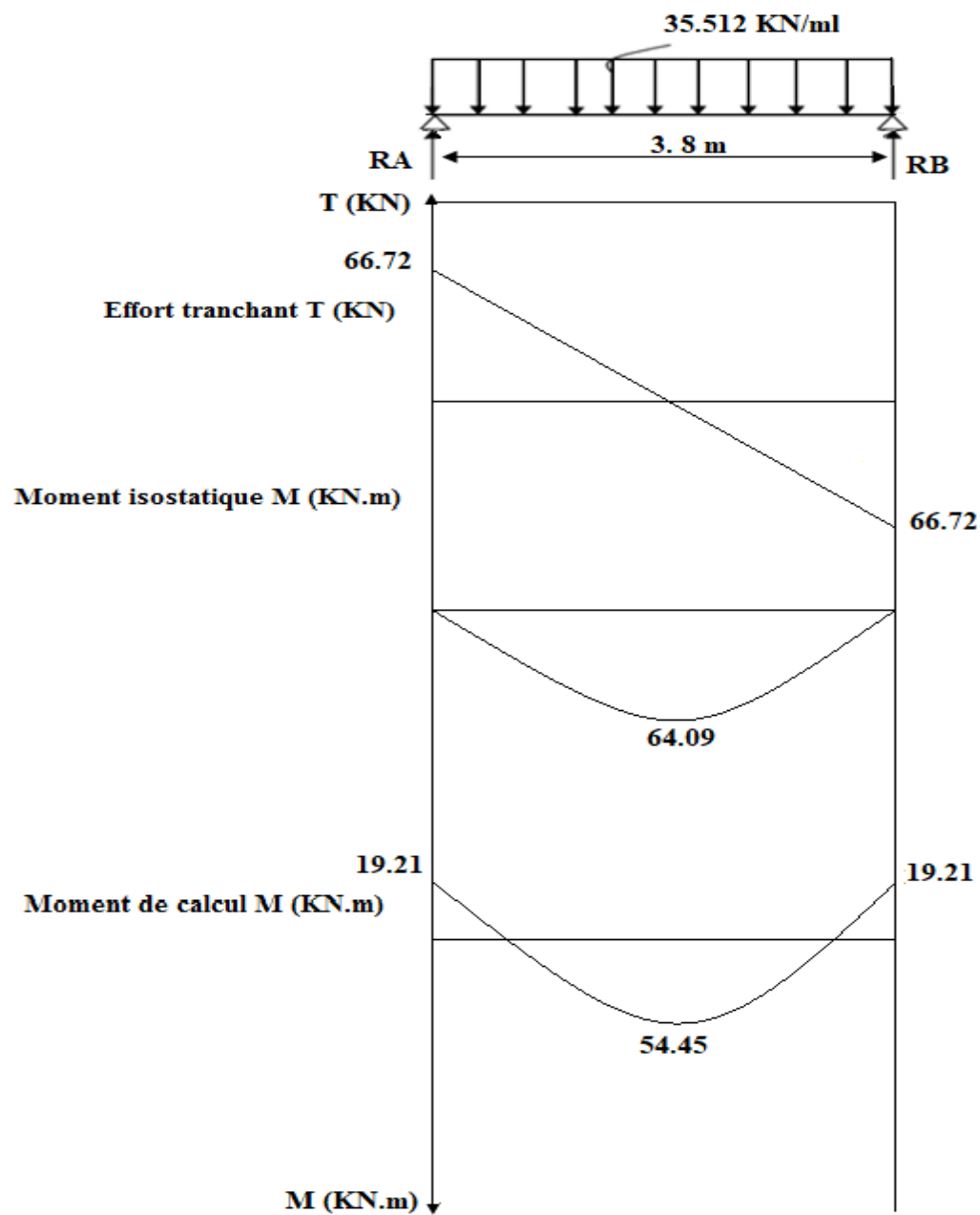


Figure III.5.2 : Diagramme des efforts interne à l'ELS

III.5.6 Vérification à ELS

a. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

✓ **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 33} = 0.560$$

$$\text{Par interpolation} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.888 \\ K = 29.85 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{19.21 \times 10^3}{4.62 \times 0.888 \times 33} = 143.182 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 4.79 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{25 \times 33} = 0.932$$

$$\text{Par interpolation} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.864 \\ K = 21.96 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{54.45 \times 10^3}{7.69 \times 0.864 \times 33} = 248.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 11.3 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

c. Etat limite de déformation

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\begin{aligned} \frac{H}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{H}{L} &\geq \frac{M_s}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

$$H = 35 \text{ cm}$$

$$L = 380 \text{ cm}$$

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

$$d = 33 \text{ cm}$$

$$M_s = 54.45 \text{ KN.m} \quad (\text{moment en travée à l'ELS})$$

$$M_0 = 64.09 \text{ KN.m} \quad (\text{moment isostatique à l'ELS})$$

$A = 7.69 \text{ cm}^2$ (section d'armatures en travée)

$$\checkmark \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \implies 0.092 > 0.0625 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \implies 0.092 > 0.0849 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies 0.009 < 0.0105 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

d. Plan de ferrailage de la poutre palière

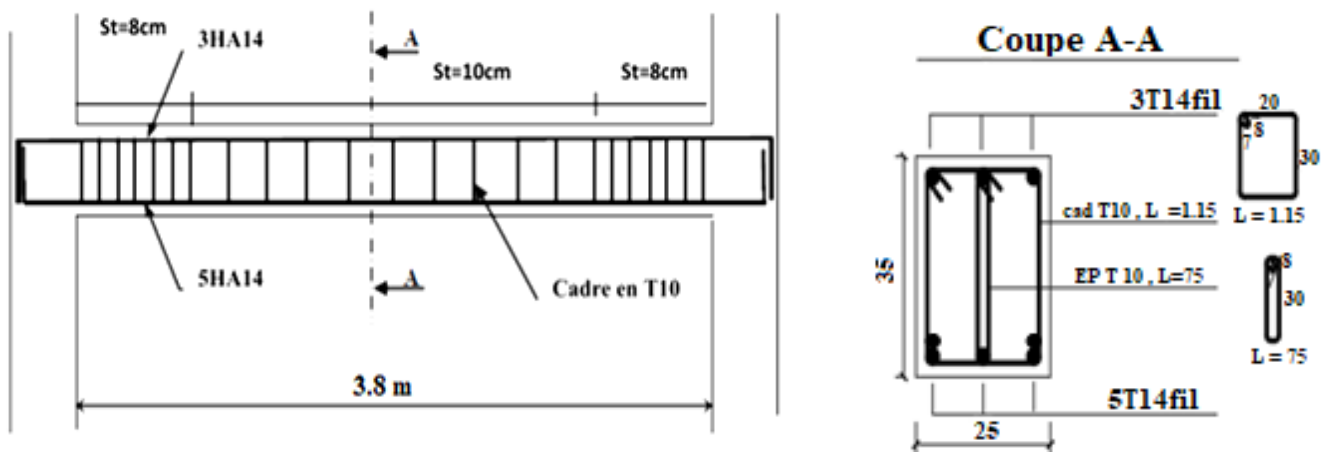


Figure III.5.3 : Plan de ferrailage de la poutre palière

Chapitre IV

Modélisation de la structure

IV Modélisation

Introduction

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude, nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité. L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

IV.1 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle que autres termes: La modélisation est L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des recherches d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure pour pouvoir l'analyser

IV.2 Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

C'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du Comportement de ces structures.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ...etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes :

1. introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
2. spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
3. spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
4. définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),

5. affectation des charges revenant aux éléments,
6. introduction des combinaisons d'actions,
7. affectation des masses sismiques,
8. spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
9. exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.3 Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS 9.7

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)

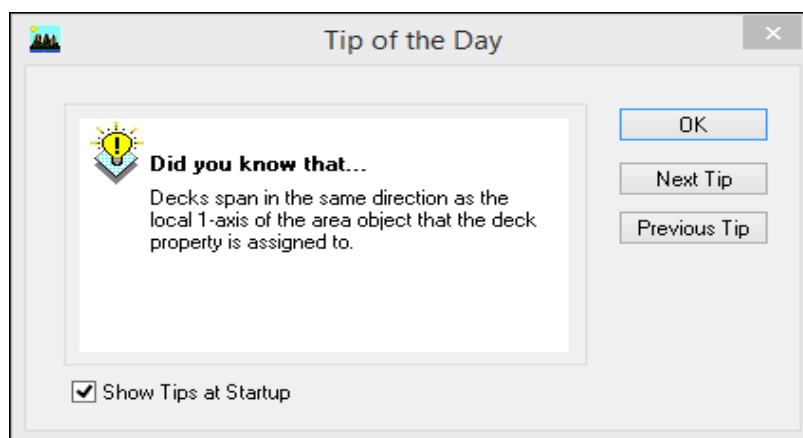


Figure IV.1 : icône Application ETABS

IV.4 Etapes de modélisation

1) introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)

On clique sur l'icône de ETABS, La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



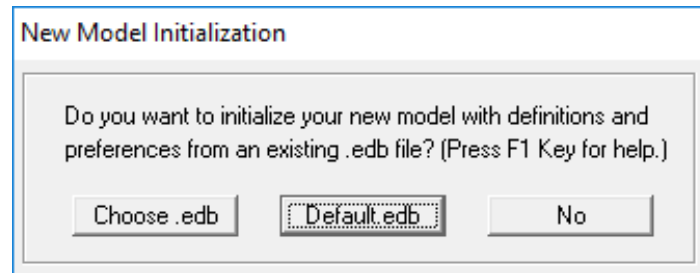
a) Choix des unités

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et Déplacements



b) Géométrie de base

En haut de l'écran dans **File** on sélectionne **New model**



-On clique sur **Default.edb**

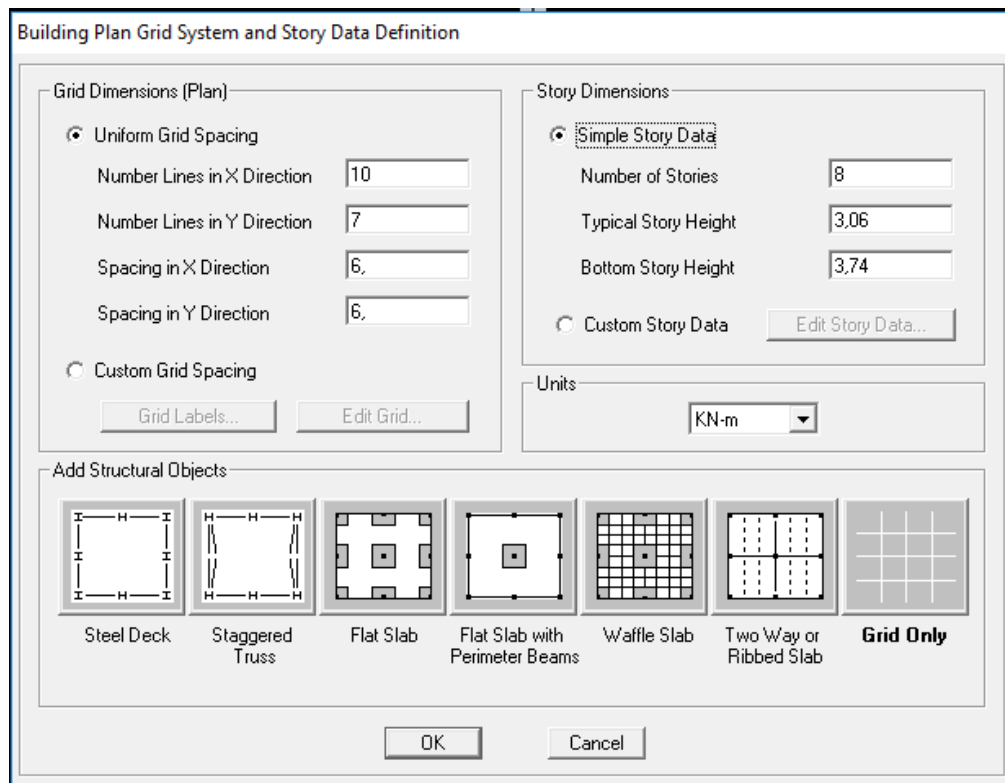


Figure IV.2 : Géométrie de base

-Le nombre de portiques suivant x-x

(Dans notre cas nous avons 10 lignes suivant x-x)

-Le nombre de portique suivant y-y.

(Dans notre cas nous avons 7 lignes suivant y-y)

-Le nombre des étages. (8 niveaux R+5+2 entre sol)

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage

-On clique sur **Custom Grid Spacing** → **Spacing**

On introduit les distances selon x et y → **OK**

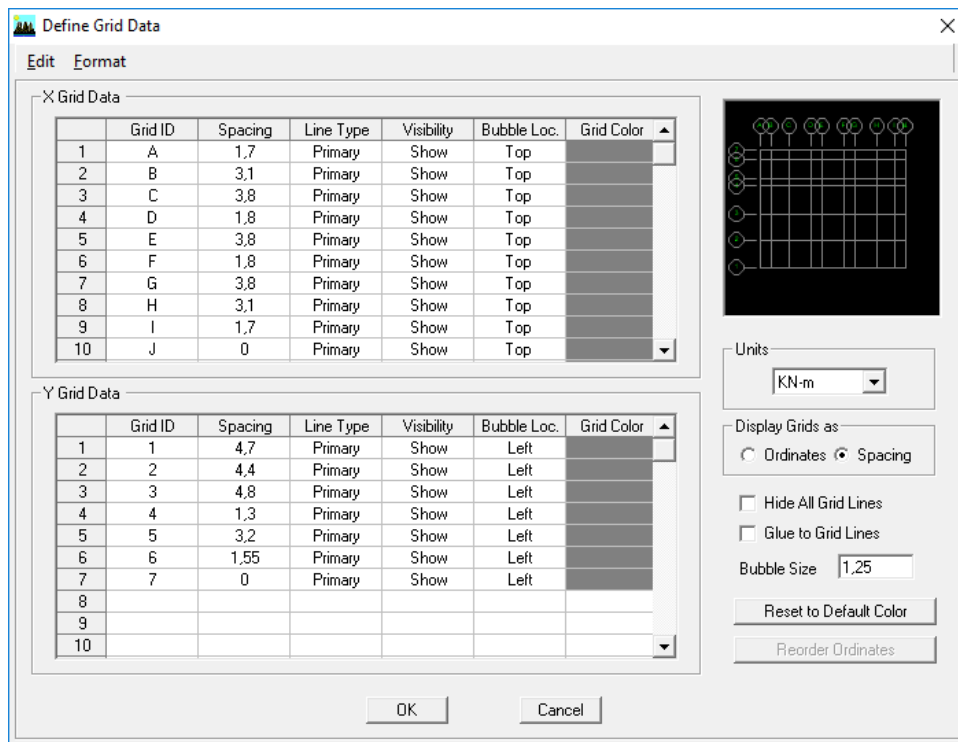


Figure IV.3 : Modification des longueurs des trames

-Pour modifier les hauteurs et les noms d'étage ; on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit StoryData**.

On introduit les hauteurs des étages → **OK** → **OK**

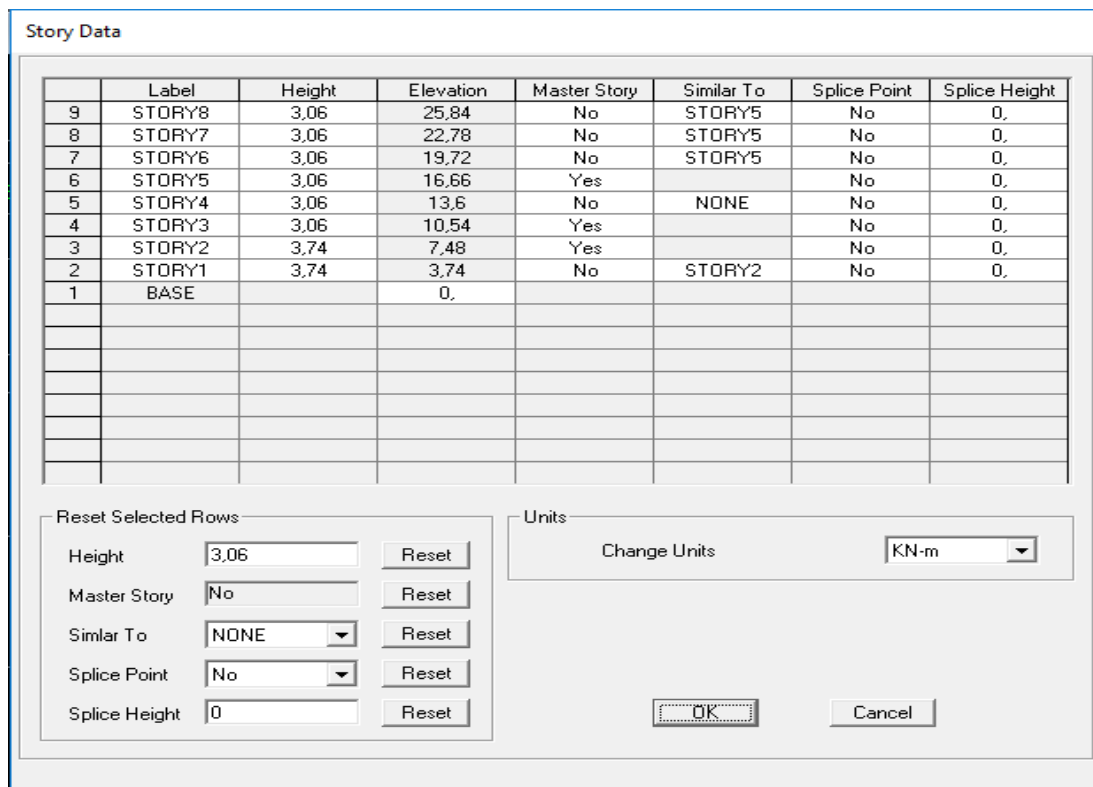


Figure IV.4 : Modification des longueurs des étages

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**

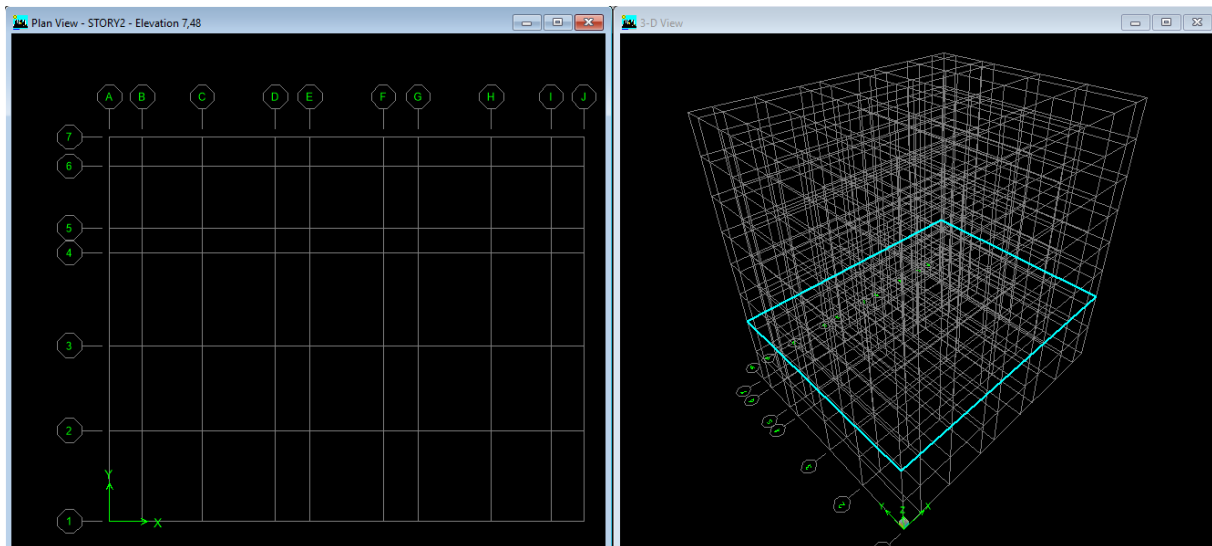



Figure IV.5 : Représentation de la structure en 2D et 3D

2) spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton

On clique sur **Define / Material properties**  on sélectionne **Conc (béton)** puis on clique sur **Add New Material**.

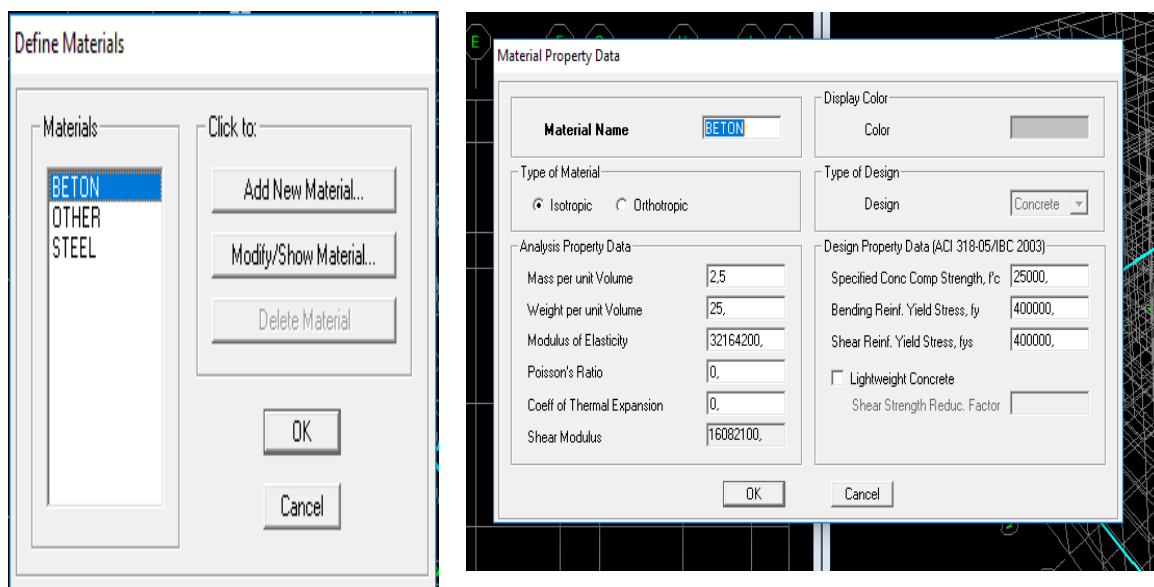

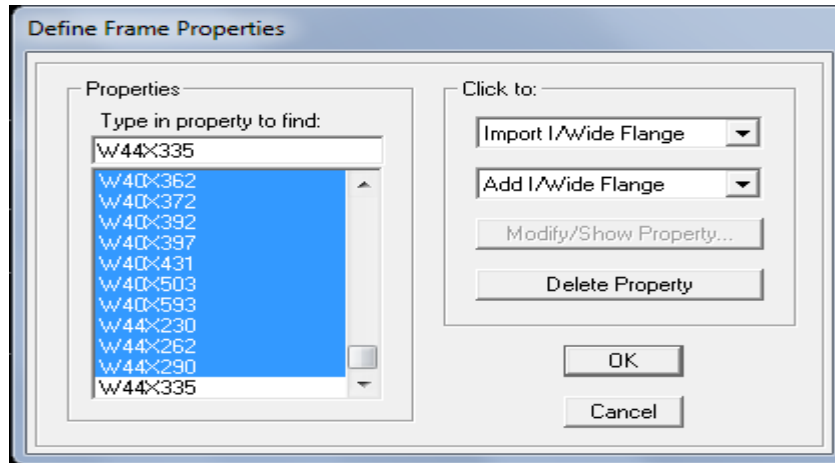


Figure IV.6 : Introduction des propriétés mécaniques du béton

3) spécification des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles...).

On clique sur l'icône  → Icône **properties** on sélection tout on clique sur **delete property**.



Icône **click to** on clique sur **Add Rectangular** (ajout de section).

