

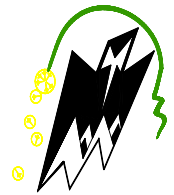
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.
Option : Construction Civile et Industrielle.

THEME

**ETUDE D'UN BÂTIMENT R+7 À
USAGE D'HABITATION ET
COMMERCIAL**

Dirigé par :

M^{me} IDIRA

Réalisé par :

Nait chalal Ouiza

DAHMANI Malia

Promotion : 2021*2022

Remerciements

Nous tenons à remercier Dieu, tous puissant de nous avoir donné la santé, le courage et la volonté d'effectuer ce modeste travail.

Nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années.

Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de Monsieur Idir A, on le remerci pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa confiance, ses remarques et ses conseils, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants de GENIE CIVIL, qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions également le personnel de la bibliothèque de GENIE CIVIL, pour leur disponibilité.

On voudrait également remercier les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail.

Enfin, Merci à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et d'avoir participé à faire de ces années, une expérience inoubliable et heureuse.

Dédicaces

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail à :

Mes très chers parents, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour leur patience illimitée, leur encouragement, leur aide, en témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grands sacrifices, que dieu les protèges.

A ce qui me pérenne la dignité, l'honneur et la joie de ma vie mon très chère mari Nordine et je dis merci pour son soutien et patience.

A ma chère sœur Fatima et mon chère frère Nabil pour leurs grands amours et leurs soutiens, qu'ils trouvent ici l'expression de ma haute gratitude, que dieu garde notre fraternité pour toujours.

Mes grands parents.

Mes très chers tantes et oncles.

Mes chers cousins et cousines.

Toute ma grande famille et ma belle-famille.

Ainsi toute la promotion CCI 2021/2022.

Sans oublier ma binôme « Malia » pour son soutien moral et sa patience au long de ce projet de fin d'étude.

Ouiza NAIT CHALAL

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A celui qui a toujours garni mes chemines, mon cher père.

A la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la patience et, le soutien et le courage ...ma tendre mère.

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

A mes chers frères (Saadi et Ghilas) et mes 06 sœurs.

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

A mes chers amis : lynda, thilelli, amel, mouhand, hakim, ghilas, massi.

En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble.

Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

MALIA DAHMANI

Listes des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1: Eléments d'un plancher corps creux	3
Figure I.2: Eléments dalle pleine	3
Figure I.2: mur intérieurs et extérieurs.	4
Figure I.4: Éléments composant un escalier droit.....	5
Figure I.5 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU	7
Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS	9
Figure I.7 : Diagramme Contrainte-Déformation d'acier	12

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : coupe du voile en élévation	17
Figure II.2 : coupes de voile en plan.....	18
Figure II.3: Coupe du plancher terrasse en corps creux (inaccessible)	19
Figure II.4: coupe d'un plancher d'étage courant en corps creux	20
Figure II.5 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	23

Chapitre III : Calcule des éléments non structuraux

Figure III.1.1: Terminologie d'un escalier	29
Figure III.1.2 : schéma statique de l'escalier.....	30
Figure III.1.2: schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU	33
Figure. III.1.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant l'ELU	37
FigureIII.1.4 : Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS	40
Figure III.1.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant l'ELS	45
Figure III.1.6: Schéma statique de calcul	46
Figure III.1.7: calcul Plan de ferraillage de l'escalier	48
Figure III.2.1 : schéma statique de calcul.....	49
Figure III.2.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	51
Figure III.2.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	55
Figure III.2.4 : Plan de ferraillage de la poutre palière	57
Figure III.3.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux	58
Figure III.3.2 : Treillis soudées de $(5 \times 200 \times 5 \times 200)$ mm ²	59

Figure III.3.3 : Dimensions de la section en T	60
Figure III.3.4 : Schématisation des portées successives	63
Figure III.3.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (1er type)	71
Figure III.3.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2ème type).....	74
Figure III.3.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (3ème type).....	76
Figure III.3.8 : dimensions de la section en T	77
Figure III.3.9 : coupe schématique de la poutrelle (travée).....	78
Figure III.3.10 : coupe schématique de la poutrelle (appuis).....	79
Figure III.3.11 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (1er type)	84
Figure III.3.12 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (2ème type).....	85
Figure III.3.13 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (3ème type).....	87
Figure III.3.14 : Ferrailage des planches	91
Figure III.4.1 . Dalle sur 2 appuis.....	92
Figure III.4. 2 . Schéma de ferrailage sur deux appuis (balcon)	96
Figure III.5.1 : Coupe verticale de l'acrotère	97
Figure III.5.2 : Représentation des diagrammes des efforts internes	98
Figure III.5.3 : Schéma de calcul de l'acrotère	99
Figure III.5.4 : Plan de ferrailage de l'acrotère	104