Introduire les dimensions du poteau choisir le béton et la couleur → **Reinforcement**

Un clic sur **column** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025** ok → ok

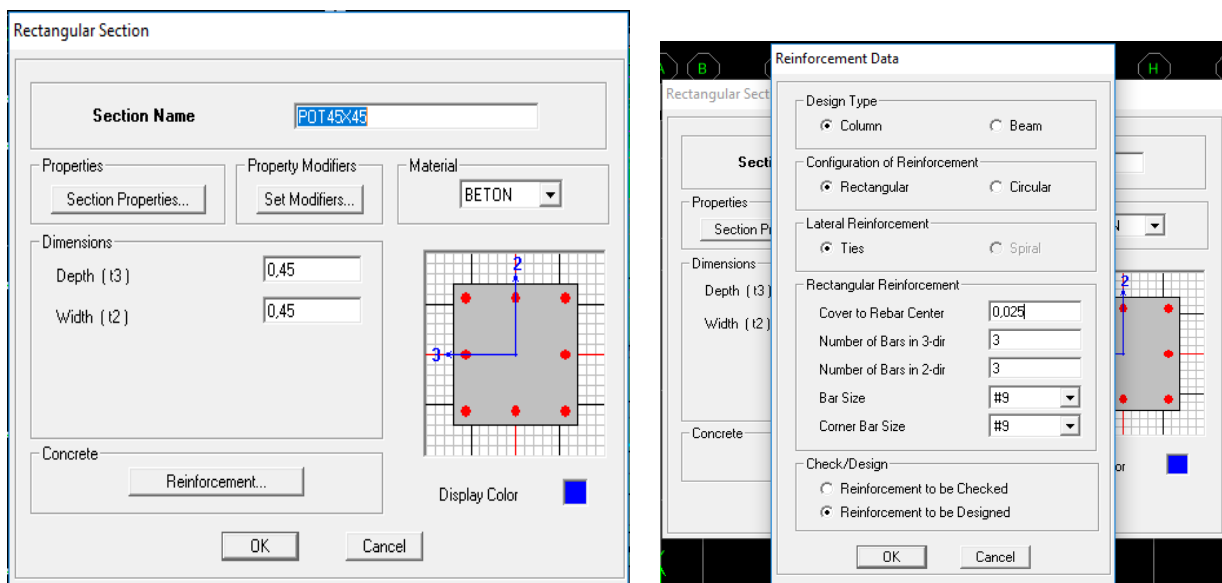


Figure IV.7 : Introduction des dimensions des poteaux

Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur → **Reinforcement**

Un clic sur **Beam** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025** ok → ok

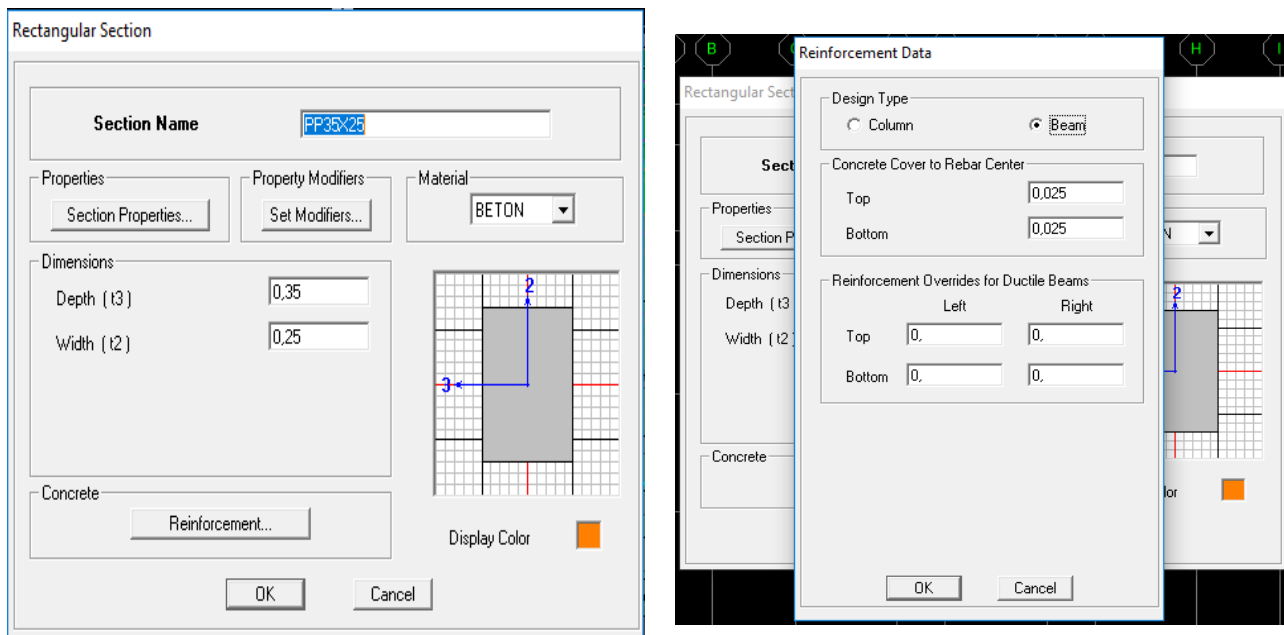


Figure IV.8 : Introduction des dimensions des poutres

➤ Définition des voiles et dalle plane et planchers

▪ Les voiles:

Define →  Wall/slab/deck section → Add New Wall

et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

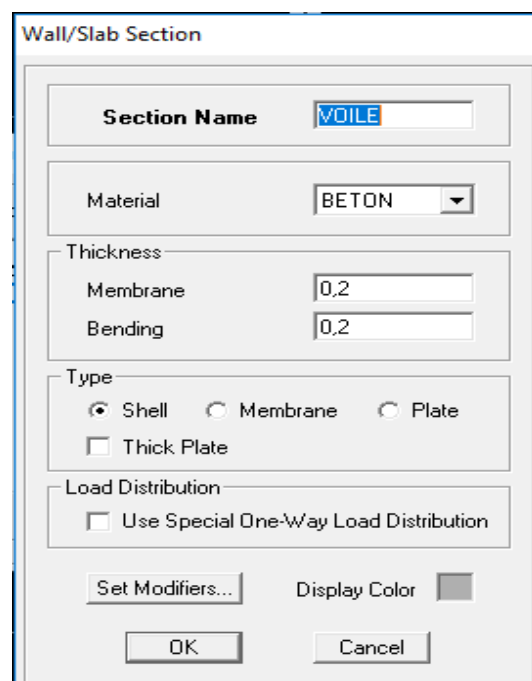


Figure IV.9 : Introduction des dimensions des voiles

- Les dalles Plaines

Define → **Wall/slab/deck section** → **Add New Slab**

et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle

Figure IV.10 : Introduction des dimensions des dalles planes

- Les planchers

On va opter pour la méthode bardage

On doit créer un panneau de dalle virtuelle avec un matériau nommé AUTRE

Figure IV.11 : Introduction des propriétés mécanique du béton pour le bardage

Define → **Wall/slab/deck section** → **Add new slab**

Et on spécifie le nom de plancher

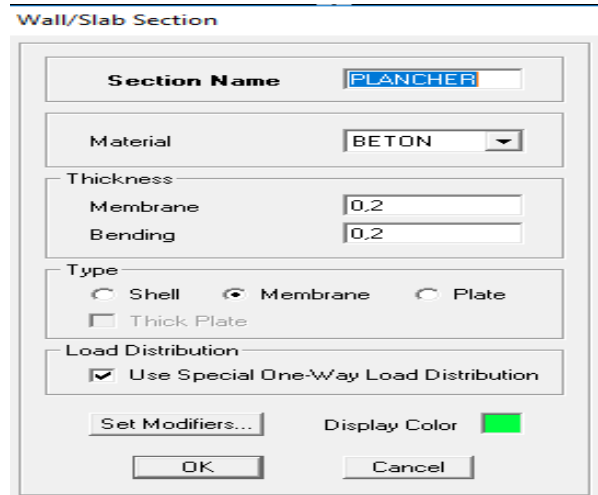


Figure IV.12 : dénomination des plancher

4) définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)

➤ Charges G et Q

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir

Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharge d'exploitation : Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type: LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre): **1**

Define → **Static load cases** → **Dead** → **modify load** écrire **G**
Live → **modify load** écrire **Q**
0 → **modify load** écrire **1**

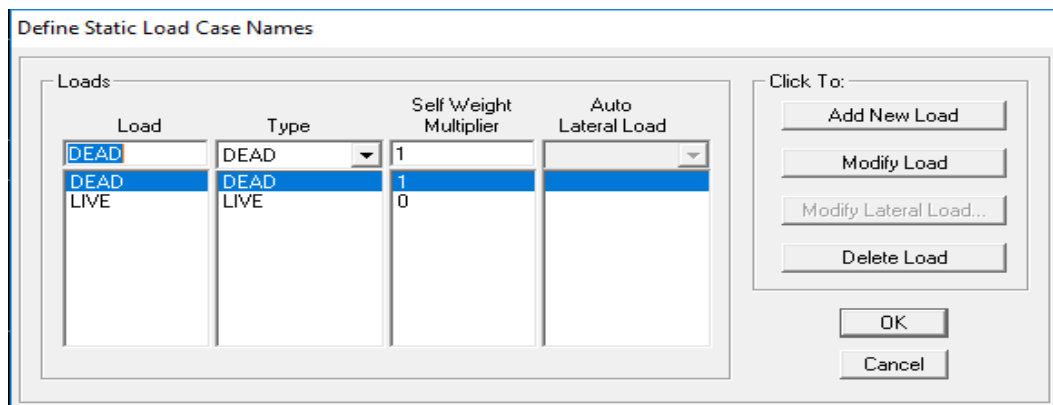


Figure IV.13: Définition des charges d'exploitations G et Q

➤ Charge dynamique (EX et EY)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse
Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres **T**.

▪ Données à introduire dans le logiciel

Coefficient d'accélération de zone (**A**) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A=0.15**

Coefficient comportement de la structure (**R**) : **on prend R=5**

Facteur de qualité (**Q**) : **$Q = 1 + \sum p q = 1.20$**

Coefficient d'amortissement(%) = **8.5 %** la moyenne entre les deux valeurs **$\xi = 7\%$** (portique en béton armé) et **$\xi = 10\%$** (structure en voiles).

Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99**

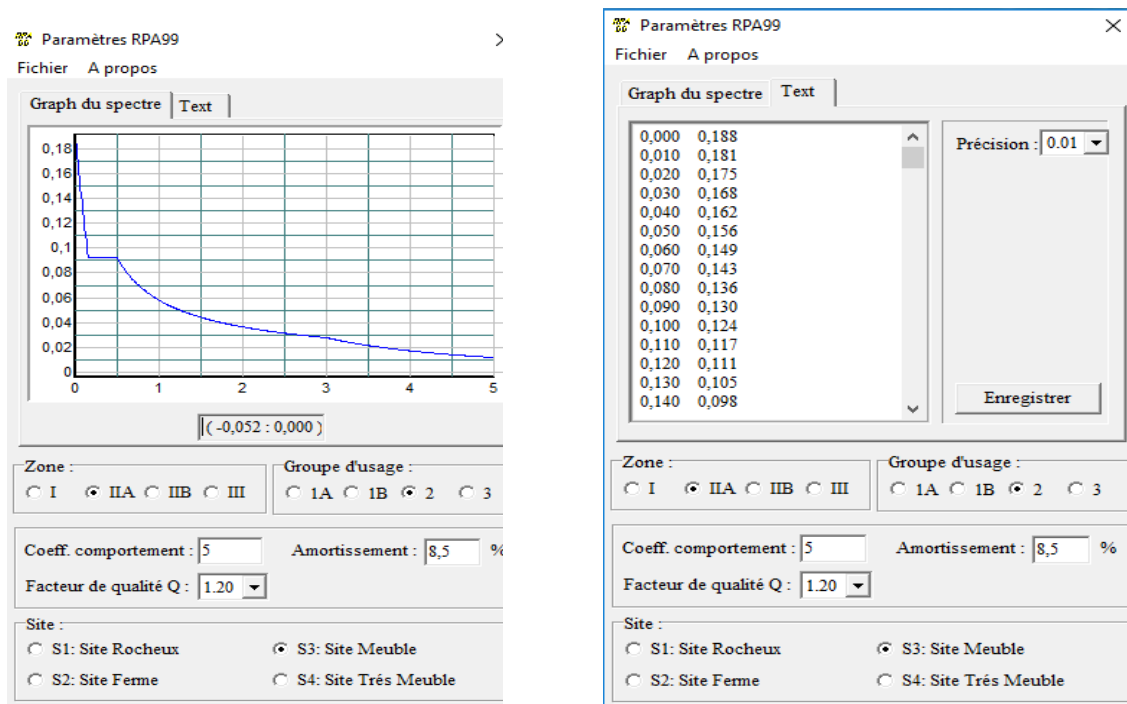


Figure IV.14 : Introduction de RPA

Enregistré on va choisir l'emplacement du dossier → **Nom Enregistré**

Define → **Reponce spectrum function** → **Spectrum from file** et **Add new**

Function Complete le tableau, **Browse** ramené le **RPA** déjà enregistré **Display graph** Covert to used defined → **ok**

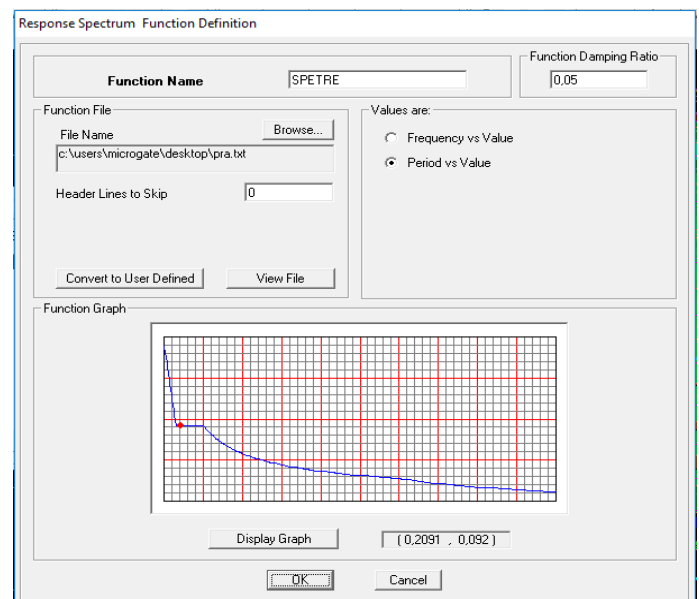
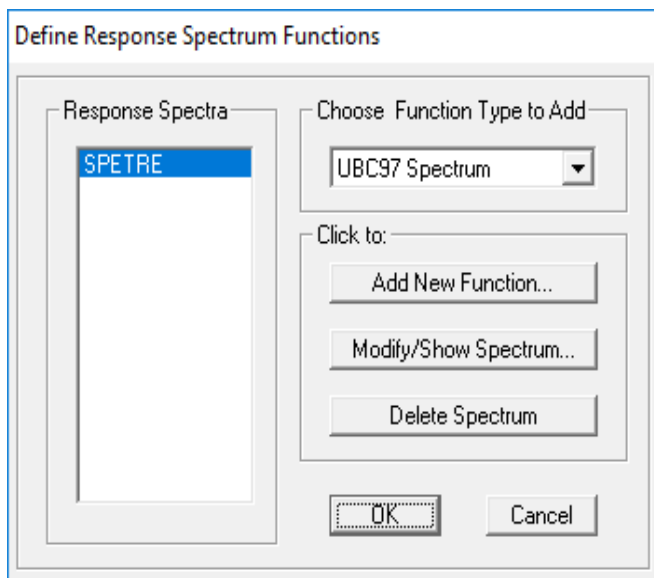


Figure IV.15 : introduction du spectre de réponse

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Responses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

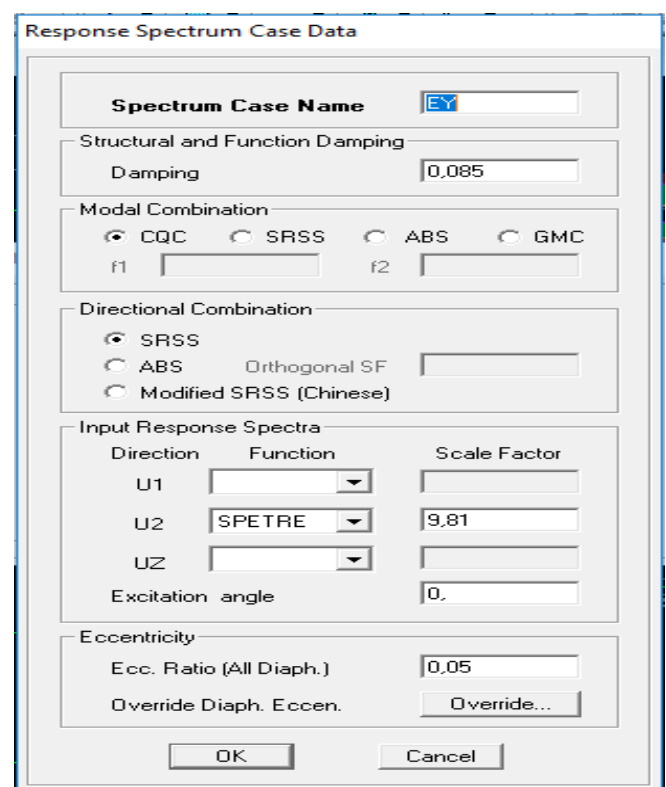
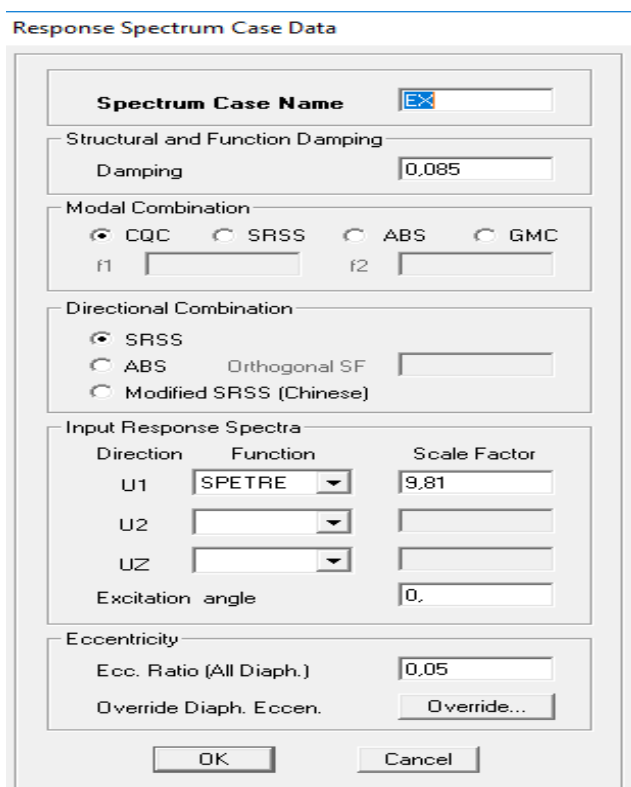


Figure IV.16 :- Définition du chargement EX et EY (séisme)

5) Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est définie comme suit :

➤ **Combinaisons selon le BAEL**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Combinaisons selon le RPA**

$G + Q + Ex$

$G + Q - Ex$

$G + Q + Ey$

$G + Q - Ey$

$0.8G + Ex$

$0.8G - Ex$

$0.8G + Ey$

$0.8G - Ey$

➤ **Combinaisons de poids :**

$W = G + 0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo → Choisir le nom → définir les coefficient .

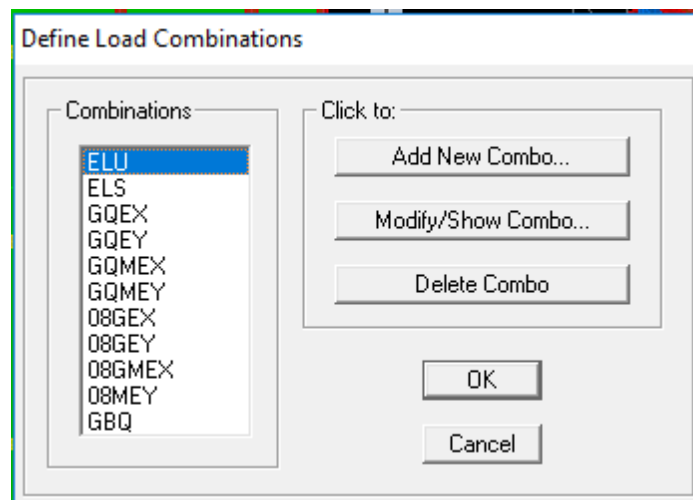


Figure IV.17 : Introduction des combinaisons d'actions

6) Dessiner les éléments de la structure

➤ Dessiner les poteaux

Draw → Draw line objects → Create columns in region or at

Clicks (plan) → choisir le nom de Poteau (un simple clic sur le point et le Poteau sera dessiner)

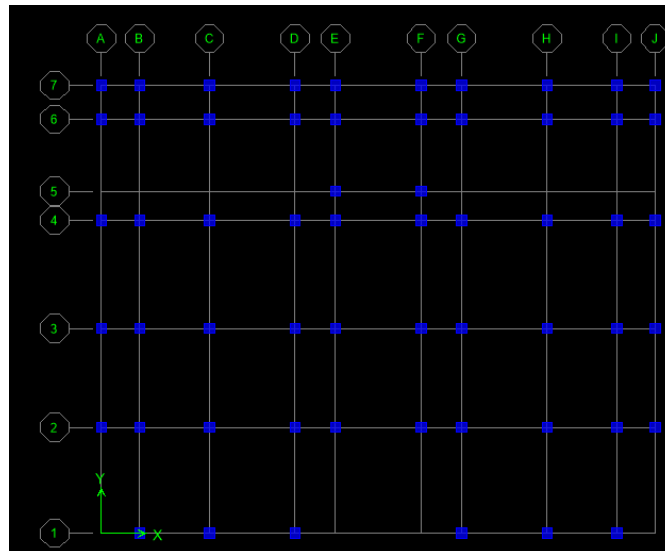


Figure IV.18 : Dessin des poteaux

➤ Dessiner les poutres

Draw → Draw line → Objects create line in region or at clicks (plan, elev,3D)

choisir le nom des poutres (dessiner sur l'axe considéré)

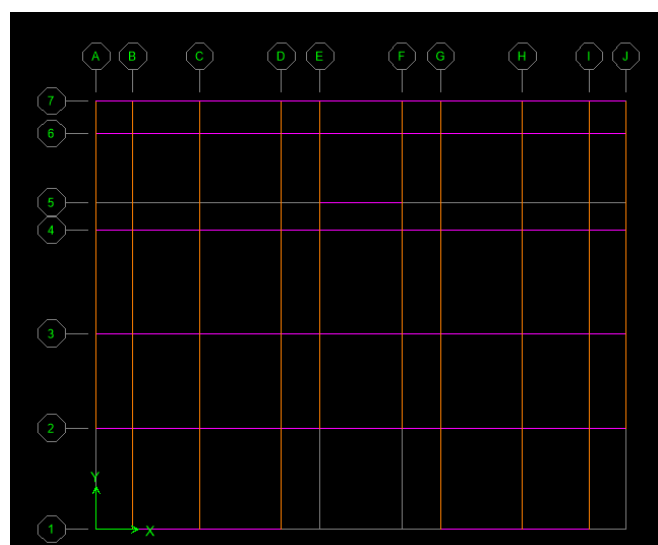
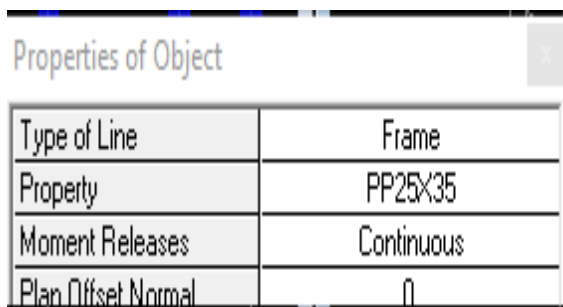


Figure IV.19 : Dessin des poutres

Pour copier les éléments à un autre étage identique

Edit → Replicate Story cocher les étages identique **Ok**

➤ Dessiner les voiles

Draw → Draw area Objects → create wall in region or at clicks (plan) → Simple

clique sur l'axe considéré le voile sera dessiné

si on veut donner une longueur pour le voile :

Draw → Draw area Objects draw wall (plan)

Introduire la longueur de voile et dessiner

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VOILE
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	None <space bar>

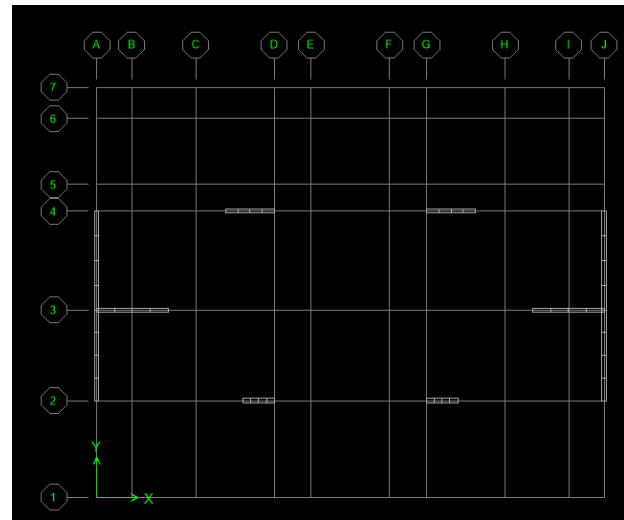


Figure IV.20 : Dessin des voiles

➤ Dessiner les dalles pleines

Draw → Draw area Objects → Draw Area (plan, elev,3D)

Properties of Object	
Property	DP
Local Axis	0,
X Dimension (if no drag)	0,
Y Dimension (if no drag)	0,

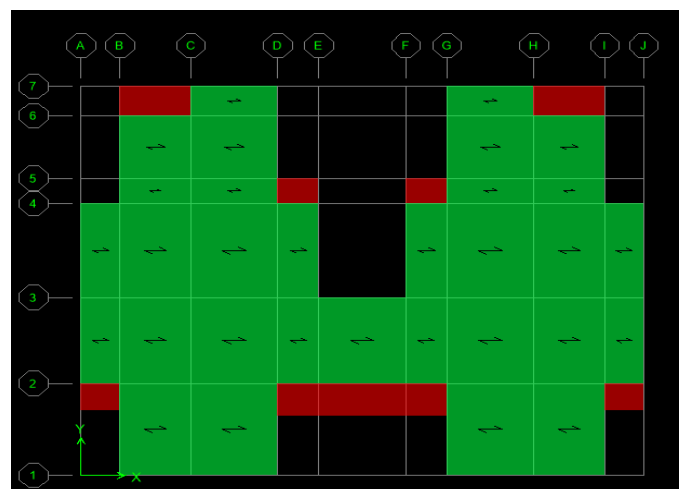


Figure IV.21 : Dessin des dalles pleines

➤ **Dessiner les planchers**

Draw → Draw area Objects → create Area at click (plan, elev)

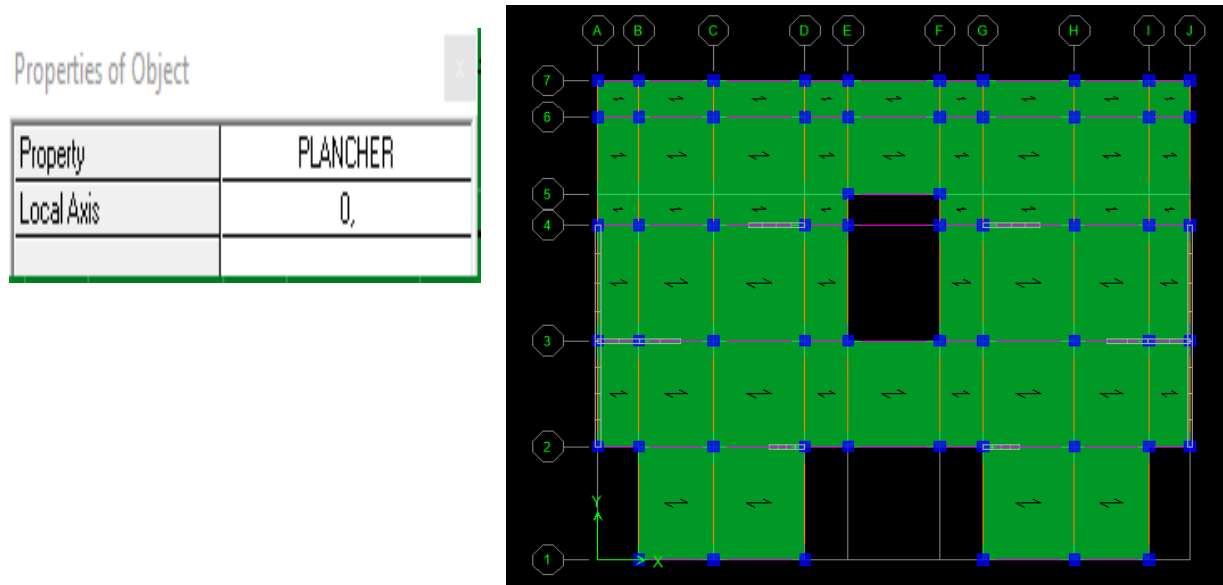


Figure IV.22 : Dessin des planchers

➤ **Encastrement de la base**

Sélectionné la base de la structure → cocher l'encastrement → ok

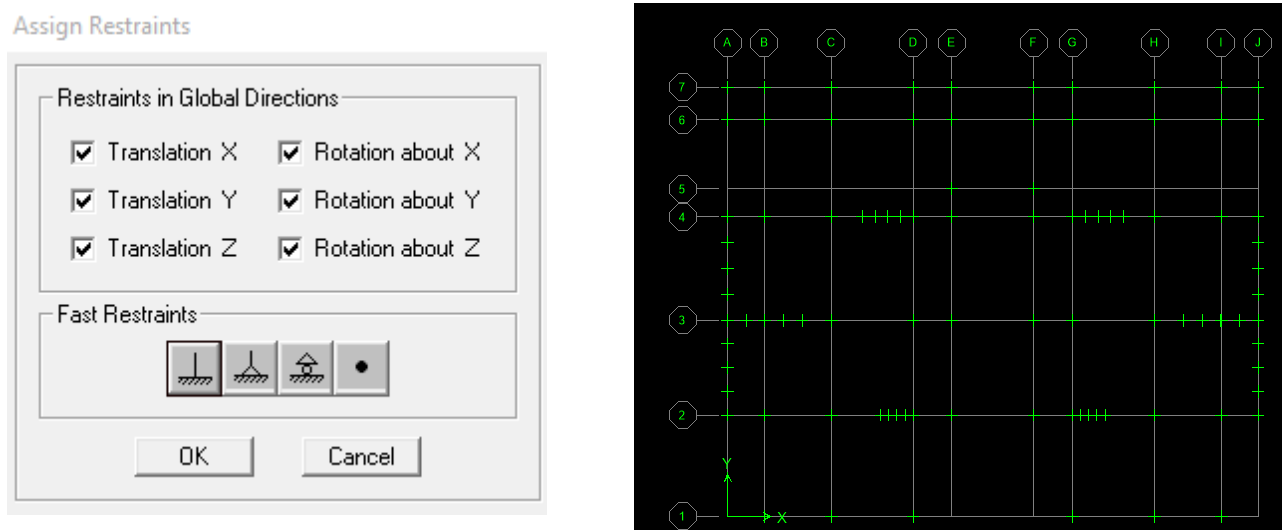


Figure IV.23 : Encastrement de la base de structure

➤ On obtient le schéma final de la structure

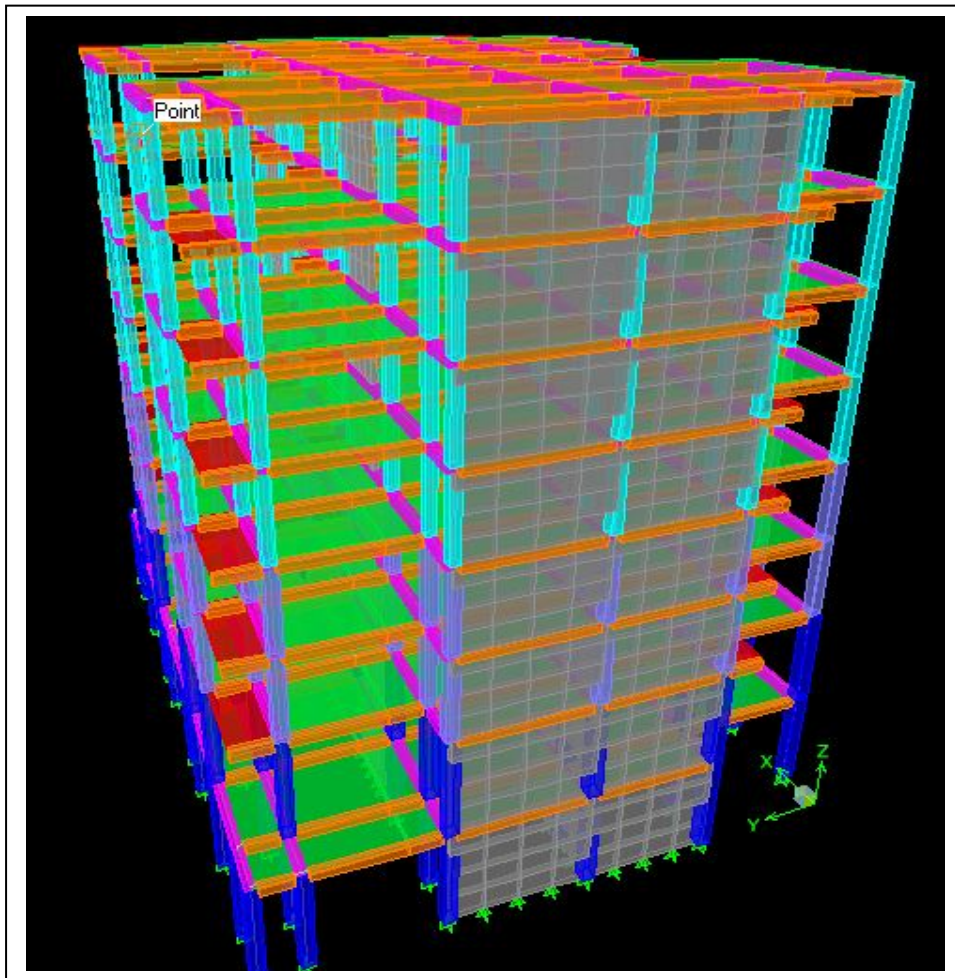


Figure IV.24 : Vue de la structure en 3D

7) chargement de la structure

Les dalles pleines	Etage terrasse	$\left\{ \begin{array}{l} G = 1.56 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \end{array} \right.$
	Balcon	$\left\{ \begin{array}{l} G = 1.56 \text{ KN/ml} \\ Q = 3.5 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$
Plancher entre sol		$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.28 \text{ KN/ml} \\ Q = 2.5 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$

Plancher étage courants $\left\{ \begin{array}{l} G = 5.28 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$

Plancher terrasse $\left\{ \begin{array}{l} G = 5.46 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$

➤ Chargement des balcons

Select → by wall/slab/deck → choisir balcon →

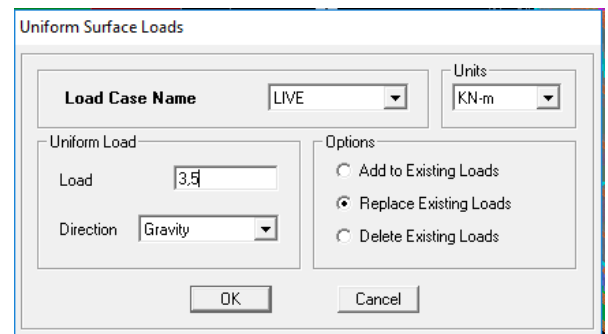
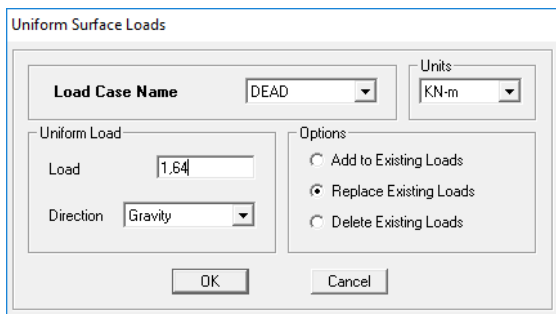


Figure IV.25 : Chargement de balcon dalle pleine

➤ Chargement des planchers

C'est la même étape avec le balcon mais ici on va choisir de sélectionner le **plancher terrasse** et après les **planchers étages** et introduire leurs valeur de G et Q

8) spécification des conditions aux limites (diaphragmes)

Sélectionné en plans le premier étage **noeuds DA1** → **Modify**

Show Diaphragm → **Ok**

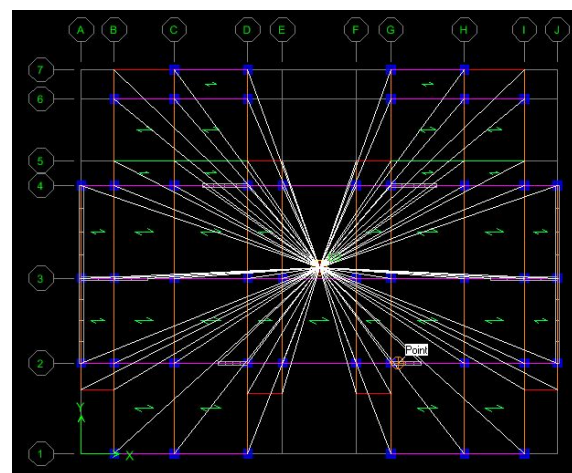
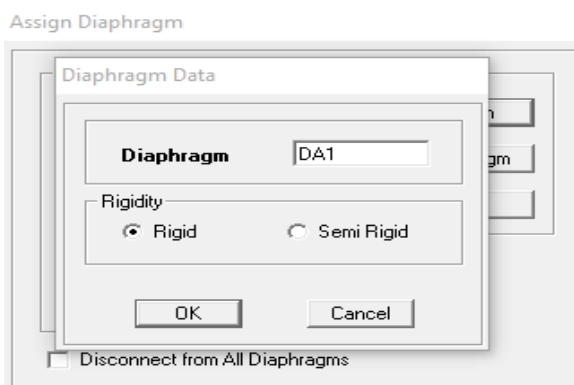


Figure IV.26 : Diaphragme de RDC

On fait la même chose pour les autres étages

➤ Analyse de la structure

Analyse → set Analysis Option → Set Dynamic Paramètres → ok

écrire le nombre de modes

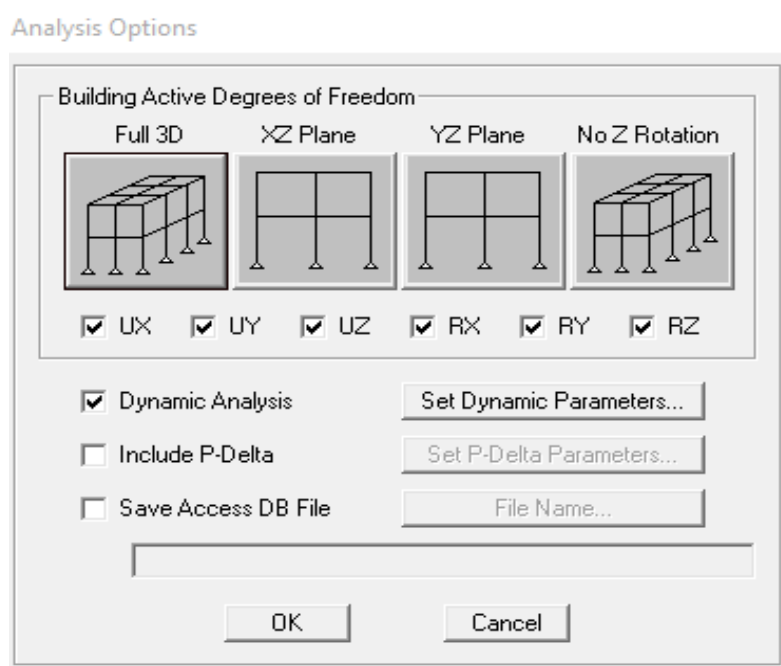


Figure IV.27 : Introduction de nombre de mode

9) exécution de l'analyse et visualisation des résultats

Pour analyser On clique sur **F5** ou **analyse** → **Run analyse**

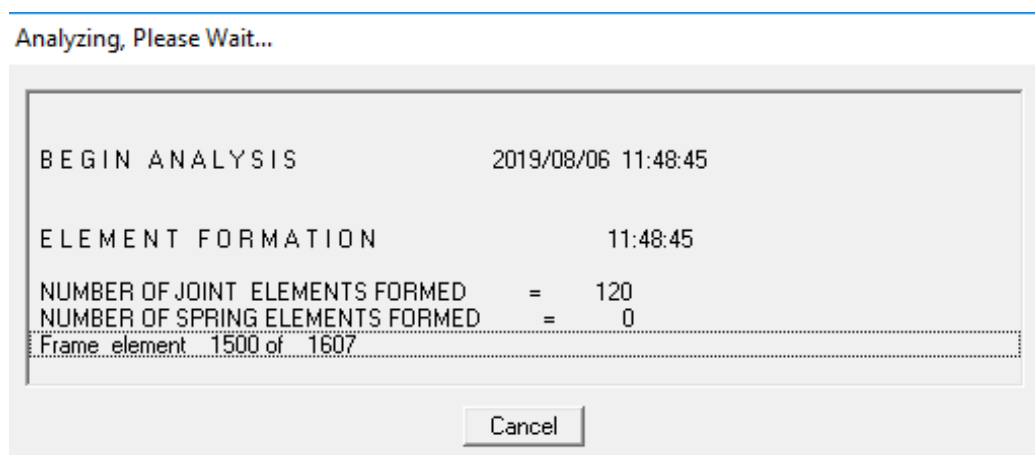


Figure IV.28 : Analyse de la structure

➤ **Vérification des modes**

Display → Show table → Modal information → Modal Participating Mass Ratios

➤ **Déplacement de la structure selon les modes**

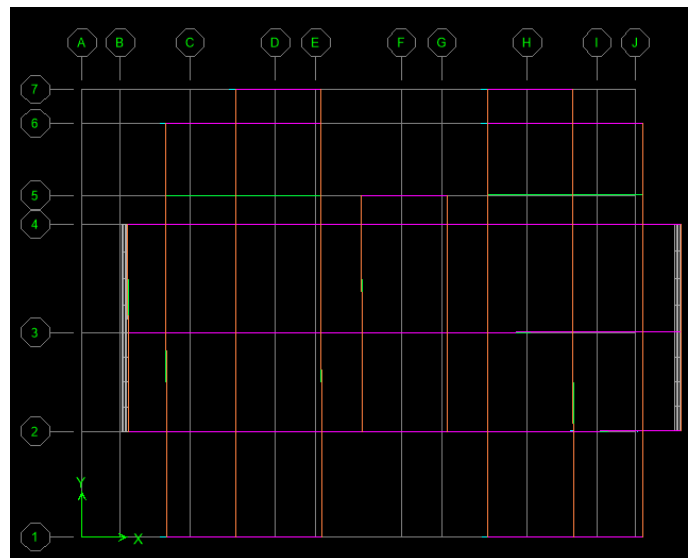
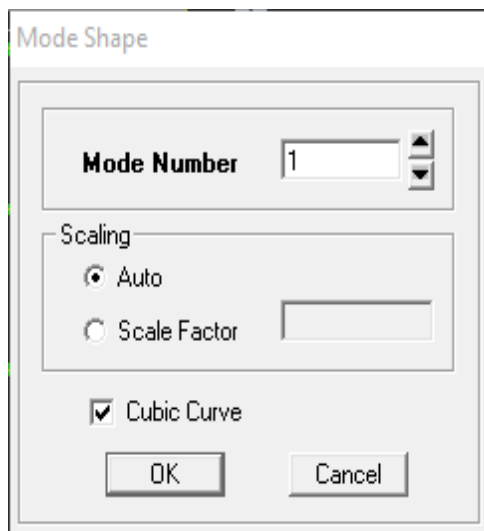


Figure IV.29 : Déplacement de la structure selon le mode 1

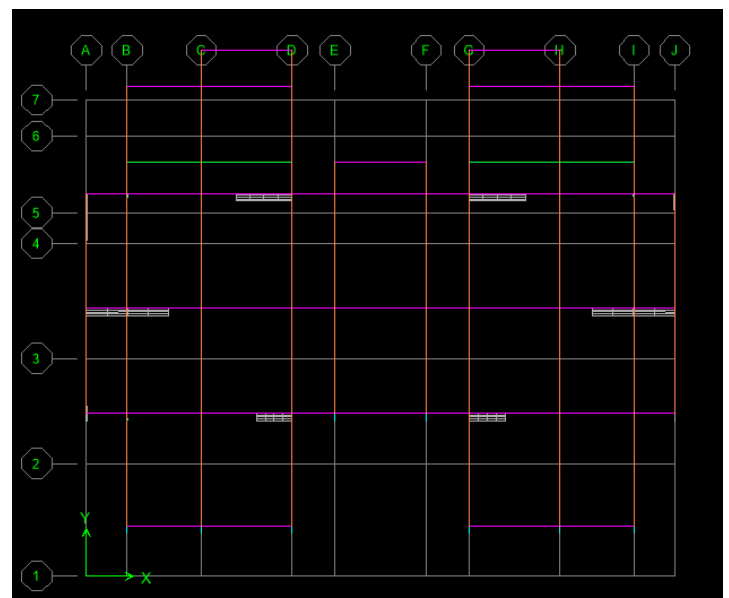
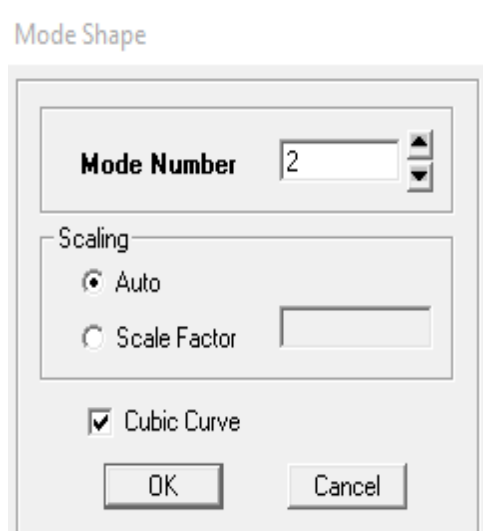


Figure IV.30 : Déplacement de la structure selon le mode 2

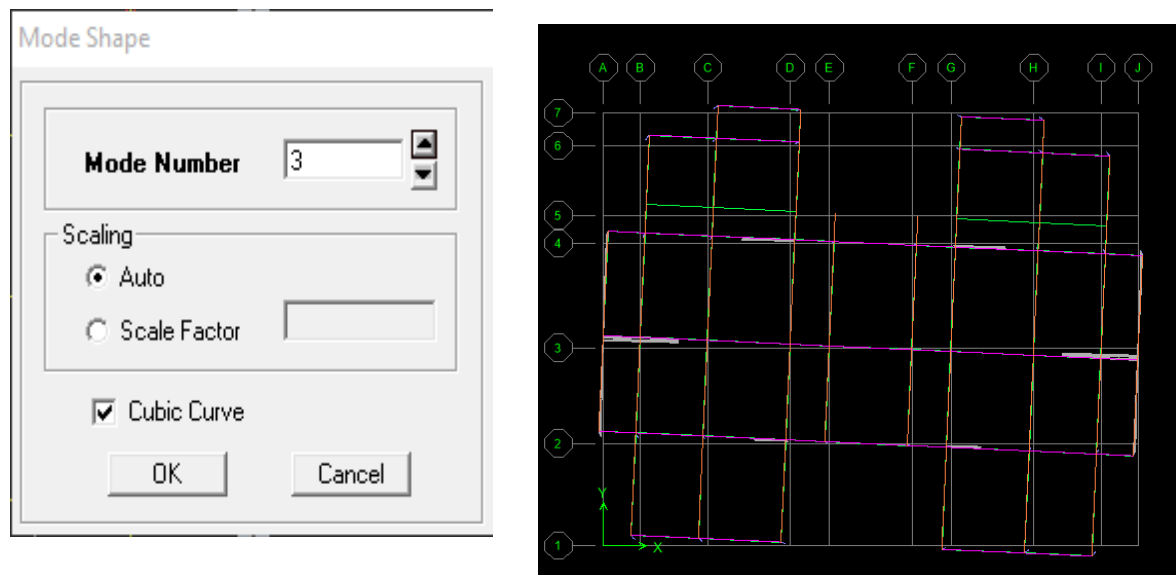


Figure IV.31 : Déplacement de la structure selon le mode 3

Chapitre V

Vérifications, et interprétation des résultats

V. Vérification RPA

Introduction

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques.

De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.1 Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2)

➤ Conditions d'application (RPA99/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65$ m pour les zones I ; IIa ; IIb.

$H \leq 30$ m pour la zone III.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les Conditions de hauteur énoncées en 'a)', les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

Remarque

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (II_a) pour les groupes d'usages 2, donc

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

V.2 Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)

1) Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2) Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.3 Vérification RPA

1) Vérification de la période empirique T

a. Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0.05 \times (25.5)^{3/4} = 0.567 \text{ s}$$

b. Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0.737 \text{ s}$$

c. Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display → *show tables*

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → *modal information* → *Building Modal Information*

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → *OK* → *OK*

Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « *Modal Participating Mass Ratios* »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,729037	69,9305	0,0000	0,0000	69,9305	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,445514	0,0000	68,3305	0,0000	69,9305	68,3305	0,0000	98,2415
3	0,340857	0,0069	0,0000	0,0000	69,9374	68,3305	0,0000	0,0000
4	0,190684	18,7318	0,0000	0,0000	88,6692	68,3305	0,0000	0,0000
5	0,107075	0,0000	22,3974	0,0000	88,6692	90,7279	0,0000	1,6026
6	0,087585	5,9219	0,0000	0,0000	94,5912	90,7279	0,0000	0,0000
7	0,082352	0,2555	0,0001	0,0000	94,8467	90,7280	0,0000	0,0000
8	0,052444	2,8338	0,0000	0,0000	97,6805	90,7280	0,0000	0,0000
9	0,050684	0,0000	5,8412	0,0000	97,6805	96,5691	0,0000	0,1373
10	0,039343	0,0311	0,0000	0,0000	97,7116	96,5692	0,0000	0,0000
11	0,037612	1,7363	0,0000	0,0000	99,4479	96,5692	0,0000	0,0000
12	0,032813	0,0000	2,2259	0,0000	99,4479	98,7951	0,0000	0,0136

Figure V.1: Résultats d'analyse dynamique ETABS

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Mode	Période
1	0,729037
2	0,445514
3	0,340857
4	0,190684
5	0,107075
6	0,087585
7	0,082352
8	0,052444
9	0,050684
10	0,039343
11	0,037612
12	0,032813

Tableau V.1 : récapitulatif des

périodes en fonction des modes

➤ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T = 0.567$ s
- La période majorée $T_{maj} = 0.737$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0.729$ s

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

→ La période est vérifiée

2) Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display → show tables

ANALYSIS RESULTS→**building output**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos...→ **OK**→**Ok**

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
►	STORY1	D1	698,6232	698,6232	12,300	10,859	698,6232	698,6232	12,300
	STORY2	D2	692,7062	692,7062	12,329	10,794	692,7062	692,7062	12,329
	STORY3	D3	541,3026	541,3026	12,337	9,544	541,3026	541,3026	12,337
	STORY4	D4	532,9680	532,9680	12,300	9,544	532,9680	532,9680	12,300
	STORY5	D5	527,1129	527,1129	12,300	9,537	527,1129	527,1129	12,300
	STORY6	D6	527,1129	527,1129	12,300	9,537	527,1129	527,1129	12,300
	STORY7	D7	527,1129	527,1129	12,300	9,537	527,1129	527,1129	12,300
	STORY8	D8	502,8924	502,8924	12,300	9,599	502,8924	502,8924	12,300

Figure V.2: Vérification de l'excentricité

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY1	D1	12,3	10,859	12,3	10,149	0	0,71
STORY2	D2	12,329	10,794	12,3	10,068	0,029	0,726
STORY3	D3	12,337	9,544	12,3	9,951	0,037	-0,407
STORY4	D4	12,3	9,544	12,3	9,856	0	-0,312
STORY5	D5	12,3	9,537	12,3	9,796	0	-0,259
STORY6	D6	12,3	9,537	12,3	9,757	0	-0,22
STORY7	D7	12,3	9,537	12,3	9,727	0	-0,19
STORY8	D8	12,3	9,599	12,3	9,701	0	-0,102

Tableau V.2: Vérification de l'excentricité

Avec : $e_x = |XCM - XCR|$

$e_y = |YCM - YCR|$

➤ Comparaison des résultats

▪ Sens longitudinal

$$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0.05 \times 24.6 = 1.23 > 0 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

▪ Sens transversal

$$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0.05 \times 19.9 = 0.995 > 0.726 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Justification de la régularité en plan

$$e_x = 0.037 \text{ m} < 15\%L_x = 3.69 \text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$e_y = -0.726 \text{ m} < 15\%L_y = 2.985 \text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

1) Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Période	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,729037	69,9305	0	0
2	0,445514	69,9305	68,3305	0
3	0,340857	69,9374	68,3305	0
4	0,190684	88,6692	68,3305	0
5	0,107075	88,6692	90,7279	0
6	0,087585	94,5912	90,7279	0
7	0,082352	94,8467	90,728	0
8	0,052444	97,6805	90,728	0
9	0,050684	97,6805	96,5691	0
10	0,039343	97,7116	96,5692	0
11	0,037612	99,4479	96,5692	0
12	0,032813	99,4479	98,7951	0

Tableau V.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dans le 6^{ème} mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

2) Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape 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.

a. Charges horizontales reprise par les voiles :

Les efforts qui sont repris par les voiles sont obtenus par ETABS en suivant le cheminement ci-après

Select → by Pier ID → on selection les VL(voile longitudinal) → Display → show table

- on choisit ensuite la combinaison Ex en cliquant sur:
→ *Wall Output → Wall Pier Force*
→ *OK → OK*