Chapitre IV : Modélisation et vérification des conditions de RPA

Figure IV.1 : Vu en 3d de la structure	106
Figure IV.2 : détermination des charges verticales et horizontales	109
Figure IV.3 : La période de la structure pour les différents modes	110
Figure IV.4 : L'excentricité	113
Figure IV.5 : Les efforts normaux de la structure.....	123

Chapitre V : : Ferrailage des éléments

Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC et 2 ^{ème} étage	134
Figure V.1.2 : Schéma de ferrailage des poteaux 3 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	135
Figure V.1.3 : Schéma de ferrailage des poteaux 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	135
Figure V.3.1 : ferrailage du voile(VT1).....	160

Chapitre VI : l'étude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Représentation du radier	173
Figure VI. 2 : Schéma statique du débord	187
Figure VI.3 : Présentation des chargements	189
Figure VI.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	193
Figure VI.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	194
Figure VI.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	195
Figure VI.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	196
Figure VI.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	197
Figure VI.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	198
Figure VI.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	199
Figure VI.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	200

Liste des tableaux

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1: caractéristiques des aciers utilisés.....	11
--	----

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Tableau II-1 : Détermination du poids propre des planchers terrasse	19
Tableau II.2 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (En corps creux)20	
Tableau II.3 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (dalle pleine)	20
Tableau II-4 : Détermination du poids propre des balcons en dalle pleine (étage terrasse)...21	
Tableau II-5 : Détermination du poids propre des balcons en dalle pleine (étage courant)...21	
Tableau II.6 : Charges revenant aux murs extérieurs.....	22
Tableau II.7 : Charges revenant aux murs intérieurs	22
Tableau II.8 : Les valeurs des coefficients $(3+n/2n)$	25

Chapitre III: Calcule des éléments non structuraux

TableauIII.1.1 : détermination du poids propre de la volée	31
Tableau III.1.2 □ Détermination du poids propre du palier.....	32
Tableau III.4.2. Les résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis	94
Tableau III.4. 3. Vérification de contrainte de compression dans le béton.....	96

Chapitre IV : Modélisation et vérification des conditions de RPA

Tableau IV.1 : pourcentages charges verticales et horizontales reprise par les voiles et portique	110
Tableaux IV-2 : Résultats d'analyse dynamique ETABS	111
Tableau IV.3: Vérification de l'excentricité.....	114
Tableau IV.4 : Déplacements relatifs sous l'action Ex.....	116
Tableau IV.5 : Déplacements relatifs sous l'action Ey.....	117
Tableau IV-6 : Facteur de qualité Q	118
Tableau IV.7: pourcentage d'amortissement critique.....	119

Tableau IV.8: récapitulatif des paramètres	120
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet du 2 ^{ème} ordre (l'effet $P\Delta$).....	122

Chapitre V : : Ferrailage des éléments

Tableau V.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	125
Tableau V.1.2 : Détermination des armatures longitudinales ET transversal des poteaux.....	128
Tableau V.1.3 : Longueur de recouvrement des armatures longitudinales.....	130
Tableau V.1.4: Vérification des contraintes	132
Tableau V.1.5 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.....	133
Tableau V.1.6: Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.....	134
Tableau V.2.1 : Section des armatures longitudinales	137
Tableau V.2.2: ferrailage des poutres principales.....	140
Tableau V.2.3 : ferrailage des poutres secondaires	140
Tableau V.2.4 : Calcul des armatures transversales à l'ELU.....	141
Tableau V.2.5 : Vérification armatures longitudinales à l'ELU	142
Tableau V.2.6: Vérification du ferrailage des poutres principales	145
Tableau V.2.7: Vérification du ferrailage des poutres secondaire.....	146
Tableau V.2.8 : Section des armatures longitudinales	147
Tableau V.2.9 : ferrailage de poutre de chainage	147
Tableau V.2.10 : Calcul des armatures transversales à l'ELU	147
Tableau V.2.11 : Vérification armatures longitudinales à l'ELU	148
Tableau V.2.12: Vérification du ferrailage des poutres chainage	150