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY1	VL1/01	EX	Top	187,30	88,52	0,06	0,071	0,020
	STORY1	VL1/01	EX	Bottom	381,99	91,44	0,08	0,063	0,142
	STORY2	VL1/02	EX	Top	99,15	42,15	0,14	0,108	0,046
	STORY2	VL1/02	EX	Bottom	192,45	46,17	0,04	0,124	0,060
	STORY1	VL1/03	EX	Top	187,30	88,52	0,06	0,071	0,020
	STORY1	VL1/03	EX	Bottom	381,99	91,44	0,08	0,063	0,142
	STORY2	VL1/04	EX	Top	99,15	42,15	0,14	0,108	0,046
	STORY2	VL1/04	EX	Bottom	192,45	46,17	0,04	0,124	0,060
	STORY3	VL1/05	EX	Top	51,00	54,22	0,14	0,134	0,032
	STORY3	VL1/05	EX	Bottom	133,00	56,58	0,06	0,150	0,123
	STORY4	VL1/06	EX	Top	37,04	45,98	0,20	0,154	0,050
	STORY4	VL1/06	EX	Bottom	91,14	47,40	0,10	0,167	0,102
	STORY3	VL1/07	EX	Top	51,00	54,22	0,14	0,134	0,032
	STORY3	VL1/07	EX	Bottom	133,00	56,58	0,06	0,150	0,123
	STORY4	VL1/08	EX	Top	37,04	45,98	0,20	0,154	0,050
	STORY4	VL1/08	EX	Bottom	91,14	47,40	0,10	0,167	0,102
	STORY5	VL1/09	EX	Top	42,62	52,31	0,23	0,162	0,064
	STORY5	VL1/09	EX	Bottom	62,41	52,70	0,13	0,184	0,123

Figure V.3: les charges reprises par les voiles longitudinales

On copie ces tableaux sur l'Excel , ensuite en relève la somme de $V_X (V_L)$ tel que :

$$V_{X\text{voile}} = 8933.28 \text{ KN}$$

On suite les mêmes étapes pour les VT(voiles transversales) ,on change que les combinaison EX par EY

→ *OK → OK*

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

Pier Forces

Edit View

Pier Forces

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY1	VT1/01	EY	Top	1853,23	754,72	0,57	1,118	0,278
	STORY1	VT1/01	EY	Bottom	2164,42	745,20	1,05	1,001	1,245
	STORY2	VT1/02	EY	Top	1405,65	683,65	0,39	1,217	1,205
	STORY2	VT1/02	EY	Bottom	1740,19	687,18	0,72	1,155	1,798
	STORY1	VT1/03	EY	Top	1854,26	755,76	0,57	1,116	0,278
	STORY1	VT1/03	EY	Bottom	2165,78	746,23	1,05	1,002	1,252
	STORY2	VT1/04	EY	Top	1406,29	684,62	0,39	1,215	1,206
	STORY2	VT1/04	EY	Bottom	1741,11	688,16	0,72	1,157	1,798
	STORY3	VT1/05	EY	Top	1102,05	626,02	0,54	0,974	2,444
	STORY3	VT1/05	EY	Bottom	1359,97	626,33	1,35	2,384	2,861
	STORY4	VT1/06	EY	Top	789,70	550,26	0,63	1,196	3,103
	STORY4	VT1/06	EY	Bottom	1027,97	552,05	1,40	2,768	3,291
	STORY3	VT1/07	EY	Top	1102,57	626,58	0,54	0,977	2,446
	STORY3	VT1/07	EY	Bottom	1360,58	626,89	1,35	2,388	2,861
	STORY4	VT1/08	EY	Top	790,19	550,45	0,63	1,198	3,105
	STORY4	VT1/08	EY	Bottom	1028,47	552,24	1,40	2,772	3,291
	STORY5	VT1/09	EY	Top	524,75	491,48	1,15	1,963	4,102
	STORY5	VT1/09	EY	Bottom	748,35	492,10	1,74	3,240	4,151

OK

Figure V.4: les charges reprises par les voiles transversales

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite on relève la somme de V_X (V_T) tel que :

$$V_{Y\text{voile}} = 17145.13 \text{ KN}$$

b. Charges horizontales reprise par le bâtiment

on clique d'abord sur : *Display* → *Show Table*

on choisit ensuite la combinaison Ex

Bulding Out put → *Story Shear* → *OK* → *OK*

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY8	EX	Top	0,00	623,00	0,10	6523,802	0,000	0,000
	STORY8	EX	Bottom	0,00	623,00	0,10	6523,802	0,310	1906,379
	STORY7	EX	Top	0,00	1060,60	0,13	11216,645	0,310	1906,379
	STORY7	EX	Bottom	0,00	1060,60	0,13	11216,645	0,715	5099,160
	STORY6	EX	Top	0,00	1405,96	0,10	14974,405	0,715	5099,160
	STORY6	EX	Bottom	0,00	1405,96	0,10	14974,405	0,995	9262,170
	STORY5	EX	Top	0,00	1687,61	0,05	18079,644	0,995	9262,170
	STORY5	EX	Bottom	0,00	1687,61	0,05	18079,644	1,030	14212,747
	STORY4	EX	Top	0,00	1919,62	0,11	20688,186	1,030	14212,747
	STORY4	EX	Bottom	0,00	1919,62	0,11	20688,186	0,780	19806,379
	STORY3	EX	Top	0,00	2105,73	0,12	22847,786	0,780	19806,379
	STORY3	EX	Bottom	0,00	2105,73	0,12	22847,786	0,459	25910,072
	STORY2	EX	Top	0,00	2291,52	0,15	25382,996	0,459	25910,072
	STORY2	EX	Bottom	0,00	2291,52	0,15	25382,996	0,264	33952,092
	STORY1	EX	Top	0,00	2408,15	0,21	27184,474	0,264	33952,092
	STORY1	EX	Bottom	0,00	2408,15	0,21	27184,474	0,938	42396,191

OK

Figure V.5: Charges horizontales reprise par le bâtiment dans le sens longitudinal

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite on relève la somme de V_X tel que :

$$V_X = 27004 \text{ KN}$$

ensuite les mêmes étapes pour la combinaison EY

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
►	STORY1	EY	Top	0,00	0,10	798,27	10806,707	0,000	0,000
	STORY8	EY	Bottom	0,00	0,10	798,27	10806,707	2442,693	0,317
	STORY7	EY	Top	0,00	0,09	1383,45	18770,809	2442,693	0,317
	STORY7	EY	Bottom	0,00	0,09	1383,45	18770,809	6645,204	0,572
	STORY6	EY	Top	0,00	0,06	1812,96	24730,291	6645,204	0,572
	STORY6	EY	Bottom	0,00	0,06	1812,96	24730,291	12066,373	0,585
	STORY5	EY	Top	0,00	0,10	2155,44	29579,057	12066,373	0,585
	STORY5	EY	Bottom	0,00	0,10	2155,44	29579,057	18413,917	0,347
	STORY4	EY	Top	0,00	0,14	2441,65	33727,100	18413,917	0,347
	STORY4	EY	Bottom	0,00	0,14	2441,65	33727,100	25509,222	0,262
	STORY3	EY	Top	0,00	0,11	2683,36	37307,420	25509,222	0,262
	STORY3	EY	Bottom	0,00	0,11	2683,36	37307,420	33227,017	0,456
	STORY2	EY	Top	0,00	0,09	2937,53	41174,492	33227,017	0,456
	STORY2	EY	Bottom	0,00	0,09	2937,53	41174,492	43422,072	0,264
	STORY1	EY	Top	0,00	0,21	3100,99	43745,001	43422,072	0,264
	STORY1	EY	Bottom	0,00	0,21	3100,99	43745,001	54207,288	0,702

OK

Figure V.6: Charges horizontales reprise par le bâtiment dans le sens transversal

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite on relève la somme de V_Y tel que :

$$V_Y = 34627.3 \text{ KN}$$

c. charges verticales reprise par le bâtiment

on clique d'abord sur : **Display** → **Show Table**

On choisit ensuite la combinaison GBQ (poids)

on clique sur: **Display** → **show table** → **Bulding Out put** → **Story Shear** → **OK** → **OK**

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
►	STORY8	GBQ	Top	4523,74	0,00	0,00	0,000	43359,847	-55641,987
	STORY8	GBQ	Bottom	5459,72	0,00	0,00	0,000	52530,323	-67154,510
	STORY7	GBQ	Top	9752,99	0,00	0,00	0,000	93266,286	-119961,765
	STORY7	GBQ	Bottom	10688,97	0,00	0,00	0,000	102436,761	-131474,284
	STORY6	GBQ	Top	14982,24	0,00	0,00	0,000	143172,724	-184281,543
	STORY6	GBQ	Bottom	15918,22	0,00	0,00	0,000	152343,200	-195794,063
	STORY5	GBQ	Top	20211,49	0,00	0,00	0,000	193079,163	-248601,321
	STORY5	GBQ	Bottom	21147,47	0,00	0,00	0,000	202249,638	-260113,843
	STORY4	GBQ	Top	25440,74	0,00	0,00	0,000	242985,601	-312921,097
	STORY4	GBQ	Bottom	26508,68	0,00	0,00	0,000	253495,783	-326056,754
	STORY3	GBQ	Top	30801,95	0,00	0,00	0,000	294231,746	-378864,011
	STORY3	GBQ	Bottom	31901,40	0,00	0,00	0,000	304959,318	-392774,711
	STORY2	GBQ	Top	37389,51	0,00	0,00	0,000	364699,614	-460278,483
	STORY2	GBQ	Bottom	39104,77	0,00	0,00	0,000	383630,933	-481376,144
	STORY1	GBQ	Top	44343,00	0,00	0,00	0,000	440335,183	-545806,383
	STORY1	GBQ	Bottom	46058,25	0,00	0,00	0,000	459266,502	-566904,051

OK

Figure V.7: Charges verticale reprise par le bâtiment

On tire ensuite W_T telle que $W_T = 46058.25 \text{ KN}$

d. charges verticales reprise par les voiles:

on sélection d'abord les nœuds des voiles à la base ; On clique sur : *Display* → *show table*
on choisit la combinaison GBQ et on cliquant sur : → *rection* → *OK* → *OK*

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

Support Reactions

Edit View

Support Reactions

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
►	BASE	87	GBQ	-1,04	0,02	180,63	0,027	-0,074	0,000
	BASE	88	GBQ	1,03	0,02	180,38	0,028	0,074	0,000
	BASE	94	GBQ	-0,62	-0,04	125,13	-0,041	-0,047	0,000
	BASE	95	GBQ	0,62	-0,04	125,08	-0,041	0,047	0,000
	BASE	96	GBQ	-1,70	0,05	143,84	-0,073	-0,118	0,000
	BASE	97	GBQ	1,71	0,05	143,57	-0,073	0,119	0,000
	BASE	137	GBQ	0,17	1,06	354,23	-0,075	0,211	0,000
	BASE	138	GBQ	0,06	1,37	352,84	-0,098	0,120	0,000
	BASE	139	GBQ	0,13	1,59	352,63	-0,141	0,115	-0,000
	BASE	140	GBQ	-0,05	-0,15	380,62	0,045	-0,079	-0,000
	BASE	141	GBQ	-0,03	0,58	374,90	-0,051	-0,100	0,000
	BASE	142	GBQ	-0,19	1,09	370,46	-0,080	-0,236	0,000
	BASE	143	GBQ	0,05	-0,15	378,86	0,045	0,077	0,000
	BASE	144	GBQ	0,03	0,58	373,91	-0,051	0,098	-0,000
	BASE	145	GBQ	0,19	1,08	370,24	-0,079	0,233	-0,000
	BASE	146	GBQ	-2,63	-0,11	359,32	0,122	-0,221	0,000
	BASE	147	GBQ	-2,81	-0,09	358,92	0,098	-0,241	0,000
	BASE	148	GBQ	2,34	0,07	358,86	0,075	0,194	0,000

OK

Figure V.8: Charges verticale reprise par les voiles

On copie ces tableaux sur l'Excel , ensuite on relève la somme de F_Z telle que :

$$F_Z = 8990.18 \text{ KN}$$

Calculs des pourcentages

➤ Les charges par rapport à x-x

$$V_X = 27004 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$V_{X\text{voile}} = 8933.28 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$\rightarrow X = 33\%$$

➤ Les charges par rapport à y-y

$$V_Y = 34627.3 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$V_{Y\text{voile}} = 17145.13 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$\rightarrow X = 49\%$$

➤ Les charges du poids du bâtiment par rapport au poids des voiles

$$W_t = 46058.25 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$F_Z = 8990.18 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$\rightarrow X = 19.52\%$$

$$\rightarrow X = 19.52\%$$

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	27004	100	8933.28	33
Sens Ey	34627.3	100	17145.13	49
GBQ	46058.25	100	8990.18	19.52

Tableau V.4 : Justification du système de contreventement

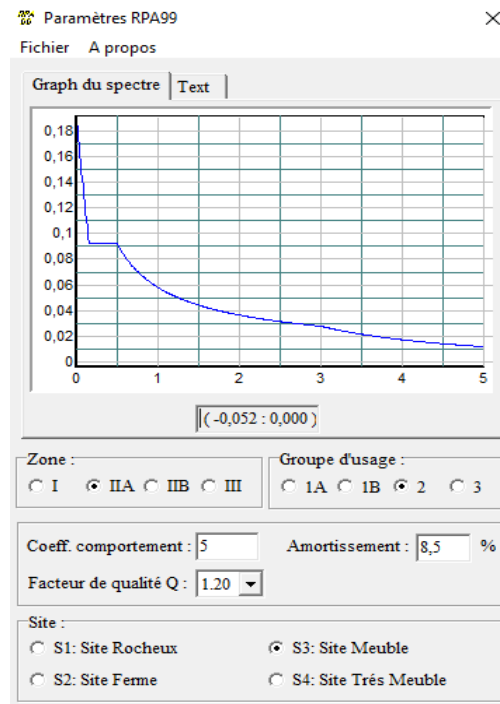


Figure V.9: spectre de repense

selon les résultats ci-dessus confirment l'article 3.4 du RPA99 vs 2003, qui classe les systèmes de contreventement. On adopte un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, dont le coefficient de comportement $R=5$ d'après le tableau (4.3) RPA99 vs 2003.

Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

➤ Calcul des paramètres A, D, Q, et R

- **A** : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage 2
Zone sismique IIa } $\rightarrow A = 0.15$ (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ($\varepsilon\%$) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0.5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0.5\text{s} < T_{\text{etabs}}= 0.729\text{s} < 3\text{s}$ donc : $D=2.5 \eta (T_2/ T)^{2/3}$

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

($\varepsilon\%$) : est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou mur
	Béton Armé	Acier	Béton Armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.5 : Valeurs de ξ (%)

Remarque

Il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur pour une structure mixte.

Cependant, on a adoptée suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante $\xi = 8.5\%$ qui est la moyenne entre les deux valeurs $\xi = 7\%$ (portique en béton armé) et $\xi = 10\%$ (structure en voiles)

D'où $\eta = 0.81 > 0.7$condition vérifiée

$$\text{Alors : } D=2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.729}\right)^{2/3} = 1.57$$

W_t : poids de la structure donné par le logiciel

ETABS $W_t = 46058.25 \text{ KN}$

▪ Facteur de qualité Q

Critères à vérifier	P _q (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0.05
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
$Q = 1 + \sum_i^n Pq$	1.20

Tableau V.6 : Facteur de qualité Q

➤ **Tableau récapitulatif des résultats**

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.57
Facteur de qualité Q	1.20
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W _t [kN]	46058.25

Tableau V.7 : récapitulatif des résultats de A,D,Q,R,W_t

$$V = \frac{0.15 \times 1.57 \times 1.20}{5} (46058.25) = 2603.21 \text{ KN}$$

$$V_{RPA} = 2603.21 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

display→show tables

ANALYSIS RESULTS→modal Information→building modal information

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos...→OK→OK

Les résultats s'afficheront comme suit :

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	2,26	0,07	0,00	-0,173	3,828	-24,80
	EX	11	U1	126,66	-0,13	0,00	0,286	209,586	-1429,2
	EX	12	U1	0,00	0,01	0,00	-0,013	0,000	0,124
▶	EX	All	All	2408,15	0,21	0,00	0,938	42396,191	23555,8
	EY	1	U2	0,01	0,00	0,00	0,000	0,192	-0,09
	EY	2	U2	-0,01	2805,86	0,00	-53901,619	-0,180	34523,8
	EY	3	U2	0,00	0,00	0,00	0,001	-0,036	0,033
	EY	4	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,013	0,033
	EY	5	U2	-0,14	1190,09	0,00	-5100,204	-0,502	14666,8
	EY	6	U2	0,38	0,00	0,00	-0,002	1,212	-4,36
	EY	7	U2	-0,22	0,00	0,00	-0,015	-0,694	2,502
	EY	8	U2	0,04	0,00	0,00	0,000	0,072	-0,49
	EY	9	U2	-0,02	405,47	0,00	-995,797	-0,042	5001,6
	EY	10	U2	0,07	0,00	0,00	-0,006	0,126	-0,81
	EY	11	U2	-0,13	0,00	0,00	0,000	-0,211	1,442
	EY	12	U2	0,01	165,23	0,00	-207,091	0,020	2029,1
	EY	All	All	0,21	3100,99	0,00	54207,289	0,701	38165,4

OK

Figure V.10: l'effort tranchant par ETABS

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 2408.15 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 3100.99 \text{ KN}$$

➤ Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente. Il est rappelé que : $0.8V_{RPA} = 2082.57 \text{ KN}$

➤ Sens longitudinal :

$$V_{x\text{dyn}} = 2408.15 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 2082.57 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Sens transversal :

$$V_{y\text{dyn}} = 3100.99 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 2082.57 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

6. Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = \delta R_e \quad (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

k_x : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)

➤ Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display → show tables**

ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur OK

➤ Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey

on cliquant sur : **Select cases/combos... → 2 fois sur OK**

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

STORY	Sens x-x : (U ₁)					Sens y-y : (U ₂)					conclusion
	δ_{ek} [m]	R	δ_k [m]	Δ_k [m]	$\bar{\Delta}_k$ [m]	δ_{ek} [m]	R	δ_k [cm]	Δ_k [m]	$\bar{\Delta}_k$ [m]	
STORY8	0,0135	5	0,0675	0.009	0.0306	0,0068	5	0.034	0.005	0.0306	cv
STORY7	0,0117	5	0,0585	0.009	0.0306	0,0058	5	0.029	0.0055	0.0306	cv
STORY6	0,0099	5	0,0495	0.01	0.0306	0,0047	5	0.0235	0.005	0.0306	cv
STORY5	0,0079	5	0,0395	0.0095	0.0306	0,0037	5	0.0185	0.0045	0.0306	cv
STORY4	0,006	5	0,03	0.0095	0.0306	0,0028	5	0.014	0.0045	0.0306	cv
STORY3	0,0041	5	0,0205	0.0085	0.0306	0,0019	5	0.0095	0.004	0.0306	cv
STORY2	0,0024	5	0,012	0.008	0.0374	0,0011	5	0.0055	0.0035	0.0374	cv
STORY1	0,0008	5	0,004	0.004	0.0374	0,0004	5	0.002	0.002	0.0374	cv

Tableau V.8 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Conclusion

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

3) Vérification du déplacement maximal de la structure

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{25.84}{500} = 0.05168 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

➤ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

▪ Dans le sens longitudinal

On suit le cheminement suivant : **Display** → **Show Story Response Plots..** La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

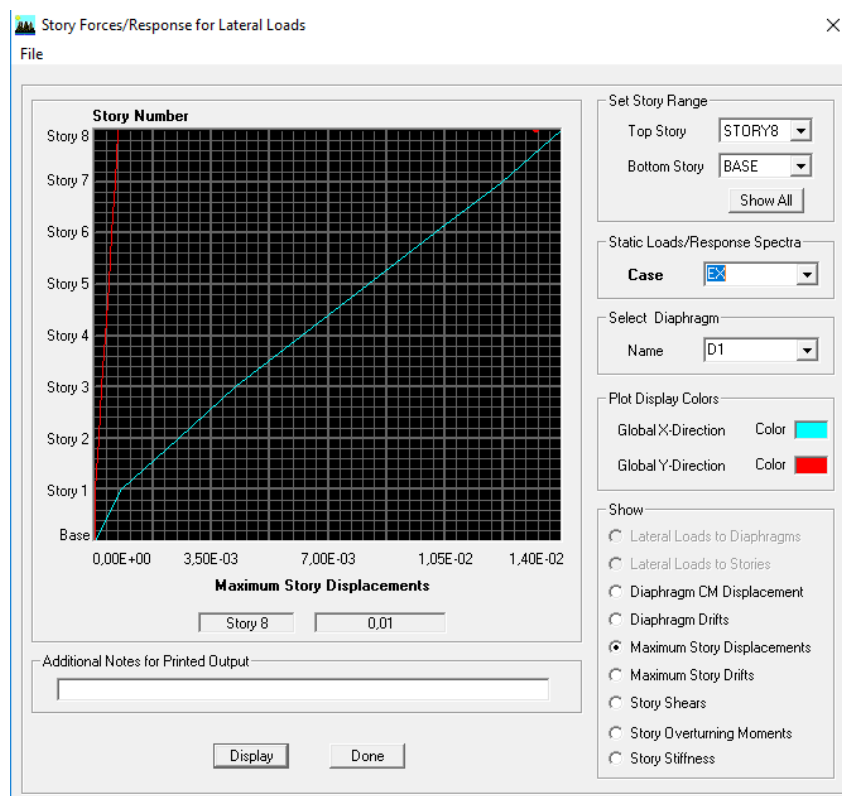


Figure V.11: déplacement maximal avec ETABS sens X-X

Puis, on clique sur **display**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

• Dans le sens transversal

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :

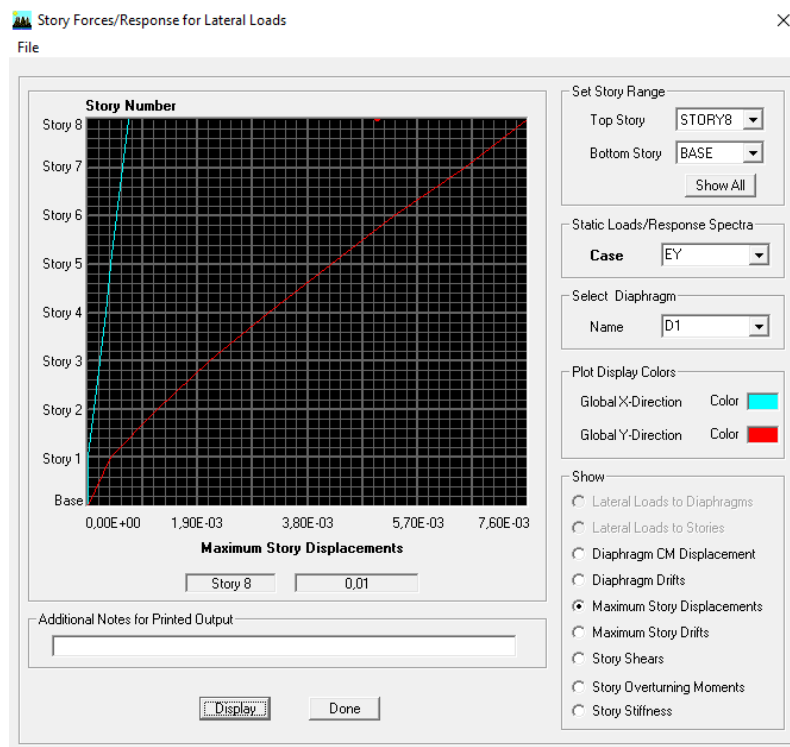


Figure V.12: déplacement maximal avec ETABS sens Y-Y

➤ Résultats trouvés

- Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.01m
 - Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01m
- Flèche admissible : 0.05168 m

Conclusion

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

4) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux: $\theta \leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_K x \Delta_k}{V_K x h_K}$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau

«k-1» h_K : hauteur de l'étage « k »

Niv	P _k	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		P _k ×Δ _k	V _k	V _k × h _k	Θ	P _k ×Δ _k	V _k	V _k × h _k	Θ
STORY8	5539,36	49.85	643,05	1967.73	0.025	27,6968	821,26	2417,61	0,011
STORY7	5288,98	47.60	1088,48	3330.74	0.014	29,08939	1415,32	4190,79	0,006
STORY6	5288,98	52.88	1449,14	4434.36	0.012	26,4449	1854,66	5490,34	0,004
STORY5	5288,99	50.25	1743,65	5488.56	0.009	23,800455	2207,27	6526,03	0,003
STORY4	5420,94	51.49	1983,17	6068.41	0.008	24,39423	2500,95	7392,16	0,003
STORY3	5452,46	46.34	2174,12	6652.81	0.007	21,80984	2748,42	8124,26	0,002
STORY2	5797,01	46.37	2320,5	8678.67	0.005	20,289535	2951,56	10873,78	0,001
STORY1	6899,04	27.59	2427,15	9077.54	0.003	13,79808	3103,53	11480,86	0,001

Tableau V.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0.1$

5) Spécification pour les poteaux

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{avec : } N_d : \text{Effort normal dans les poteaux}$$

B_c : Section du poteau

➤ Poteaux 45x45

$$N_d = 1513.27 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1513.27 \times 10^3}{450.450.25} = 0.29 \leq 0.3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poteaux 40x40

$$N_d = 1069.3 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1069.3 \times 10^3}{400.400.25} = 0.26 \leq 0.3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poteaux 35x35

$$N_d = 658.12 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{658.12 \times 10^3}{350.350.25} = 0.21 \leq 0.3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments

VI.1 Ferrailage des poteaux

Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les

combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{ll}
 1.35G + 1.5Q & \longrightarrow \text{ELU} \\
 G + Q & \longrightarrow \text{ELS} \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} & \longrightarrow \text{RPA99 révisé 2003}
 \end{array}$$

➤ Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

situation	Fe (Mpa)	F _{c28} (Mpa)	γ _b	γ _s	θ	f _{bu} (MPa)	σ _s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	1	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	0.85	18.48	400

Tableau VI.1.1 : paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.

➤ Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI.1.1 Recommandation du RPA 2003

a. Armatures longitudinales : (RPA 99/Art 7.4.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø (zone II)**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm (zone III)**.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **25 cm en zone I et II.**

➤ Pourcentage minimal

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton (**zone II**)

Poteaux (45x45) : $A_{\min} = 0.8\%b \times h = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$

Poteaux (40x40) : $A_{\min} = 0.8\%b \times h = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$

Poteaux (35x35) : $A_{\min} = 0.8\%b \times h = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8\text{cm}^2$

➤ Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone III) :

➤ Zone courante

Poteaux (45x45) : $A_{\min} = 4\%b \times h = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$

Poteaux (40x40) : $A_{\min} = 4\%b \times h = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

Poteaux (35x35) : $A_{\min} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{ cm}$

➤ Zone de recouvrement

Poteaux (45x45) : $A_{\min} = 6\%b \times h = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$

Poteaux (40x40) : $A_{\min} = 6\%b \times h = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{ cm}^2$

Poteaux (35x35) : $A_{\min} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$

b. Armatures transversales : (RPA 99 / Art 7.4.2.2)

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$

Vu : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400$ [Mpa].

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

S_t : Espacement des armatures transversales

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15 \emptyset \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec \emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

c. La quantité d'armatures transversales minimale

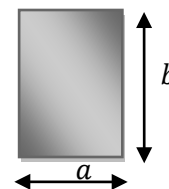
$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

d. Calcul d'élancement géométrique

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset$ minimum.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$$



Avec : « a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

VI.1.2 Calcul du ferrailage à L'ELU

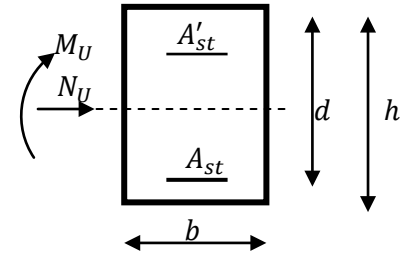
a. Les armatures longitudinales

➤ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier une section soumise à une flexion composée qui peut être une :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



▪ Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

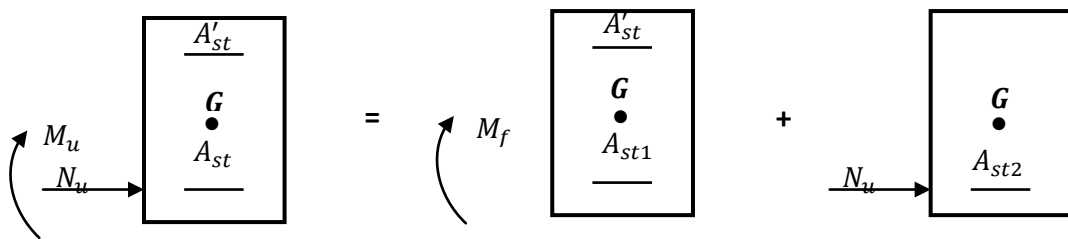


Figure VI.1.1 : Schéma de calcul en flexion composée.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée} \quad \Longrightarrow \quad (\text{SSA})$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

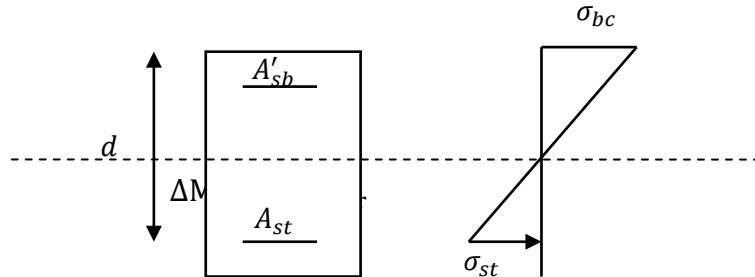
D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max \left(\frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$

➤ Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule :

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

➤ **Section entièrement comprimée : (SEC)**

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \end{cases}$$

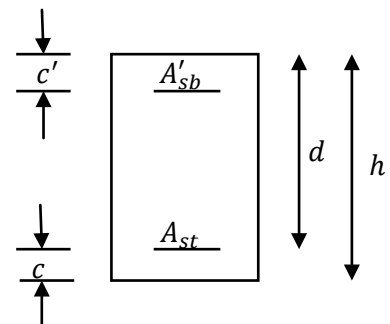
Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)

➤ **Si :** $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$



$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2^{ème} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée)

➤ Si : $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bh f_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} ; \quad A_{st} = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

➤ Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier

➤ EXEMPLE DE CALCUL

➤ Poteaux (40X40) à l'ELU

■ Calcul de centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.675}{1330.22} = 0.5 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{40}{2} - 2\right) = 18 \text{ cm}$$

■ Vérification de l'inégalité suivante

$$N_u = 1330.22 \text{ KN}$$

$$M_u = 6.675 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f < (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 6.675 + 1330.22 \left(\frac{0.40}{2} - 0.02\right) = 246.114 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$\rightarrow 1330.22(0.38 - 0.02) - 246.114 > \left(0.337 - 0.81 \frac{0.02}{0.40}\right) 0.40 \times 0.40^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$232.765 < 269.46 \rightarrow \text{SEC}$$

$$N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 6.675 + 1330.22 \left(\frac{0.40}{2} - 0.02\right) = 246.114 \text{ KN.m}$$

$$N_u(0.38 - 0.02) - 246.114 < \left(0.5 - \frac{0.02}{0.40}\right) 0.40 \times 0.40^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$232.765 < 408.96$$

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; \quad A_{st} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-C') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{C'}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{1330.22(0.38-0.02) - 100 \times 6.675}{100 \times 0.40 \times 0.40^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.40}} = 0.43$$

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} = \frac{1330.22 - 100 \times 0.43 \times 0.40 \times 0.40 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = -2.7 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

VI.1.2 Ferrailage des poteaux

a. Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Zones	Type de sollicitation				$A_{sup}(\text{cm}^2)$	$A_{inf}(\text{cm}^2)$	OBS
Zone 1 (45x45)	N max	1931.19	M cor	65.459	0	0	SEC
	N min	3.62	M cor	21.355	0	0	SPC
	N cor	353.25	M max	64.277	0	0	SEC
Zone 2 (40x40)	N max	1330.22	M cor	6.675	0	0	SEC
	N min	4.75	M cor	8.647	0	0.4	SPC
	N cor	230.65	M max	86.113	0	0	SPC
Zone 3 (35x35)	N max	849.3	M cor	8.504	0	0	SEC
	N min	4.17	M cor	33.955	0	0.08	SPC
	N cor	132.138	M max	80.082	0	2.92	SPC

Tableau VI.1.2 : Calcul des sections d'armatures

NB :

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

b. Ferrailage adopté :

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailages (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
(45x45)	16.2	4HA20+4HA14	18.73
(40x40)	12.8	4HA16+4HA14	14.19
(35x35)	9.8	4HA14+4HA12	12.56

Tableau VI.1.3 : Choix des armatures longitudinales

VI.1.3 Vérification à l'ELU

a. L'espacement des armatures transversales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h.f_e}$

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

➤ En zone nodale

$$S_t \leq \min \{10\phi_{Lmin}, 15\text{cm}\} = \min \{10 \times 1.2 ; 15\text{cm}\} = 12 \text{ cm.}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ En zone courante

$$S_t \leq 15 \times \phi_{Lmin} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

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

b. L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$l_0 = 3.74 \text{ m pour les Entres Sols 1 et 2} \longrightarrow L_f = 0.7 \times 3.74 = 2.618 \text{ m}$$

$$l_0 = 3.06 \text{ m pour le RDC et étages courants} \longrightarrow L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

c. Vérification de la quantité d'armatures

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% b_s t$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% b_s t$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

$$\text{Dans notre cas on a } \lambda_g \geq 5 \quad A_t \text{ min} = 0.3\% b_s$$

		(45x45) cm ²	(40x40) cm ²	(35x35) cm ²
Vu (KN)		21.31	25.12	31.82
λ_g		5.82	5.35	6.11
ρ_a		2.5	2.5	2.5
A _{min} (cm ²)	Zone nodale	1.35	1.2	1.05
	Zone courante	2.025	1.8	1.575
A _{adoptée} (cm ²)		3.14		
choix		4 HA10		

Tableau VI.1.4: Quantité d'armature.

d. Longueur de recouvrement

La longueur minimale des recouvrements :

Pour la zone II : $L_r = 40\Phi$

- Ø20 $L_r = 40 \times 2 = 80$ cm $L_r = 80$ cm
- Ø16 $L_r = 40 \times 1.6 = 64$ cm $L_r = 64$ cm
- Ø14 $L_r = 40 \times 1.4 = 56$ cm $L_r = 56$ cm
- Ø12 $L_r = 40 \times 1.2 = 48$ cm $L_r = 48$ cm

e. Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$$

$\Psi = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence

$$\text{Pour les HA 20: } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 70.55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16: } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 56.54 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14: } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 49.48 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12: } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 42.40 \text{ cm}$$

f. Vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.3.2)

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{Et} \quad \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075$$

➤ Poteaux (45X45)

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} = \frac{21.31 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.11 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Poteaux (40X40)**

$$\tau_{b=} \frac{V_u}{bd} = \frac{25.12 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.16 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Poteaux (35X35)**

$$\tau_{b=} \frac{V_u}{bd} = \frac{31.82 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.27 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

g. Délimitation de la zone nodale

La zone nodale est importante par rapport à la hauteur de poteau donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10 cm

Au niveau des poutres $h' = 2xh$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

h: Hauteur de la poutre.

b₁; h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nœuds des poutres.

$$h_{e1} = 306 - 35 = 271$$

$$h_{e2} = 374 - 35 = 339$$

$$\frac{h_{e2}}{6} = \frac{271}{6} = 45.16$$

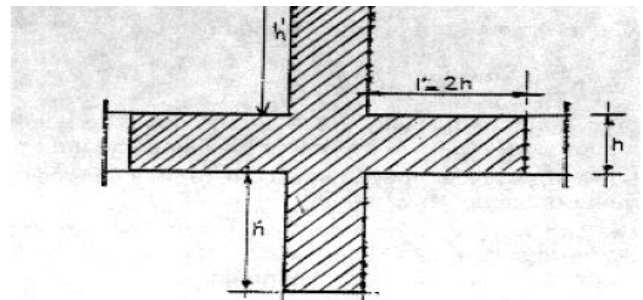
$$\frac{h_{e2}}{6} = \frac{339}{6} = 56.5$$

$$h_1' = \max (45.16; 45; 45; 60)$$

$$h_2' = \max (56.5; 45; 45; 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Figure VI.1.2: zone nodale des poteaux (RPA7.2 page 71)



h' = Max (h_e/6; b₁; h₁; 60)
FIG. 7.2 : zone nodale

VI.1.4 Vérification à L'ELS**a. V.1.5.1-Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)**

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 d} \right]$$

e_s						A_{smin}	$A_{adopté}$	OBS
Zone1	N_{max}	1407.8	M_{cor}	2.215	0.00157	5.74	14.19	vérifiée
	N_{min}	11.38	M_{cor}	2.952	0.2594	5.86		
	N_{cor}	778.69	M_{max}	47.506	0.0610	5.77		
Zone2	N_{max}	973.32	M_{cor}	4.705	0.0048	4.51	12.56	vérifiée
	N_{min}	161.88	M_{cor}	3.231	0.0199	4.52		
	N_{cor}	204.36	M_{max}	40.544	0.1983	4.58		
Zone3	N_{max}	622.05	M_{cor}	6.54	0.0105	3.43	9.05	vérifiée
	N_{min}	13.63	M_{cor}	2.664	0.1954	3.48		
	N_{cor}	94.42	M_{max}	48.57	0.5144	3.57		

Tableau VI.1.5: Sections minimums des armatures.

Remarque :

D'après les résultats trouver sur le tableau, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée car $A_{adopté} > A_{min}$

b. Etat limite d'ouverture de fissures

La fissuration est considéré comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

c. Etat limite de compression du béton

Les contraintes sont calculer à l'état de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles

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

➤ Pour le béton

Section (cm ²)	N_{max} (KN)	M_{cor} (KN)	$A_s = A'_s$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Zone1	1196.68	2.671	4.78	4.58	4.16	15	Vérifiée
Zone2	814.242	11.843	4.23	3.86	2.06	15	Vérifiée
Zone3	398.863	14.882	5.96	1.83	1.93	15	Vérifiée

Tableau VI.1.6: Vérification des contraintes dans le béton.

➤ Pour les aciers

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s =A' _s (cm ²)	σ _{inf} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ _s (MPa)	OBS
Zone1	1196.68	2.671	4.78	64.8	52.8	348	Vérifiée
Zone2	814.242	11.843	4.23	37.4	27.7	348	Vérifiée
Zone3	398.863	14.882	5.96	26.8	15.16	348	Vérifiée

Tableau VI.1.7: Vérification des contraintes dans l'acier.

Conclusion

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

➤ Schéma de ferrailage des poteaux

▪ Poteaux 45X45

Les armatures longitudinales : 4HA20 + 4HA16 = 18.73cm²

Les armatures transversales : 4HA10 = 3.14cm²

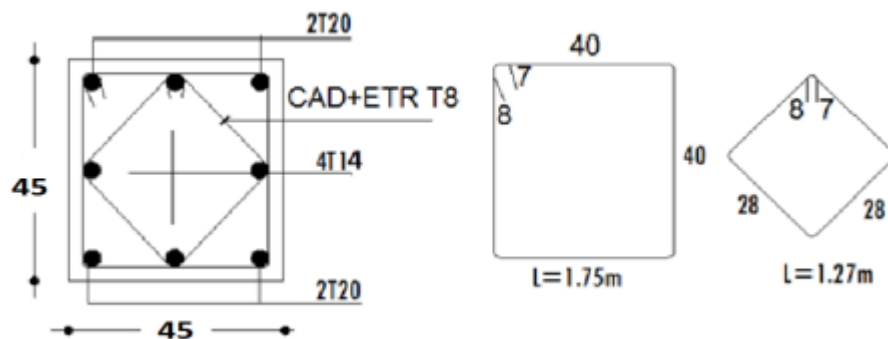


Figure VI.1.3 : Coupe du ferrailage des poteaux 45x45

▪ Poteaux 40X40

Les armatures longitudinales : 4HA16 + 4HA14 = 14.2cm²

Les armatures transversales : 4HA10 = 3.14cm²

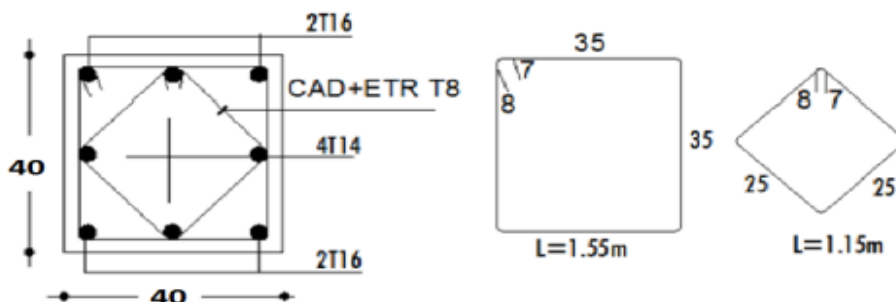


Figure VI.1.4 : Coupe du ferrailage des poteaux 40x40

▪ Poteaux 35X35

Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 12.56\text{cm}^2$

Les armatures transversales : $4HA10 = 3.14\text{cm}^2$

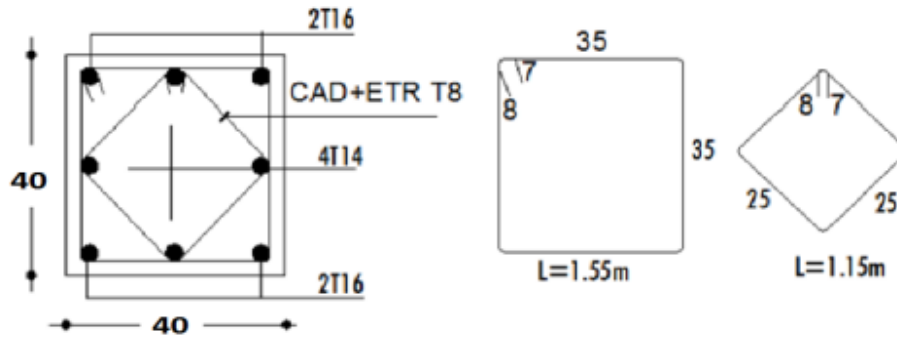


Figure VI.1.5 : Coupe du ferrailage des poteaux 35x35

VI.2 : Ferraillage des poutres

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferraillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- $1.35G+1.5Q$ à l'ELU.
- $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003.
- $0.8G\pm E$RPA 99 révisé 2003.

VI.2.1 Recommandations du RPA version 2003

Pour les armatures longitudinales, le RPA recommande :

1) Pourcentage total minimum

$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$ en toute section.

- **Poutres principales (25 x 35) :** $A_{min} = 0.005(25 \times 35) = 4.375 \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires (25 x 35) :** $A_{min} = 0.005(25 \times 35) = 4.375 \text{ cm}^2$

2) Pourcentage total maximum

$A_{max} = 4\% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante.

$A_{max} = 6\% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

- **Poutres principales (25 x 35)**
Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$
Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (25 \times 35) = 52.5 \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires (25 x 35)**
Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$
Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (25 \times 35) = 52.5 \text{ cm}^2$

VI.2.2 Etapes de calcul de ferraillage

1) Calcul du moment réduit « μ »

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

2) Calcul du moment réduit limite « μ_1 »

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l »

a. 1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc}=0$.

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

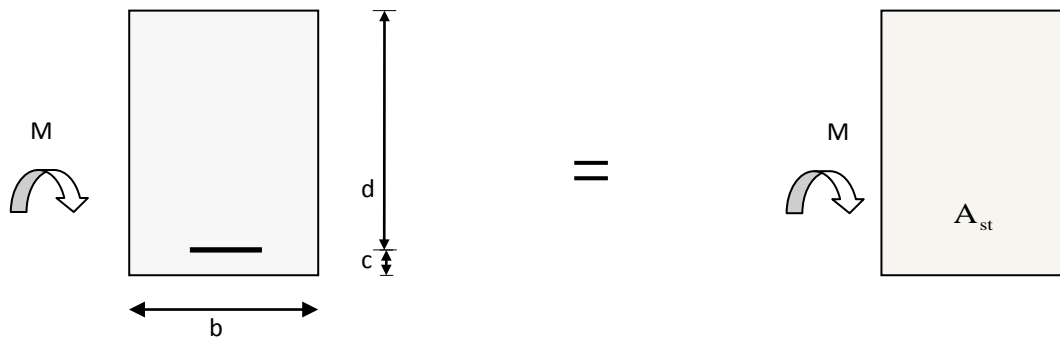


Figure VI.2.1: Disposition des armatures tendus S.S.A

b. 2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

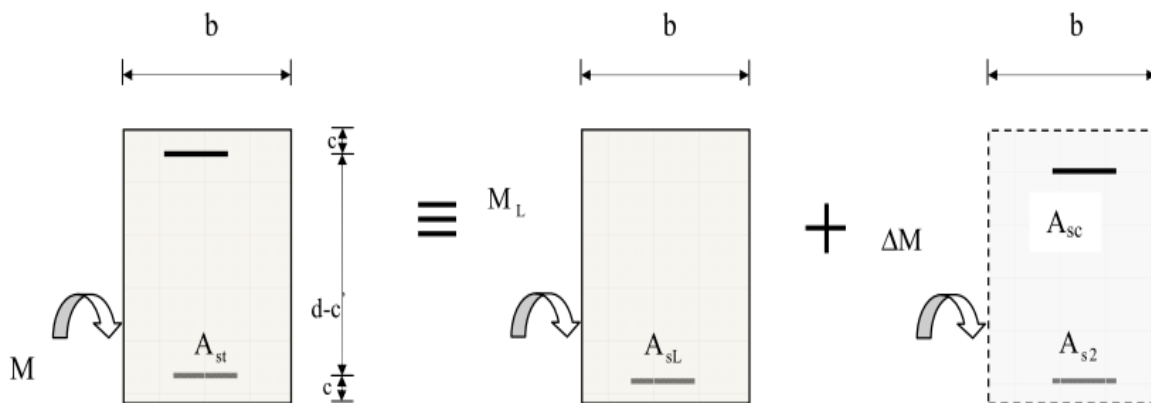


Figure VI.2.2 : Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} \quad , \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad , \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

VI.2.3 Ferraillage des poutres

Après avoir extrait les efforts, nous déterminons avec les moments extrêmes, les sections d'acier nécessaires au niveau des appuis et des travées et on cherche pour l'ensemble de la poutre le ferraillage longitudinal qui convient.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

1) Poutre principale:

a. Aux appuis

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{90.6 \times 10^2}{25 \times 32^2 \times 1.42} = 0.157 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.854$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{90.6 \times 10^2}{0.854 \times 32 \times 34.8} = 9.52 \text{ cm}^2$$

b. En travées

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{61.787 \times 10^2}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.169 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.930$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{61.787 \times 10^2}{0.930 \times 32 \times 34.8} = 5.96 \text{ cm}^2$$

2) Poutre secondaires

a. Aux appuis

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70.738 \times 10^2}{25 \times 32^2 \times 1.848} = 0.149 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.918$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{70.738 \times 10^2}{0.918 \times 32 \times 40} = 6.02 \text{ cm}^2$$

b. En travées

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{54.02 \times 10^2}{25 \times 32^2 \times 1.848} = 0.114 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.939$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{54.02 \times 10^2}{0.939 \times 32 \times 40} = 4.49 \text{ cm}^2$$

V.2.4 Ferraillage des poutres

1) Ferraillage des poutres principales

Zone	localisation	Mu	ν	obs	β	A cal	A adopte
Zone 1	Travée	61.787	0.169	SSA	0.906	6.12	3HA14+3HA12=8.01
	Appui	90.6	0.249		0.854	9.52	3HA14+3HA16=10.65
Zone 2	Travée	57.452	0.158	SSA	0.914	5.64	3HA14+3HA12=8.01
	Appui	87.888	0.241		0.859	9.18	3HA14+3HA16=10.65
Zone 3	Travée	62.105	0.170	SSA	0.906	4.49	3HA14+3HA12=8.01
	Appui	92.901	0.255		0.849	9.82	3HA14+3HA16=10.65

Tableau VI.2.1: Ferraillage des poutres principales

1) Ferraillage des poutres secondaires

Zone	localisation	Mu	ν	obs	β	A cal	A adopte
Zone 1	Travée	38.775	0.081	SSA	0.957	3.16	3HA14=4.62
	Appui	39.616	0.083		0.956	3.23	3HA14+2HA12=6.88
Zone 2	Travée	53.563	0.113	SSA	0.939	4.45	3HA14=4.62
	Appui	57.342	0.121		0.935	4.79	3HA14+2HA12=6.88
Zone 3	Travée	54.02	0.114	SSA	0.939	4.49	3HA14=4.62
	Appui	70.738	0.149		0.918	6.02	3HA14+2HA12=6.88

Tableau VI.20: Ferraillage des poutres secondaires

V.2.5 Vérifications à l'ELU

1) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5 %** en toute section.

		A _{st}	A _{min}	vérifications
Poutres principales	En travée	8.01	4.375	CV
	Aux appuis	10.65		CV
Poutres secondaires	En travée	4.62	4.375	CV
	Aux appuis	6.88		CV

Tableau VI.2.2 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

2) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t

	Calcul de S_t (cm)			A_t	Ferrailage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [8.75;14.4]	$S_t = 7$	0.525	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$	1.125	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [7.5;14.4]	$S_t = 7$	0.525	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$ cm	$S_t = 15$	1.125	

Tableau VI.2.3: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

3) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU;}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Principales	T_{\max}	139.38	25	33	1.74	3.33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{\max}	101.35	25	27	1.26	3.33	Condition vérifiée

Tableau VI.2.4: Vérification au cisaillement.

4) Influence de l'effort tranchant

a. Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)

On se doit de vérifier la relation :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	\bar{T}_u (KN)	Observation
Principales	T_{\max}	139.38	25	32	25	480	Condition vérifiée
Secondaires	T_{\max}	101.35	25	32	25	450	Condition vérifiée

Tableau VI.2.5: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

b. Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si: $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Pour les poutres principales: $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 139.38 - \frac{90.6}{0.9 \times 0.32} = -175.2 < 0$

Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 101.35 - \frac{70.643}{0.9 \times 0.32} = -143.93 < 0$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

5) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL

[Art A.6.1.3]

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :

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

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**

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

Poutres principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.6) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{139.38 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 282.6} = 1.71 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.2) = 24.492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{101.35 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 244.92} = 1.44 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

6) Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22]

Longueur de scellement :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

avec: $\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour les \emptyset_{16} : $L_s = 56.43 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à : $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \emptyset_{16} : $L_a = 22.57 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 19.75 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 16.93 \text{ cm}$

V.2.5 Vérifications à L'ELS**1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1)**

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

Avec: $A_{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

		A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutres principales	En travée	8.01	0.966	Condition vérifiée
	Aux appuis	10.65	0.966	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	4.62	0.966	Condition vérifiée
	Aux appuis	6.88	0.966	Condition vérifiée

Tableau VI.2.6: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.**2) Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

3) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5]

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS: $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- Poutres principales

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm} \\ f_{\text{ETABS}} = 0.065 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{ETABS}} = 0.065 \text{ cm} < \bar{f} = 0.96 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

- Poutres secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm} \\ f_{\text{ETABS}} = 0.006 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{ETABS}} = 0.006 \text{ cm} < \bar{f} = 0.76 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

4) Vérification des contraintes

a. Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

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

b. Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

➤ Poutres principales

Zone	localisation	Ms	As	ρ	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	A adopte
Zone 1	Travée	44.84	8.01	1.014	0.860	20.71	203.41	348	9.82	15	CV
	Appui	65.751	10.65	1.347	0.845	17.26	228.32	348	13.22	15	CV
Zone 2	Travée	41.993	8.01	1.014	0.860	20.71	190.50	348	9.2	15	CV
	Appui	64.23	10.65	1.347	0.845	17.26	223.04	348	12.92	15	CV
Zone 3	Travée	45.589	8.01	1.014	0.860	20.71	206.81	348	9.98	15	CV
	Appui	67.899	10.65	1.347	0.845	17.26	235.78	348	13.66	15	CV

Tableau VI.2.7: Vérification de la contrainte dans le béton des poutres principale

➤ **Poutres secondaires**

Zone	localisation	Ms	As	ρ	β	K_1	σ_{st}	σ_{st}^-	σ_{bc}	σ_{bc}^-	Condition
Zone 1	Travée	16.363	4.62	0.580	0.887	29.25	124.78	348	4.26	15	CV
	Appui	17.363	6.88	0.865	0.868	22.88	90.86	348	3.97	15	CV
Zone 2	Travée	25.895	4.62	0.580	0.887	29.25	135.50	348	4.63	15	CV
	Appui	28.297	6.88	0.766	0.868	22.88	167.78	348	7.33	15	CV
Zone 3	Travée	36.962	4.62	0.580	0.887	29.25	193.42	348	6.61	15	CV
	Appui	41.053	6.88	0.766	0.868	22.88	243.42	348	10.6	15	CV

Tableau VI.2.8: Vérification de la contrainte dans le béton des poutres principale

VI.3 : Ferrailage des voiles.