Chapitre VI : l'étude de l'infrastructure

Tableau VI.3.1 : Voile VT1.....	162
Tableau VI.3.2 : Voile VT2.....	163
Tableau VI.3.3 : Voile VL2.....	165
Tableau VI.3.4 : Voile VL4.....	166
Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)	169
Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinale)	169
Tableau VI.3 : Présentation de la résultante des charges	170
Tableau VI.4 : Résumé des résultats des contraintes à l'ELU et à l'ELS.....	180

Tableau VI.5 : Résultats des ferraillages	184
Tableau VI.6 : Vérification de non-fragilité	184
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS	186
Tableau VI.8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal	191
Tableau VI.9 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal	192
Tableau VI.10 : Les efforts internes dans les nervures	101
Tableau VI.11 : Le ferraillage adopté pour la nervure	101
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS	103

Table des matières

Plan d'architecture de l'ouvrage.

- ❖ Façade principale
- ❖ Coupe A-A
- ❖ Plan RDC
- ❖ Plan d'étage courant
- ❖ Plan d'étage terrasse

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I.1 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2 Réglementations utilisées.....	1
I.3 Caractéristiques géométriques.	1
I.4 Eléments composant la structure.	2
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.6 Protection des armatures	12
I.7 Protection des armatures	12
I.8 Conclusion.....	13

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments.

II.1 Pré-dimensionnement du plancher (En corps creux).....	14
II.1.1 planchers en corps creux.....	14
II.2 pré-dimensionnement des poutres.	15
II.2.1 Poutres principales (Porteuse)	15
II.2.2 Poutres secondaires	16
II.3 Pré dimensionnement des voiles.....	16
II.4 Pré-dimensionnement des poteaux.	18
II.4.1 Détermination des charges et surcharges.....	19
II.5 pré dimensionnement des poteaux.....	23
II.5.1 Descente de charge.	23

II.6 Loi de dégression.....	24
➤ Vérifications des sections selon le RPA 2003.....	26
➤ Vérification au flambement	27

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux.

III.1 L'escalier.....	29
III.1.1 Dimensionnement.....	29
III.1.2 Détermination des charges et surcharges.	31
III.1.3 Calcul des efforts internes.	32
III.1.4 Calcul des armatures.	37
III.2 La poutre palière.....	49
III.2.1 Pré-dimensionnement.....	49
III.2.2 Détermination des charges et surcharges.	50
III.2.3 Combinaisons de charges.	50
III.2.4 Calcul à l'ELU.	51
III.2.5 Vérification à l'ELU.....	52
III.2.6 Vérification des conditions du RPA 99 (article 7.5.1).	54
III.2.7 Calcul à l'ELS.	55
III.2.8 Vérification à l'ELS.	56
III.3 Les planchers	58
III.3.1 Plancher en corps creux.....	58
III.3.1.1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression.....	59
III.3.2 Etude des poutrelles.	60
III.3.2.1 Dimensionnement des poutrelles	60
III.3.2.2 Détermination des sollicitations et combinaisons de charge.....	61
III.3.2.3 Détermination des efforts internes.	62
III.3.2.4 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	64
III.3.2.5 Calcul des armatures.	77
III.3.3 Vérification à l'ELU.....	79
III.3.4 Vérification à l'ELS.	82

III.4 Balcon.....	92
III.4.1 Détermination des charges et surcharges.	92
III.4.2 Evaluation des charges.	92
III.4.3 Calcul des sollicitations à l'ELU.....	92
III.4.4 Espacement des armatures.	94
III.4.5 Vérifications à l'ELU.	94
III.4.6 Vérifications à l'ELS.....	94
III.5 L'acrotère.	97
III.5.1 Dimensions	97
III.5.2 Chargement	97
III.5.3 Détermination des sollicitations	98
III.5.4 Vérification de l'acrotère au séisme	98
III.5.5 Combinaison des Charges	99
III.5.6 Calcul à l'ELU	99
III.5.7 Vérifications à l'ELU.	101
III.5.8 Vérification des contraintes à l'ELS.	103

Chapitre IV : Vérifications des exigences du RPA 99 modifiée 2003.

IV.1 Introduction.....	105
1 Description de l'étabs.....	105
2 Les étapes de modélisations.	105
3 L'analyse dynamique et visualisation des résultats.....	107
4 Vérifications des conditions de RPA.	107

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux.