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

VI.3.1 Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VI.3.1.1 Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Découpage du diagramme en bandes (d) : des contraintes en bandes de largeur (d)

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimé :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \text{ Avec :}$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

-Section entièrement comprimée (exemple avec 3 bandes)

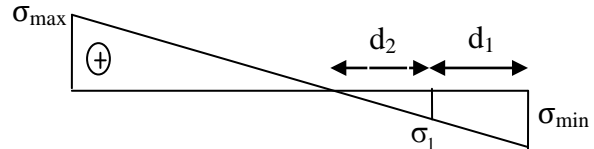
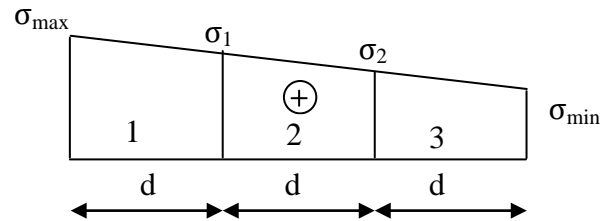
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile

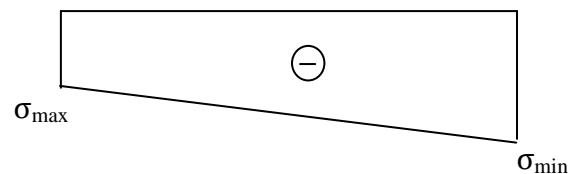
-Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_i \times e$$



-Section entièrement tendue

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e \quad N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times L \times e$$



a) Armatures verticales

-Section entièrement comprimée pour une bande i

$$A_{v_i} = \frac{N_i - B_i \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

-Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i

$$A_{v_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

b) Armatures minimales

-Section entièrement comprimée

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

-Section partiellement comprimée

$$A_{\min} \geq \left\{ \frac{0.23.B.f_{t28}}{f_e} ; 0.005B \right\}. \quad \text{Avec : } \mathbf{B}: \text{section du béton tendue.}$$

-Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \left\{ \frac{B.f_{t28}}{f_e} ; 0.15\%B. \right\}$$

Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)

$$A_{\min} \geq 0.002 B$$

Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003)

c) Armatures horizontales

Exigence du RPA (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

- $A_H > 0,15\% \times B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

d) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$

-Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\% B$

e) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

f) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min\{30\text{cm}, 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

h) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i) 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.3.1.2 Vérification**a Vérification à L'ELS**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} ; V = 1.4 \times V_U$$

Avec

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

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

Il faut vérifier que :

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

Avec :

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement (Art 5.1, 2 I /BAEL91 modifiées 99).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

5. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal $L = 3,95\text{m}$ sur la zone 1. (VT1)

a. Caractéristiques géométriques :

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de la zone I :

$L = 4.4\text{m}$, $e = 0.20\text{ m}$

b. Sollicitations de calcul :

On calcule les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 3950.06\text{KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -8041.49\text{KN/m}^2$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3950.06}{3950.06 + 8041.49} \times 4.4 = 1.449\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 4.4 - 1.449 = 2.951\text{m}$$

d. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{3.39}{2}, \frac{2}{3} \times 1.449\right) = \min(1.695; 0.966) = 0.966\text{m}$$

$$\text{Avec : } h_e = \square_{\text{étage}} - \square_{\text{poutre}} = 3.74 - 0.35 = 3.39\text{ m}$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-8041.49(2.951 - 0.966)}{2.951} = -5408.13\text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-8041.49 - 5408.13}{2} \times 0.966 \times 0.2 = -1299.23\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-5408.13}{2} \times 0.966 \times 0.2 = -522.42\text{KN}$$

e. Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1299.23}{400 \times 10^{-1}} = 32.48 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{522.42}{400 \times 10^{-1}} = 13.06 \text{ cm}^2$$

f. Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{679.67 \times 1.4}{400 \times 10^{-1}} = 26.17 \text{ cm}^2$$

g. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B \right)$$

$$= \max \left(\frac{96.6 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 96.6 \times 20 \right)$$

$$A_{\min} = \max (10.14; 3.86) = 10.14 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (32.48) + \left(\frac{26.17}{4}\right) = 39.02 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (13.06) + \left(\frac{26.17}{4}\right) = 19.60 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

Ferrailage adopté :**Tableau VI.3.1 : Ferrailage adopté.**

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 42,11 \text{ cm}^2$	$2 \times 11 \text{ HA}16 = 44,23 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$
2 ^{eme} bande	$A_2 = 20,98 \text{ cm}^2$	$2 \times 10 \text{ HA}12 = 22,62 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$

h. Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{44,23}{4} = 11,06 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 15 \times 395 = 8,89$

On prend : $A_H = 11,06 \text{ cm}^2$.

Soit : $2 \times 5 \text{ HA}12 = 11,3 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m de hauteur ; avec } S_H = 20 \text{ cm.}$

i. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

j. Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 22,5 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm et } 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

$S_h = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

▪ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{320,61 \times 10^3}{0,59 \times 10^6 + 15 \times 65,78 \times 10^2} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 1082,15 \times 10^3}{150 \times 0,9 \times 3060} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{1082,15 \times 10^3}{150 \times 0,9 \times 3060} = 2,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Ferrailage des voiles longitudinales VT1

Tableau VI.3.2 : Ferrailage des voiles longitudinales VT1

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,4	4,4	4,4
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,88	0,88	0,88
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3950,06	3130,76	2301,65
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8041,49	-5014,3	-4327,05
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	679,67	602,51	490,04
	L _t (m)	2,95	2,71	2,87
	L _c (m)	1,45	1,69	1,53
	d (m)	1,475	1,354	1,436
	σ_1 [KN/m ²]	4020,745	2507,150	2163,525
	N (kN)	N ₁	1779,56	1018,69
		N ₂	593,185	339,562
	A _v (cm ²)	A _{v1}	44,49	25,47
		A _{v2}	14,83	8,49
	A _{vi} (cm ²)	26,17	23,20	18,87
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} / 4	51,03	31,27
		A2=A _{v2} +A _{vi} / 4	21,37	14,29
	A _{min} (cm ²)	15,49	14,22	15,08
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	52,28	33,87
		Bonde 2	24,13	15,39
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 13HA16	2x 11HA14
		Bonde 2	2x 6HA16	2x 5HA14
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,43	4,06
	A _H /nappe (cm ²)		13,07	8,47
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA14/nappe	8HA12/nappe
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,858	0,761
		τ_b (MPa)	1,201	1,065
	ELS	N _s (kN)	1505,85	1222,23
		σ_b (MPa)	1,51	1,28

➤ Ferrailage des voiles longitudinales VT2

Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles longitudinales VT2

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,8	4,8	4,8
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,96	0,96	0,96
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		4137,67	3532,13	3322,49
	σ_{\min} [KN/m ²]		-7211,53	-4840,09	-4541,32
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		761,68	676,72	546,22
	L _t (m)		3,05	2,77	2,77
	L _c (m)		1,75	2,03	2,03
	d (m)		1,525	1,387	1,386
	σ_1 [KN/m ²]		3605,765	2420,045	2270,660
	N (kN)	N ₁	1649,65	1007,32	944,13
		N ₂	549,884	335,774	314,711
	A _v (cm ²)	A _{v1}	41,24	25,18	23,60
		A _{v2}	13,75	8,39	7,87
	A _{vi} (cm ²)		29,32	26,05	21,03
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	48,57	31,70	28,86
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	21,08	14,91	13,13
	A _{min} (cm ²)		16,01	14,57	14,55
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	52,28	33,87	29,41
		Bonde 2	24,13	15,39	15,83
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x13HA16	2x11HA14	2X13HA12
		Bonde 2	2x6HA16	2x5HA14	2 x 7HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,58	4,16	4,16
	A _H /nappe (cm ²)		13,07	8,47	7,35
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA14/nappe	8HA12/nappe	8HA10/nappe
	S =20cm		(A=15,39cm ²)	(A=9,05cm ²)	(A=9,05cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,882	0,783	0,632
		τ_b (MPa)	1,234	1,097	0,885
	ELS	N _s (kN)	1576,23	1239,92	887,19
		σ_b (MPa)	1,47	1,20	0,86

➤ **Ferraillage des voiles transversales VL1****Tableau VI.3.4 : Ferraillage des voiles transversales VL1**

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,55	1,55	1,55
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,31	0,31	0,31
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1988,14	1794,46	1365,03
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8043,89	-4710,03	-4215,43
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	100,22	61,33	61,22
	L _t (m)	1,24	1,12	1,17
	L _c (m)	0,31	0,43	0,38
	d (m)	0,621	0,561	0,585
	σ_1 [KN/m ²]	4021,945	2355,015	2107,715
	N (kN)	N ₁	749,78	396,49
		N ₂	249,928	132,162
	A _v (cm ²)	A _{v1}	18,74	9,91
		A _{v2}	6,25	3,30
	A _{vi} (cm ²)		3,86	2,36
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	19,71	10,50
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	7,21	3,89
	A _{min} (cm ²)		6,52	5,89
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	20,36	12,57
		Bonde 2	9,05	6,28
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x9HA12	2x8HA10
		Bonde 2	2x4HA12	2x4HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm
		Bonde 2	12 cm	12 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,86	1,68
	A _H /nappe (cm ²)		5,09	3,14
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10/nappe	6HA10/nappe
	S =20cm		(A=6,28cm ²)	(A=4,71cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,359	0,220
		τ_b (MPa)	0,503	0,308
	ELS	N _s (kN)	1057,49	866,85
		σ_b (MPa)	2,99	2,56

➤ Ferrailage des voiles transversales VL2

Tableau VI.3.5 : Ferrailage des voiles transversales VL2

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,35	2,35	2,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,47	0,47	0,47
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3337,46	1579,61	1380,86
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8905,81	-4886,83	-4726,48
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	250,16	159,38	147,46
	L _t (m)	1,71	1,78	1,82
	L _c (m)	0,64	0,57	0,53
	d (m)	0,855	0,888	0,909
	σ_1 [KN/m ²]	4452,905	2443,415	2363,240
	N (kN)	N ₁	650,91	644,69
		N ₂	216,969	214,898
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16,27	16,12
		A _{v2}	5,42	5,37
	A _{vi} (cm ²)		6,14	5,68
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	17,81	17,54
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6,96	6,79
	A _{min} (cm ²)		9,32	9,55
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,1	18,1
		Bonde 2	11,31	11,31
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x11HA16	2x8HA12
		Bonde 2	2x4HA16	2x5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,66	2,73
	A _H /nappe (cm ²)		4,53	4,53
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10/nappe	6HA10/nappe
	S =20cm		(A=9,42cm ²)	(A=4,71cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,591	0,349
		τ_b (MPa)	0,527	0,488
	ELS	N _s (kN)	1167,83	895,64
		σ_b (MPa)	2,27	1,74

➤ **Ferraillage des voiles transversales VL3****Tableau VI.3.6 : Ferraillage des voiles transversales VL3**

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,7	1,7	1,7
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,34	0,34	0,34
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		1402,13	1076,2	654,05
	σ_{\min} [KN/m ²]		-4514,43	-2827,31	-1777,25
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		425,96	388,37	312,35
	L_t (m)		1,30	1,23	1,24
	L_c (m)		0,40	0,47	0,46
	d (m)		0,649	0,616	0,621
	σ_1 [KN/m ²]		2257,215	1413,655	888,625
	N (kN)	N₁	439,18	261,10	165,64
		N₂	146,395	87,032	55,214
	A_v (cm²)	A_{v1}	10,98	6,53	4,14
		A_{v2}	3,66	2,18	1,38
	A_{vi} (cm²)		16,40	14,95	12,03
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vi}/4	15,08	10,27	7,15
		A2=A_{v2}+A_{vi}/4	7,76	5,91	4,39
	A_{min} (cm²)		6,81	6,46	6,52
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	15,83	11	9,42
		Bonde 2	9,05	7,85	7,85
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x7HA12	2x7HA10	2x6HA10
		Bonde 2	2x4HA12	2x5HA10	2x5HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		1,95	1,85	1,86
	A_H /nappe (cm²)		3,96	2,75	2,36
	Choix des barres/nappe (cm²)		6HA10/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe
	S=20cm		(A=4,71cm²)	(A=3,93cm²)	(A=3,93cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,392	1,269	1,021
		τ_b (MPa)	1,949	1,777	1,429
	ELS	N_s (kN)	601,62	471,01	331,22
		σ_b (MPa)	1,59	1,28	0,91

➤ **Ferraillage des voiles transversales VL4****Tableau VI.3.7 : Ferraillage des voiles transversales VL4**

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,75	1,75	1,75
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,35	0,35	0,35
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1420,25	1101,3	702,05
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4530,15	-2880,15	-1780,96
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	461,21	415,32	328,41
	L _t (m)	1,33	1,27	1,26
	L _c (m)	0,42	0,48	0,49
	d (m)	0,666	0,633	0,628
	σ_1 [KN/m ²]	2265,075	1440,075	890,480
	N (kN)	N ₁	452,67	273,46
		N ₂	150,889	91,152
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11,32	6,84
		A _{v2}	3,77	2,28
	A _{vi} (cm ²)		17,76	15,99
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	15,76	10,83
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	8,21	6,28
	A _{min} (cm ²)		6,99	6,65
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	15,83	11
		Bonde 2	9,05	7,85
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 7HA12	2x 7HA10
		Bonde 2	2x 4HA12	2x 5HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm
		Bonde 2	12 cm	12 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,00	1,90
	A _H /nappe (cm ²)		3,96	2,75
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10/nappe	5HA10/nappe
	S _H =20cm		(A=4,71cm ²)	(A=3,93cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1,464	1,318
		τ_b (MPa)	2,050	1,846
	ELS	N _s (kN)	680,97	498,96
		σ_b (MPa)	1,76	1,32

Chapitre VII

Etude du mur plaque

VII.1 Etude du mur plaque

Introduction

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

Dans notre cas le mur sera placé sur toute la longueur du bâtiment

VII.1 Dimensionnement:

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

On adopte une épaisseur $e = 25$ cm.

VII.2 Détermination des sollicitations:

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

K_0 : Coefficient de poussée :

VII.3 Les caractéristiques mécanique et physique du sol

- Surcharge éventuelle : $q=10\text{KN/m}^2$
- Poids volumique des terres (remblai) : $\gamma=18\text{KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\phi=30^\circ$
- Cohésion : $C=0$
- Contrainte du sol : $\sigma=200\text{KN/m}^2$

Les caractéristiques qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \quad \text{tel que : } 0 < h < H$$

Avec :

σ_h : contrainte horizontale

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

σ_v : contrainte verticale

Puisque le sol est pulvérulent \rightarrow la relation de Jacky est applicable

$$\Rightarrow K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

ϕ : angle de frottement interne.

✚ Calcul à l'ELU:

$$\sigma h = K_0 \times \sigma v = K_0 \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (1.5 \times 10) = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.74\text{m} \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 3.74 + 1.5 \times 10) = 52.94 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 7.48\text{m} \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 7.48 + 1.5 \times 10) = 98.38 \text{ KN/m}^2$$

✚ Calcul à l'ELS:

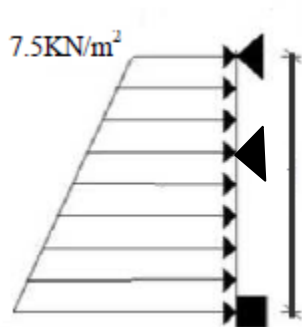
$$\sigma h = K_0 \times \sigma v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (10) = 5 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 3\text{m} \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (18 \times 3.74 + 10) = 38.66 \text{ KN/m}^2$$

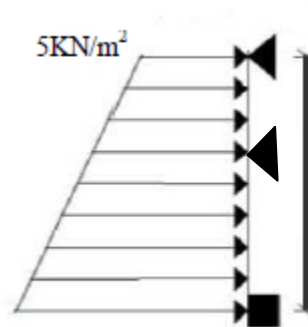
$$h = 7.48\text{m} \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (18 \times 7.48 + 10) = 72.32 \text{ KN/m}^2$$

ELU



98.38 KN/m²

ELS



72.32 KN/m²

Figure VI.1 : diagrammes des contraintes en (KN/m²)

Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m :

$$P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m}$$

Le tableau suivant résume les résultats :

	P_u (Kn/ml)
ELU	75.66
ELS	55.49

Conclusion :

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul ELU

$$q_{\max} = q_u = 75.66 \text{ ml}$$

VII.4 Ferrailage du mur plaque :**a) Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des poutres et des poteaux.

b) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
0,3appui de rive.
0,5 Autre appuis.

Identification des panneaux :

$$l_x = 3.74\text{m}$$

$$l_y = 3.8\text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.74}{3.80} = 0.98 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\bullet \text{ A l'ELU : } \rho = 0.98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0385 \\ \mu_y = 0.956 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0385 \times 75.66 \times 3.74^2 = 40.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.956 \times 40.74 = 38.94 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments :**▪ Sens x-x :**

$$M_a = -0.5 \times 40.74 = -20.37 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 40.74 = 30.55 \text{ KN.m}$$

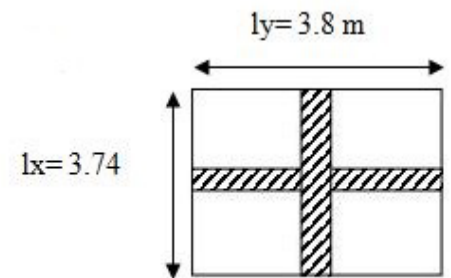
▪ Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 38.94 = -19.47 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 38.94 = 29.205 \text{ KN.m}$$

• A l'ELS:

$$\rho = 0.98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0459 \\ \mu_y = 0.970 \end{cases}$$



$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0459 \times 55.49 \times 3.74^2 = 35.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0X} = 0.970 \times 35.62 = 34.55 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments :**

▪ **Sens x-x :**

$$M_a = -0.5 \times 35.62 = \mathbf{-17.81 \text{ KN.m}}$$

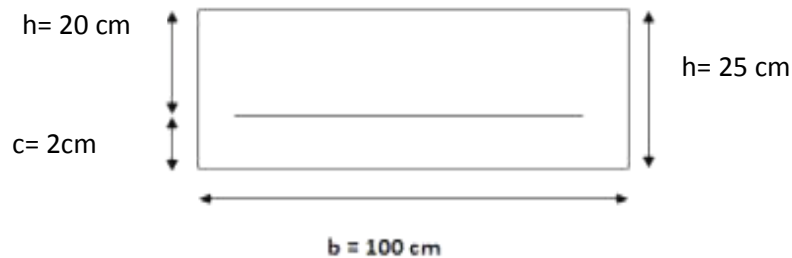
$$M_t = 0.75 \times 35.62 = \mathbf{26.71 \text{ KN.m}}$$

▪ **Sens y-y :**

$$M_a = -0.5 \times 34.55 = \mathbf{-17.27 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 34.55 = \mathbf{25.91 \text{ KN.m}}$$

VII.5 Calcul de section d'armature :



Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_1	section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	st (c m)
Xx	Appuis	20.37	0.044	0.392	SSA	0.943	3.32	2	6HA12 =6.79	15
	Travée	30.55	0.066	0,392	SSA	0.911	5.04	2	6HA12 =6.79	15
Yy	Appuis	19.47	0.042	0,392	SSA	0.945	3.17	2	6HA12 =6.79	15
	Travée	29.205	0.063	0,392	SSA	0.915	4.82	2	6HA12 =6.79	15

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \\ A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \end{array} \right.$$

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles par m² de HA8.

VII.6 Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

➤ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \text{ avec } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

➤ Dans le béton :

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

⇒ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 7.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
X-X	Appuis	6.75	17.81	0.295	0.914	43.14	124.77	201.63	2.89	15	Cv
	Travée	6.75	26.71	0.295	0.914	43.14	187.12	201.63	4.34	15	Cv
Y-Y	Appuis	6.75	17.27	0.295	0.914	43.14	120.99	201.63	2.8	15	Cv
	Travée	6.75	25.91	0.295	0.914	43.14	181.52	201.63	4.21	15	Cv

• **Etat limite de déformation :**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h_t : Hauteur total **20cm**

l_x : portée entre nus d'appuis

M_{ts}^{max} : Moment max a l'ELS

M_0 : Moment max de la travée isostatique

A_{st} : Section des armatures **5.65 cm²**

b : largeur de la section **100cm**

d : hauteur utile de la section droite **18cm**

AN :

sens XX :

- $\frac{h}{l} = 0.0668 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**
- $\frac{h}{l} = 0,0668 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{26.71}{20 \times 35.62} = 0,0385 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**
- $\frac{A}{bd} = \frac{6.79}{100 \times 23} = 0.003 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**

sens YY

- $\frac{h}{l} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**
- $\frac{h}{l} = 0,0668 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{25.91}{20 \times 34.55} = 0,0385 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**
- $\frac{A}{bd} = \frac{6.79}{100 \times 23} = 0.003 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VIII Etude de l'infrastructure

Introduction

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

VIII.1 Type de fondation

1) Fondations superficielles

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

2) Fondation semi profondes

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction se trouve à une profondeur supérieure à 2m .

On peut citer :

- **Les puits** : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

3) Fondations profondes

Elles sont utilisées pour des sols de faible capacité portante lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieur à **5 m**, on distingue :

- **Les pieux** : qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriquées introduites, dans des forages dans le sol.

VIII.2 Différentes fonctions des fondations

- Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme.....etc.).
- imitation des tassements compatibles.

VIII.3 Etude de sol

Une étude préalable du sol a donné la valeur $0.28 \text{ MPa} = 2.8 \text{ bars}$ pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

VIII.4 Choix de la fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement.
- Le mode constructif.
- Stabilité totale de l'ouvrage.

Dans le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier en fonction des résultats de dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable :

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol} = 2.8 \text{ bar} = 280 \text{ kN/m}^2$.

a. Semelle isole

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer l'effort normal () qui est obtenue a la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k = 1 \quad A=B \text{ (poteau carre)}$$

$$\text{D'ou : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} \quad \text{avec : } N_{ser} = 1407.73 \text{ kN} ; \bar{\sigma}_{sol} = 2.8 \text{ bar} = 280 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1407.73}{280}} = 2.28 \text{ m} \longrightarrow B = 2.3 \text{ m}$$

Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

b. Semelles filantes

➤ Semelles filantes sous poteaux

➤ Hypothèses de calcul

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ Etape de calcul

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de centre d'appui : $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$
- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

Si $e > \frac{L}{6} \implies$ Répartition triangulaire.

Si $e \leq \frac{L}{6} \implies$ Répartition trapézoïdale.

Avec : $q_{min}^{max} = \frac{R}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$; $q_{L/4} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}}$

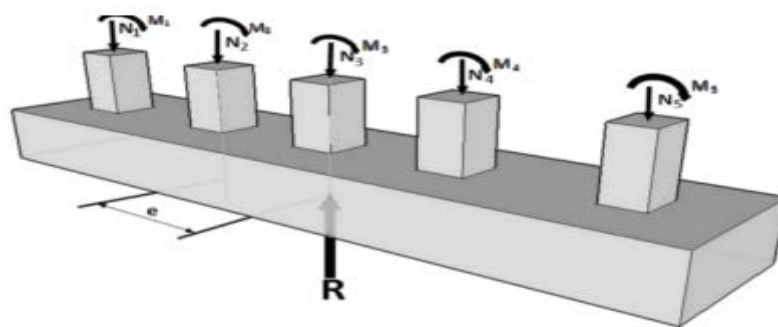


Figure VIII .1 : Semelle filante.

➤ **Semelles filantes sous voiles**

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante:

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \quad \text{D'où :} \quad B \geq \frac{N_s}{L.\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle ;

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol ;

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.1: Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)

Voile sens longitudinal					
Fils	Voile	L(m)	N _s (KN)	B(m)	S = B.L (m ²)
1	VT1/ VT2	9.2	2294.05	0.52	4.784
2	VT1 / VT2	9.2	2315.12	0.53	4.876
La somme des surfaces					9.66

Tableau VIII.2: Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)

Voile sens transversal					
Fils	Voile	L(m)	N _s (KN)	B(m)	S = B.L (m ²)
1	VL1	1.55	1855.31	2.51	3.89
2	VL2	2.35	2687.07	2.4	5.64
3	VL3 / VL4	3.45	1516.46	0.92	3.174
La somme des surfaces					12.704

Soit une section totale S_v : **12.704+9.66=22.364 m²**

➤ Application

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicité)

On fera le calcul sur le portique longitudinal (2)

➤ Détermination de la résultante des charges

Tableau VIII.3: résultante des charges sous poteaux à ELS

Poteaux	$N_s(KN)$	$M_s(KN.m)$	$e_i(m)$	$N_i.e_i(KN.m)$
H7	478.47	-0.512	1.5	717,705
H6	886.17	-0.335	6	5317,02
H4	1194.02	2.438	9.95	11880,499
H3	1043.72	-4.175	-0.85	-887,162
H2	1407.73	1.09	-5.25	-7390,5825
H1	910.13	-0.325	-9.95	-9055,7935
Sommes	5920.24	-1.819	/	581.686

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

➤ Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i = 5920.24 KN$$

➤ Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{581.686 - 1.819}{5920.24} = 0.098 m$$

➤ Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire :

$$e = 0.098 m < \frac{L}{6} = \frac{19.9}{6} = 3.31m \implies \text{Répartition trapézoïdale.}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5920.24}{19.9} \left(1 + \frac{6 \times (0.098)}{19.9} \right) = 306.29 KN/ml \\ q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5920.24}{19.9} \left(1 - \frac{6 \times (0.098)}{19.9} \right) = 288.71 KN/ml \\ q_{L/4} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{5920.24}{19.9} \left(1 + \frac{3 \times (0.098)}{19.9} \right) = 301.89 KN/ml \end{array} \right.$$

- Détermination de la largeur B de la semelle

$$B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}} = \frac{301.89}{280} = 1.08 \text{ m}$$

On prend :

$$B = 1.2 \text{ m}$$

$$S_p = B \cdot L = 1.2 \cdot 19.9 = 23.88 \text{ m}^2$$

Avec :

S_p : Surface totale des semelles filantes sous poteaux.

Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est:

$$S_{tot} = S_v + nS_p$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{tot} = S_v + nS_p = 22.364 + (19.9 \times 2 \times 1.2) + (6 \times 2 \times 1.2) + (15.2 \times 4 \times 1.2) = 157.484 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{tot} = 157.484 \text{ m}^2$$

- **La surface totale du bâtiment**

$$S_{bâtiment} = 19.9 \times 24.6$$

$$S_{bâtiment} = 489.54 \text{ m}^2$$

- **Calcul du rapport**

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} = \frac{157.484}{489.54} = 0.3216$$

La surface totale des semelles représente **32.16%** de la surface du bâtiment.

Conclusion

Vu que les semelles occupent moins de 50% de la surface du sol d'assise, on opte pour une semelle filante pour notre bâtiment.

VIII.5 Calcule des semelles filantes

a. semelle sous poteau

▪ Dimensionnement de la semelle sous poteau

$$\text{Hauteur de la semelle : } h_s = \frac{B-b}{4} + 5$$

Avec :

A : Largeur de la semelle.

a : coté du poteau.

$$h_s = \frac{120-45}{4} + 5 = 23.75 \text{ cm}$$

Soit les dimensions suivantes :

$L = 4.8\text{m}$; $B = 120\text{cm}$; $h_s = 25\text{cm}$; $c = c' = 5\text{cm}$; $d = 20\text{cm}$

▪ Calcul de la poutre de rigidité

▪ Hauteur de la poutre de rigidité

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \frac{4.8}{9} \leq h_p \leq \frac{4.8}{6} \quad 0.53 \leq h_p \leq 0.8 \text{ m} \quad \text{soit } h_p = 80\text{cm}$$

▪ Largeur de la poutre de rigidité

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \Rightarrow 26.66 \leq b_p \leq 53.33\text{cm} \quad \text{soit } b_p = 35\text{cm}.$$

▪ Calcul du ferrailage

Tableau VIII.4 : Résultante des charges sous poteaux à ELU

Poteaux	$N_u(KN)$	$M_u(KN.m)$	$e_i(m)$	$N_i.e_i(KN.m)$
H7	652.43	-0.698	1.5	978.645
H6	1211.70	-0.458	6	7270.2
H4	1633.95	3.341	9.95	16257.8025
H3	1428.23	-5.719	-0.85	-1213.9955
H2	1926.25	1.395	-5.25	-10112.7075
H1	1243.24	-0.442	-9.95	-12370.238
Sommes	8095.8	-2.581	/	809.7065

▪ Détermination de la résultante des charges

$$R = \sum N_i = 8095.8\text{KN}$$

▪ Détermination des coordonnées de la structure

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{809.7065 - 2.581}{8095.8} = 0.1 \text{ m}$$

▪ Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire

$$e = 0.1 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{19.9}{6} = 3.31\text{m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{8095.8}{19.9} \left(1 + \frac{6 \times (0.1)}{19.9} \right) = 419.09 \text{ KN/ml} \\ q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{8095.8}{19.9} \left(1 - \frac{6 \times (0.1)}{19.9} \right) = 394.56 \text{ KN/ml} \\ q_{L/4} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{8095.8}{19.9} \left(1 + \frac{3 \times (0.1)}{19.9} \right) = 412.96 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow q_u = 412.96 \text{ KN/ml}$$

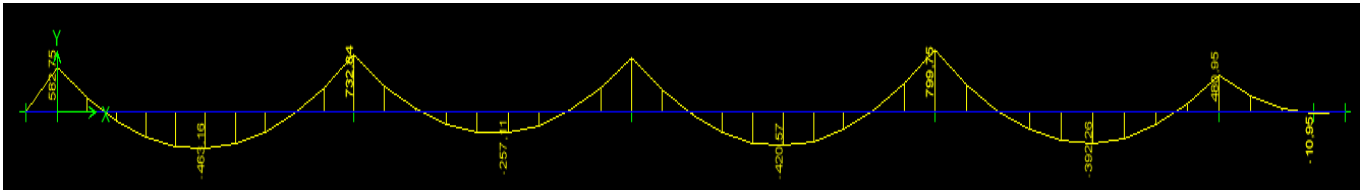


Figure VIII .2 : diagramme des moments de la poutre de rigidité sous poteaux à l'ELU

▪ **Armature transversal**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec : $b = 35 \text{ cm}$ $c = 5 \text{ cm}$ $d = 20 \text{ cm}$ $h = 80 \text{ cm}$

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{min} = \frac{0.23bd}{f_e} f_{t28} \quad (\text{BAEL 99 ; A.4.2.1})$$

Aux appuis :

Appuis	M(KN.m)	μ	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
B	799.75	0.04	0.980	11.72	3.17

Tableau VIII.5 : Ferrailages des appuis.

En travée :

Travée	M(KN.m)	μ	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
A-B	463.16	0.023	0.988	6.73	3.17

Tableau VIII.6 : Ferrailages de la travée.

▪ Ferrailage adopté

Aux appuis

Appuis	A_s (cm ²)	$A_{choisis}$ (cm ²)	$A_{adoptées}$ (cm ²)
A	11.72	4HA16+4 HA12	12.56

Tableau VIII.7 : armatures adoptées en appuis

En travées

Travée	A_s (cm ²)	$A_{choisis}$ (cm ²)	$A_{adoptées}$ (cm ²)
A-B	6.73	4HA16	8.04

Tableau VIII.8 : armatures adoptées en travée.

▪ Calcul des armatures transversales

$$\phi \leq \left\{ \frac{\square}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min} \right\} \longrightarrow \phi \leq \left\{ \frac{800}{35}; \frac{350}{10}; 12 \right\} \longrightarrow \phi \leq \{ 22.8 ; 35; 12 \} \longrightarrow \phi \leq 12 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est le suivant : HA12

Soit 4HA12 dont = 4.52cm²

▪ Détermination des espacements

- Zone nodale

$$S_t \leq \left\{ \frac{\square}{4}; 12\phi_{\min} \right\} \longrightarrow S_t \leq \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \longrightarrow S_t \leq \{ 40 ; 14.4 \} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{\square}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{80}{2} \longrightarrow S_t \leq 40 \longrightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

▪ Vérification des conditions du RPA sur la section d'armatures transversales

Selon le RPA99 dans l'article, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition

$$A_t \geq A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \quad \left. \vphantom{A_{\min}} \right\} \Longrightarrow A_t > A_{\min} \Longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Zone courante

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 30 \times 35 = 3.15 \text{ cm}^2 \quad \left. \vphantom{A_{\min}} \right\} \Longrightarrow A_t > A_{\min} \Longrightarrow \text{condition vérifier}$$

▪ **Vérification à l'ELU**
 - **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23bd}{f_e} f_{t28} = \frac{0.23 \times 35 \times 75}{400} \times 2.1 = 3.17 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 12.56 \text{ cm}^2 > 3.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifier

En travées : $A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > 3.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifier

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MP} \right\} \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

$$V_u = \frac{q_{ul}}{2} = \frac{412.96 \times 4.8}{2} = 991.104 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{991.104}{35 \times 25} = 1.13 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 1.13 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \rightarrow$ condition vérifier

➤ **Vérifications à l'ELS**

- Vérification de la contrainte dans le béton (Art B.6.5, 1 de BAEL 91)

On doit vérifier les conditions suivantes

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

La contrainte dans le béton

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

$$\rho = \frac{100 A_s}{b \cdot d}$$

La contrainte de l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

On a $q_s = 301.89 \text{ KN/ml}$

A l'aide de logiciel ETABS on détermine les moments dus à q_s

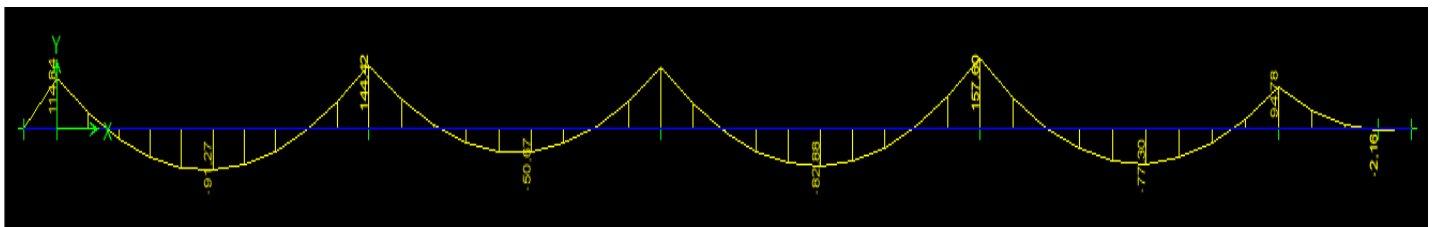


Figure VIII .3 : diagramme des moments de la poutre de rigidité sous poteaux à l'ELS

- **Aux appuis :** $M_a = 276.98 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 12.56}{35 \times 75} = 0.478$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A.\beta_1.d} = \frac{276.98 \times 10^6}{12.56 \times 10^2 \times 0.895 \times 750} = 328.53 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{328.53}{32.62} = 10.07 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

- **En travers :** $M_t = 91.27 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 10.3}{35 \times 75} = 0.392$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A.\beta_1.d} = \frac{160.4110^6}{8.04 \times 10^2 \times 0.903 \times 750} = 294.59 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{294.59}{36.55} = 8.06 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

■ Vérification de la contrainte dans les aciers

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 348 \text{ MPA}$$

- **Aux appuis**

$$\sigma_s = 328.53 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 348 \text{ MPA}$$

- **En travées**

$$\sigma_s = 294.59 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 348 \text{ MPA}$$

➤ Ferrailage de la semelle sous poteaux

$$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8d_b\sigma_{st}} = \frac{1926.25 \times (120-45)}{8 \times 20 \times 34.8} = 25.94 \text{ cm}^2$$

Soit 9HA20 $\Rightarrow A_s = 28.27 \text{ cm}^2$ avec un espacement ($e = 11 \text{ cm}$)

$$\Rightarrow A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{28.27}{4} = 7.06 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA14} (A_r = 7.70 \text{ cm}^2)$$

b. semelle sous voile

➤ Dimensionnement semelle sous voile

$$N_s = 2315.12 \text{ KN} \quad L = 9.2 \text{ m} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 280 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}.L} \quad B \geq \frac{2315.12}{280 \times 9.2} \quad B \geq 0.899 \text{ m}$$

Soit : $B = 1.20$ (on arrondit la largeur de la semelle à 1.20 m pour tenir compte éventuellement du poids propre de la semelle).

➤ Vérification

On doit vérifier que $\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec : $\sigma_{sol} = \frac{N_s + G_s}{B.L}$

➤ Condition de rigidité

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \Rightarrow \frac{120-20}{4} \leq d \leq 120-20 \Rightarrow 25 \leq d \leq 100 \text{ cm}$$

On prend $d = 35 \text{ cm}$ d'où $h = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$

$$\Rightarrow G_s = 25 \times 0.4 \times 1.2 \times 9.2 = 110.4 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{sol} = \frac{2315.12 + 110.4}{1.2 \times 9.2} = 219.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 219.70 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 280 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

➤ Ferrailage de la semelle

$$M_u = N_u \frac{(B-b)^2}{8.B} \text{ avec : } N_u = 3122.75 \text{ KN}$$

$$M_u = 3122.75 \times \frac{(1.2-0.2)^2}{8 \times 1.2} = 325.29 \text{ KN.m}$$

$$A_{ust} = \frac{M_u}{0.9 d \sigma_{st}} = \frac{325.29 \times 10^4}{0.9 \times 350 \times 348} = 29.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 10\text{HA}20 = 31.42 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement (e = 10 cm)}$$

➤ Armature de répartition

$$A = \frac{A_{st}}{4} = \frac{31.42}{4} = 7.855 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit à prendre : } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

➤ Ancrage des barres

$$\left. \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPA} \\ f_e = 400 \text{ MPA} \end{array} \right\} \frac{L_s}{\phi} = 35.3 \Rightarrow 35.3 \phi_{\max}$$

$$L_s = 35.3 \times 2$$

$$\text{On prend } L_s = 70.6 > \frac{B}{4} = 30 \text{ cm}$$

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et seront munis de crochets.

➤ Longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{B}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} = \frac{1.2}{4} \times \frac{400}{2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

VIII.6 Ferrailage des longrines

a. Rôles des longrines

Les longrines servent de chaînage pour semelles dans les deux sens, elles rigidifient l'infrastructure et empêchent les semelles de se déplacer les unes par rapport aux autres. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous d'une force égale :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : la valeur maximale des charges de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient de zone sismique et de la catégorie du site considéré :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Site } S_3 \\ \text{Zone II} \end{array} \right\} \alpha = 12 \text{ selon RPA 2003}$$

b. Dimensionnement de la longrine (Art 10.1.1.b de RPA 2003)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25x30cm (Site 3).

c. Ferrailage des longrines

On ferraillera une longrine soumise à l'effort normal (N) le plus défavorable et nous adopterons le même ferrailage pour toutes les longrines.

➤ Les armatures longitudinales

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

$$F = \frac{1926.25}{12} = 160.52 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{160.52}{34.8} = 4.61 \text{ cm}^2$$

On prend 4 HA 12 = 5.65 cm²/ml

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0.6% de la section totale.

$$A_{\min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

➤ Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min} \right\} \longrightarrow \phi \leq \left\{ \frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 12 \right\} \longrightarrow \phi \leq \{ 8.5; 25; 12 \} \longrightarrow \phi \leq 8.5 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est le suivant : HA8

➤ Espacement des cadres

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être

$$S_t \leq \min(20; 15\phi_1) \longrightarrow S_t \leq \min(20; 15 \times 12) \longrightarrow S_t \leq \min(20; 18) \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

conclusion général

CONCLUSION GENERALE

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

Bibliographie



BIBLIOGRAPHIE

Les livres:

📖 *Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI- *office des publications universitaires 1991;*

📖 *Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN- *EYROLLES 1992*;*

📖 *Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX- *3^{eme} édition 99*;*

📖 *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;*

📖 *Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99***

📖 *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;*

📖 *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93.***

📖 *Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;*

A.MEDJBER/M.HAFIAN/H.AÏMER

Outils informatiques

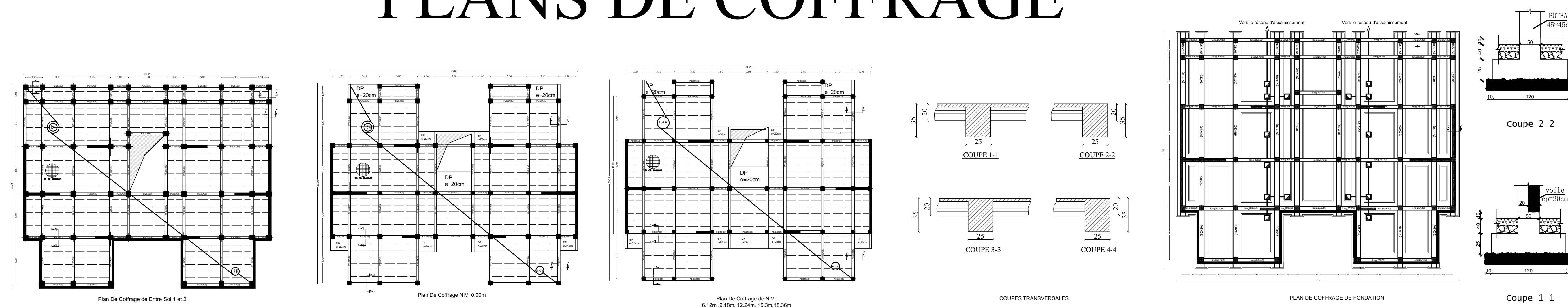
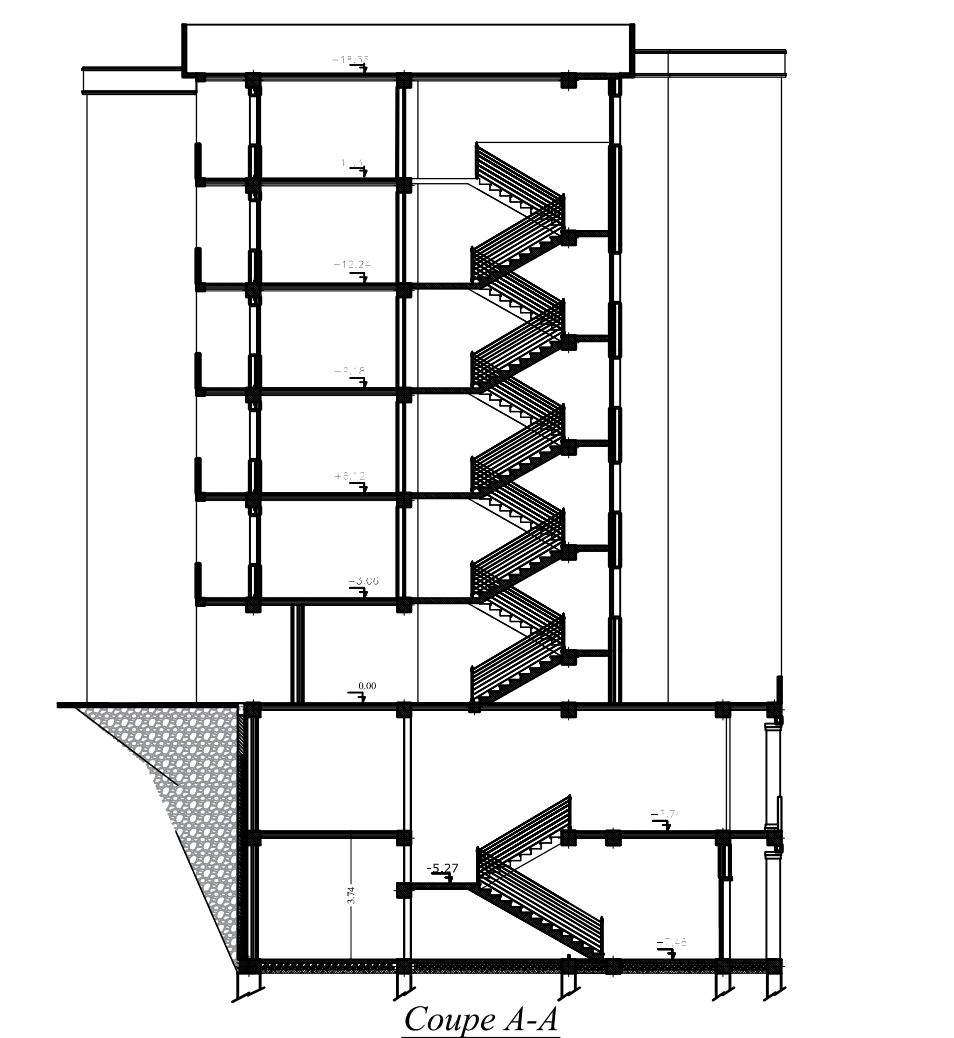
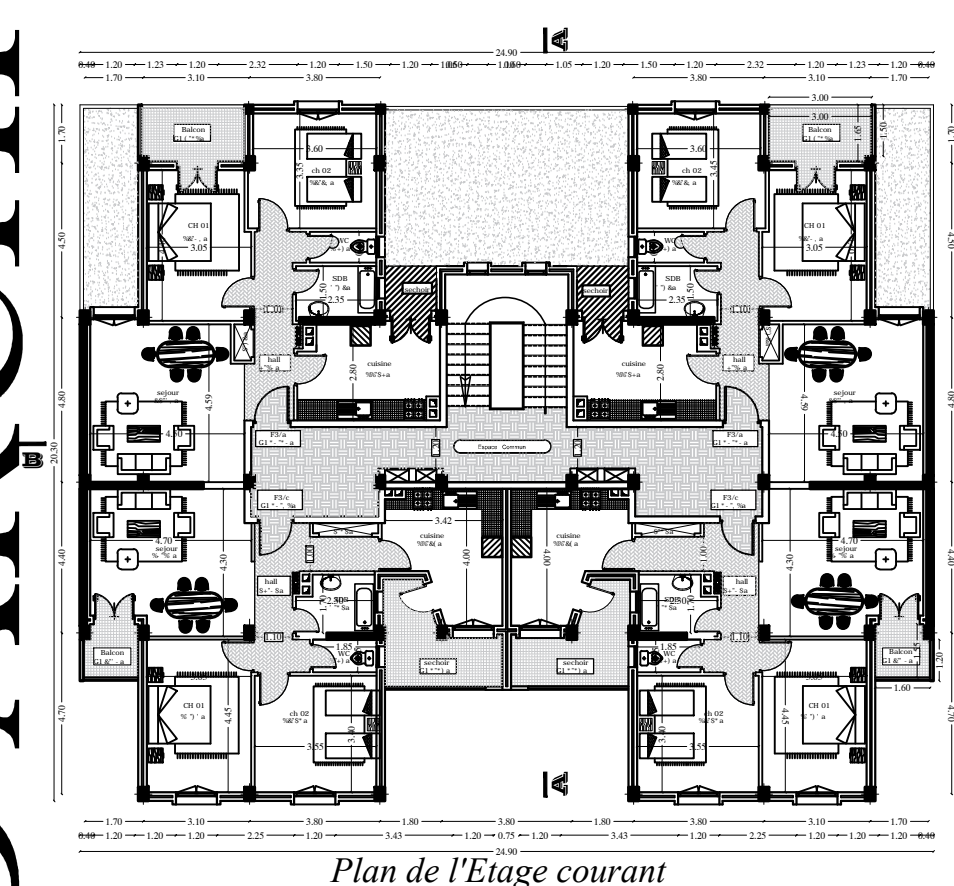
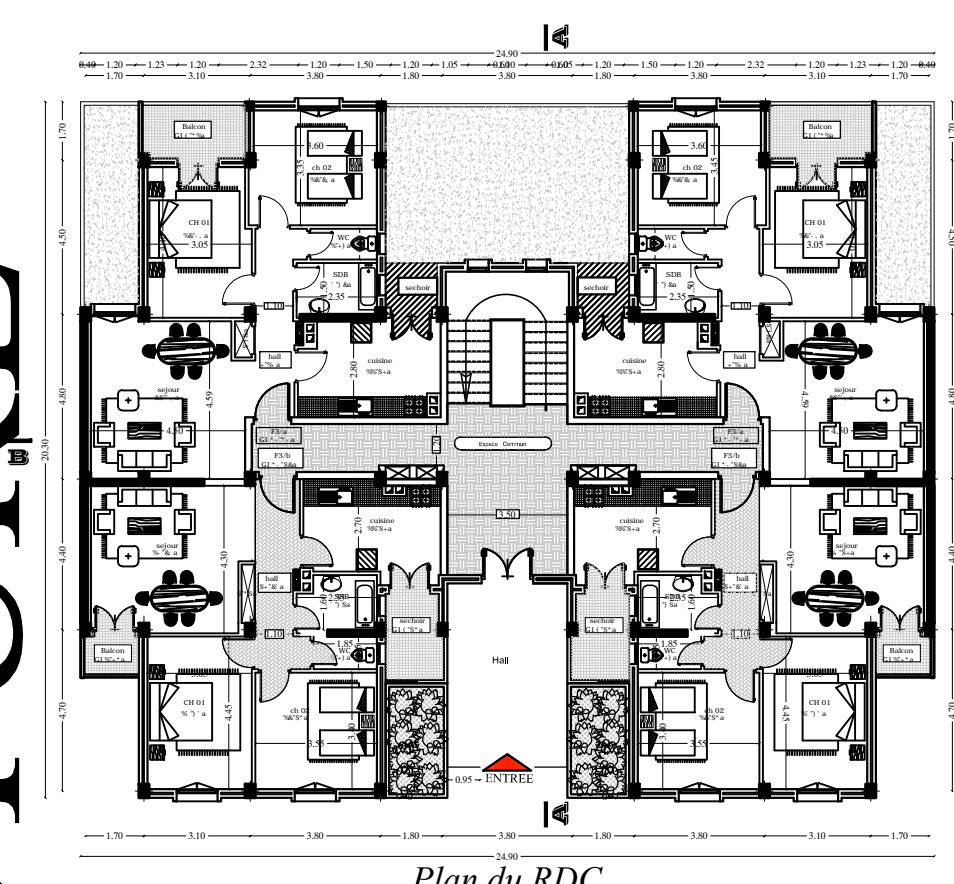
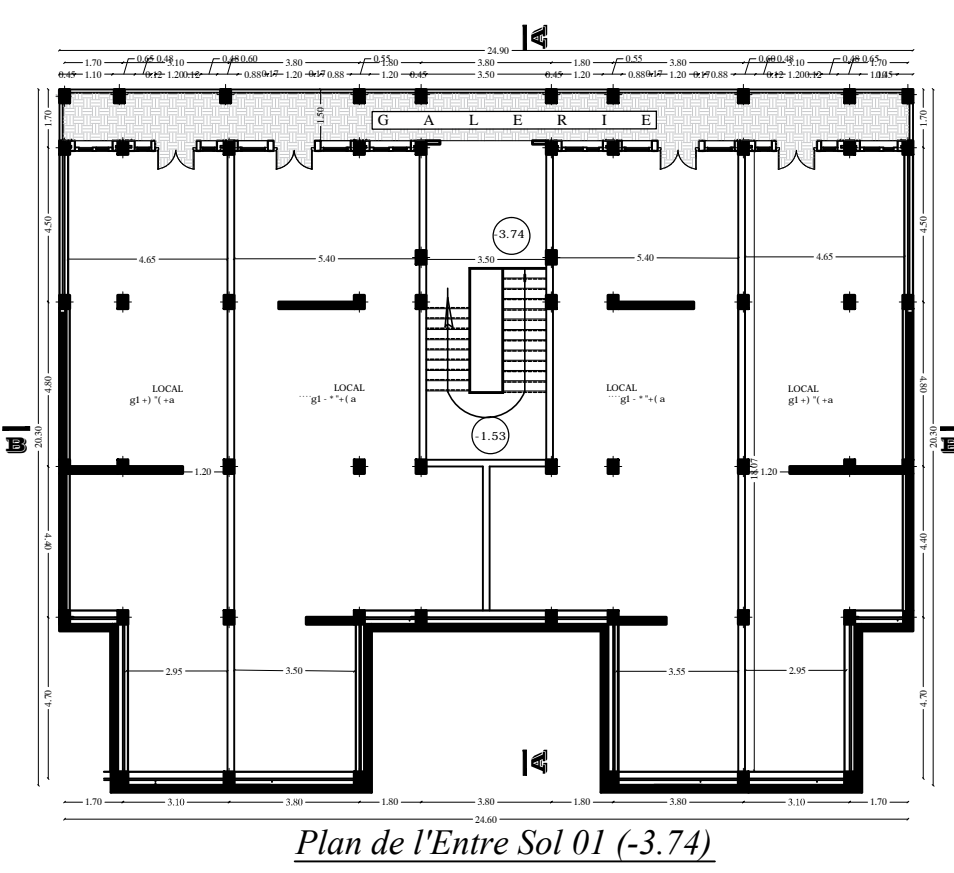
➤ Logiciel AUTOCAD

➤ Logiciel ETABS

➤ Logiciel EXCEL

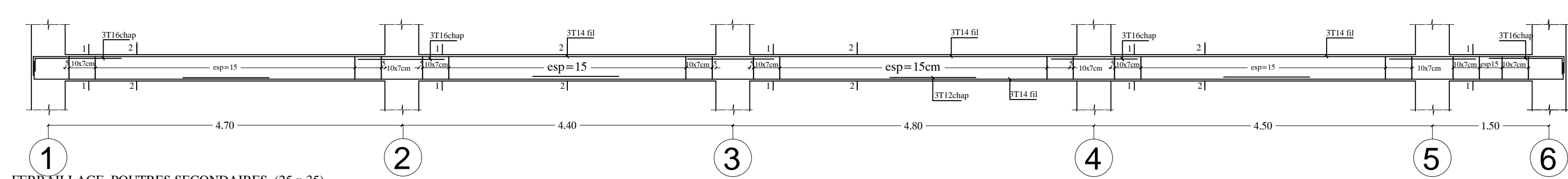
ETUDE D'UN BÂTIMENT (RDC+5 ETAGES+02 ENTRE-SOLS) À USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL CONTREVENTE PAR VOILES ET PORTIQUES

PLANS DE COFFRAGE

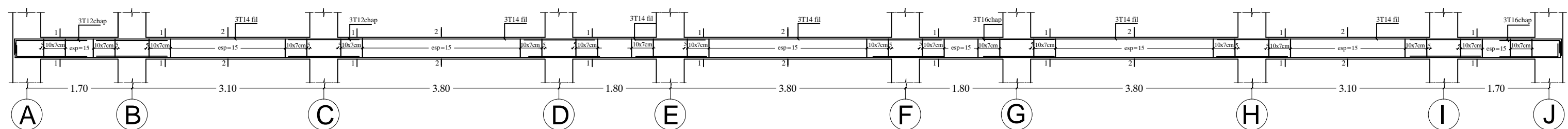


PLANS DE FERRAILLAGE

FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES (25 x 35)

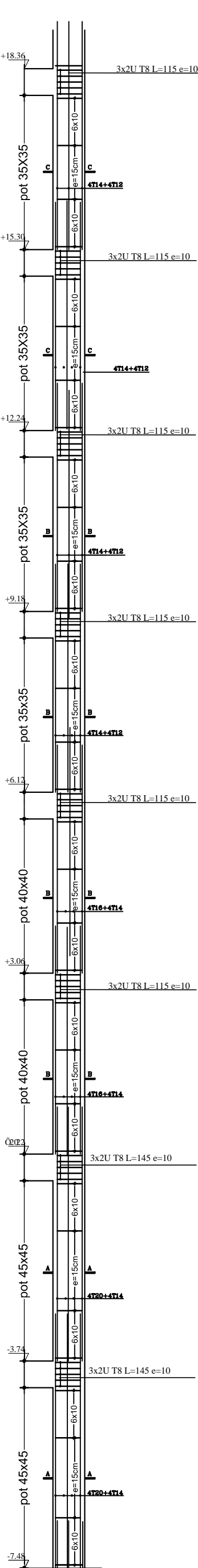


FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES (25 x 35)

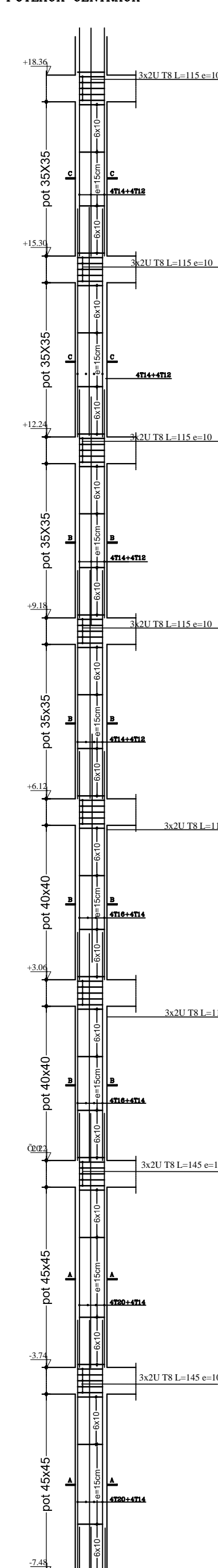


FERRAILLAGE DES POUTRES

POTEAUX DE RIVE

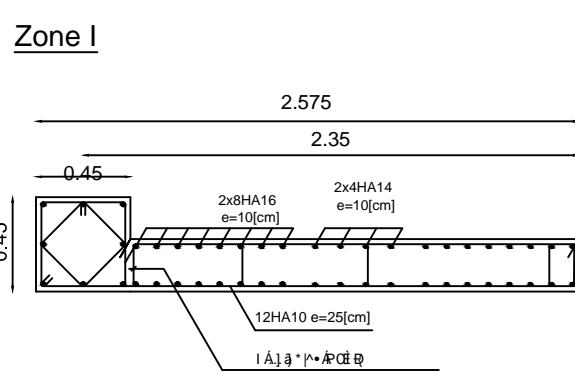


POTEAUX CENTRAUX

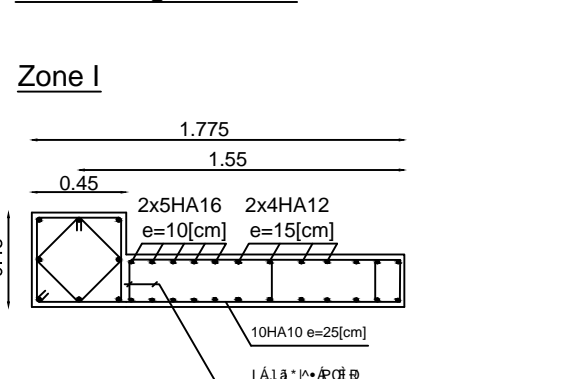


FERRAILLAGE DES POTEAUX

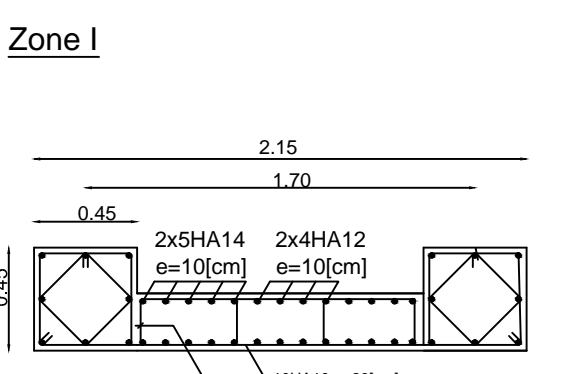
Voie Longitudinal 2



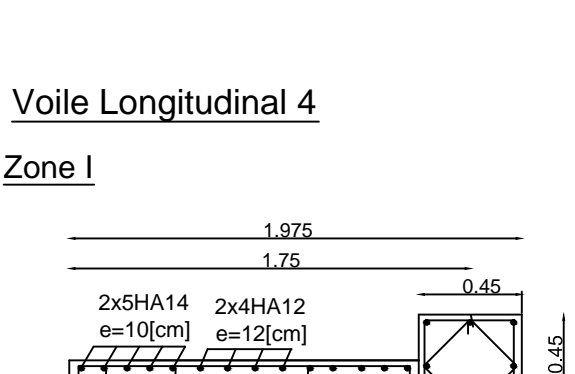
Voie Longitudinal 1



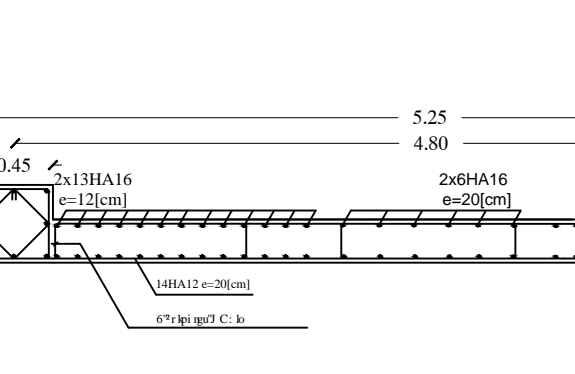
Voie Longitudinal 3



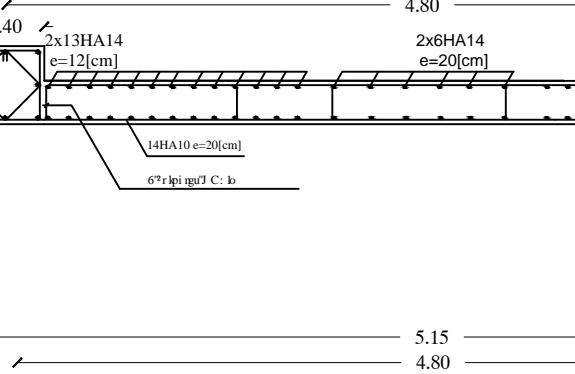
Voie Longitudinal 4



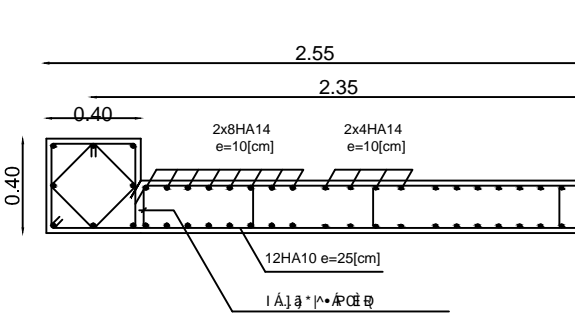
Voie Transversal 2



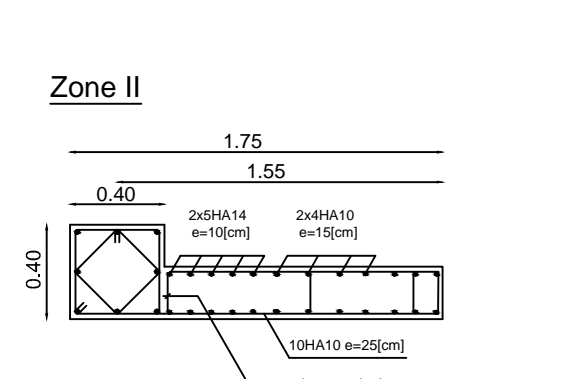
Voie Transversal 1



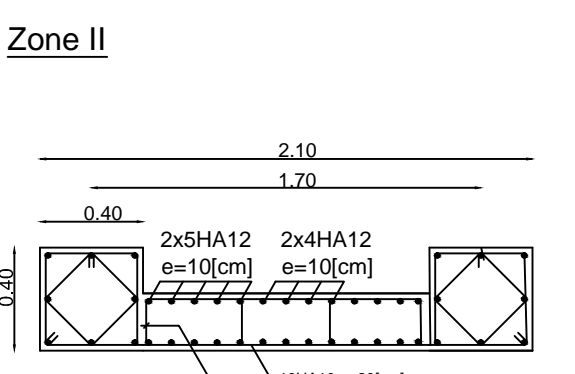
Zone II



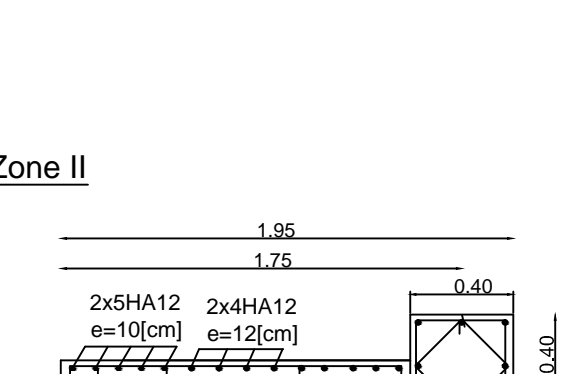
Zone II



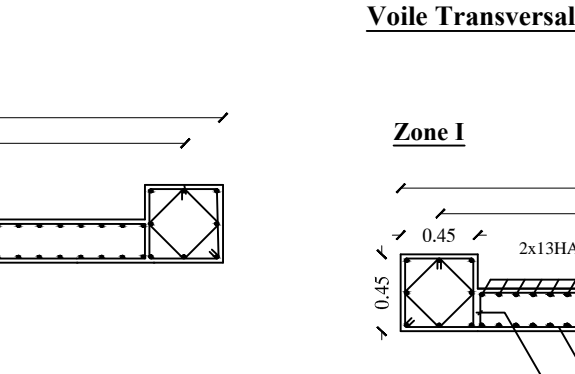
Zone II



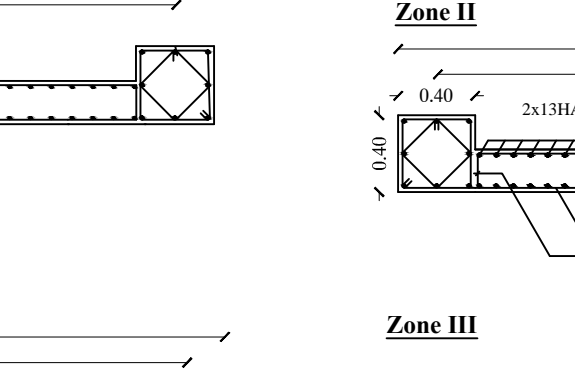
Zone II



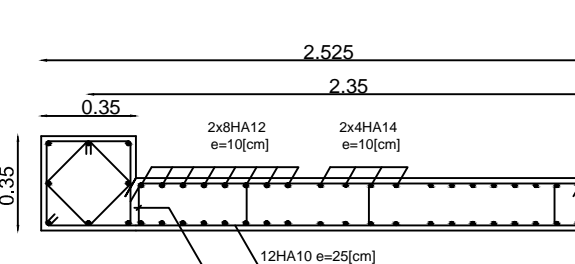
Zone II



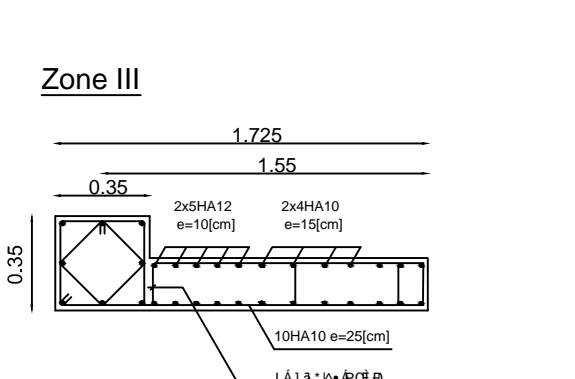
Zone II



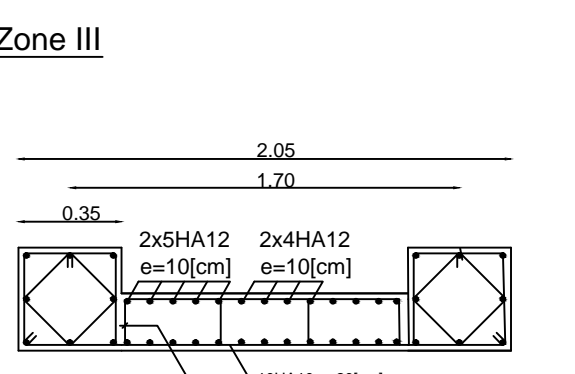
Zone III



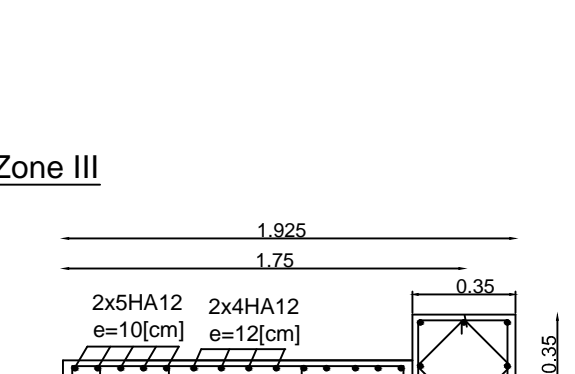
Zone III



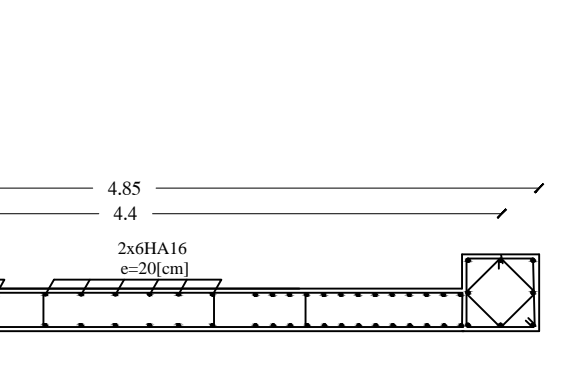
Zone III



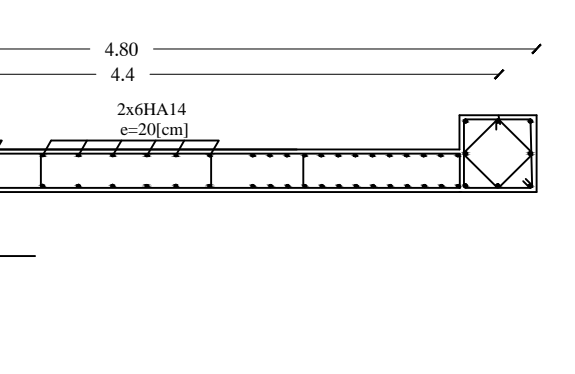
Zone III



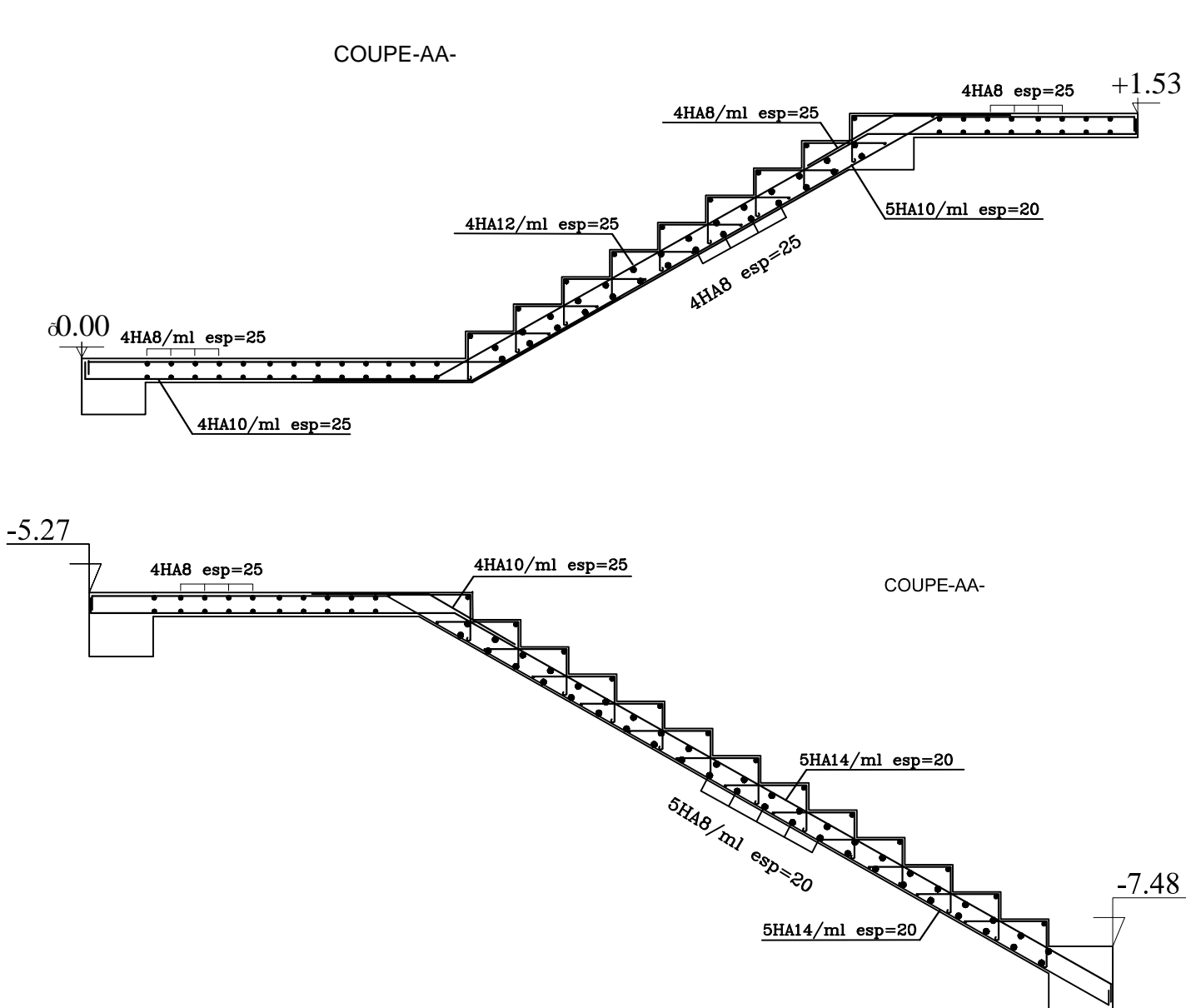
Zone III



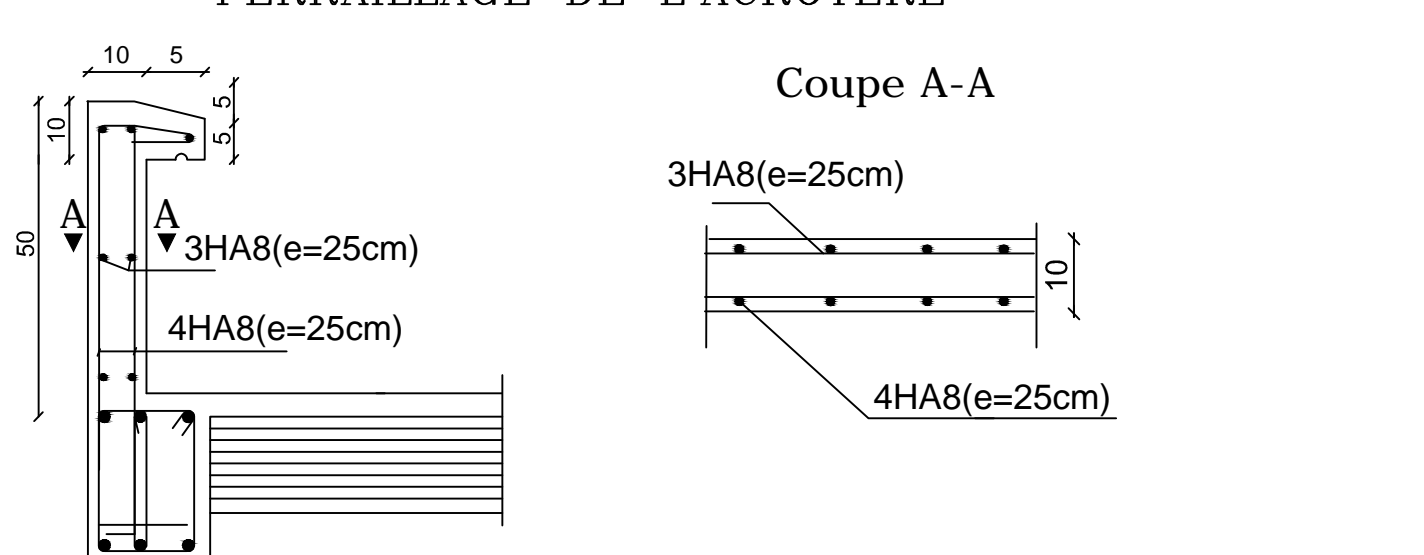
Zone III



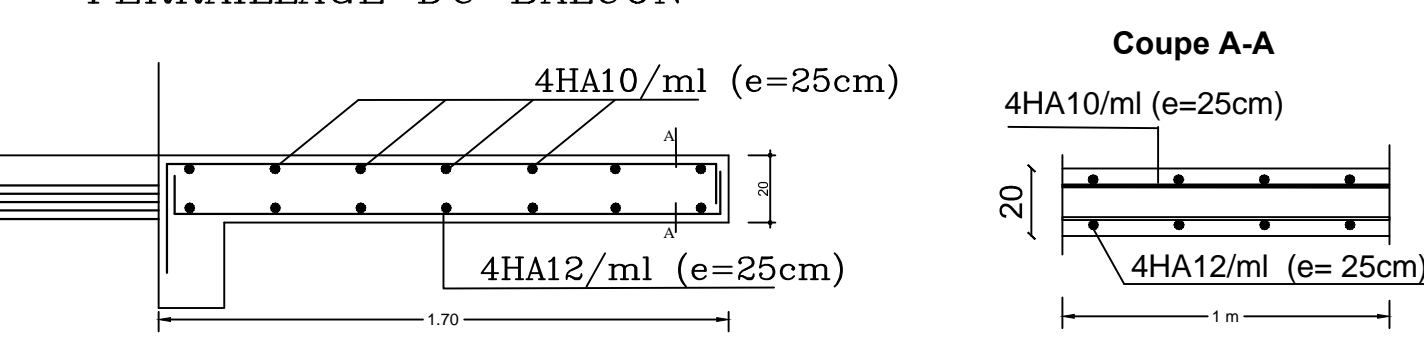
FERRAILLAGE DES ESCALIERS



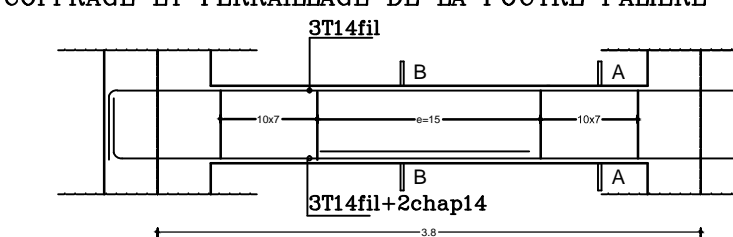
FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE



FERRAILLAGE DU BALCON



COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



DETAIL DU PLANCHER + POUTRELLES