V.1 Les poteaux	125
V.1.1 Introduction.	125
V.1.2 Recommandations du RPA 99/2003 (Article 7.5.2).....	126
V.1.3 ferrailage des poteaux.....	128
a. Armatures longitudinales	128

➤ Vérification a l'ELU.....	129
➤ Vérification a l'ELS	132
V.2 Les poutres.	136
V.2.1 Introduction.	136
V.2.2 Recommandation du RPA 99/2003 (Art 7.4.2).....	136
V.2.3 Calcul des armatures.	137
a. Armatures longitudinales.....	137
b. Armatures transversales	137
V.2.4 Vérification a l'ELU	142
V.2.5 Vérification a l'ELS	145
V.3 Les Voiles.....	151
V.3.1 Introduction.	151
V.3.2 Combinaison d'action.....	151
V.3.3 Comportement d'un voile.....	151
V.3.4 Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles	151
V.3.5 Calcul des armatures.	153
V.3.6 Vérifications.	156

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI. Introduction.	167
VI.1. Choix du type de fondations.	167
VI.2 Différentes fonctions des fondations.....	167
VI. 3 Différentes types de fondations.....	167
VI.4.Etude de radier.	172
a) Pré-dimensionnement.....	173
b) Détermination de la surface du radier.	175
c) Détermination des sollicitations à la base du radier.....	176
VI.5.Quelques Vérifications.....	177
VI.6 Ferrailage du radier.	181
a) Ferrailage de la dalle du radier.....	182

a.3) Vérifications à l'ELU.	184
Vérification des contraintes à l'ELS.	186
b) Ferrailage du débord.	187
c) Ferrailage des nervures.	188
Vérifications à l'ELU.	202
Vérification à l'ELS.	203

Conclusion

Reference bibliographiques

Introduction générale

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaque tectonique, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pour quoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

L'expérience a montré que la plus-part des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et recommandations parasismique qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage
- L'économie : sert à diminuer les couts du projet (les dépenses)
- Confort
- Esthétique

Le rôle de l'ingénieur en génie civil dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé aux états limites (BAEL 91) et les règles parasismiques algérienne (RPA 99 modifié 2003) sont utilisées dans ce projet, certains calculs sont effectués avec le logiciel ETABS et les autres calculs ont été faits manuellement et tous le dessin de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Introduction :

Ce premier chapitre a pour but de la présentation globale de notre ouvrage avec ses caractéristiques et ses éléments constitutifs, leurs caractéristiques mécaniques, la zone d'implantation, les caractéristiques du sol ainsi que réglementation utilisée.

I-1 Présentation de l'ouvrage:

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un immeuble (RDC+7) à usage d'habitation et commercial.

Notre bâtiment implanté dans la commune d'EL ASNEM, wilaya de TIZI OUZOU en Zone sismique IIa d'après la classification établie par le RPA 99(addenda2003).Composé de :

- Un RDC à usage service.
- Sept (07) étages courants à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une terrasse inaccessible.

L'accès aux différents étages est assuré par la cage d'escalier.

I-2 Réglementation utilisée:

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage, ainsi que la sécurité des usagers pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements suivants:

- Règles parasismiques Algériennes (RPA 99 / Version 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisé 99).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifié 99).
- Documents Techniques Réglementaires (DTR B.C.2.2).

I-3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

- ✓ Hauteur total du batiment : 25.50 m
- ✓ Longueur totale du batiment : 19.55 m
- ✓ Largeur total du batiment : 10.70 m
- ✓ Hauteur de RDC : 4.08 m
- ✓ Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- ✓

I-4 Eléments composant la structure

❖ Ossature du bâtiment

Les Règles parasismiques Algériennes (RPA 99/Version 2003) préconisent pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature mixte faite en voiles et portiques, son contreventement est assuré conjointement par deux types:

a) Contreventement par portiques

Ils sont en béton armé (poteaux poutres) transversaux et longitudinaux destinés à reprendre les charges permanentes et surcharges verticales. et transmettre directement les efforts aux fondations.

b) Contreventement par voiles

Composé des éléments verticaux (voiles) en béton armée, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent: le transfert des charges verticales et la stabilité sous l'action des charges horizontales.

❖ Les planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales délimitant les différents étages successifs dans une construction (Séparation d'étages). Parmi les principales fonctions que remplit un plancher, on peut citer :

- Support des charges verticales (permanentes et d'exploitation)
- Transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventements.
- Liaison des éléments structuraux verticaux ce qui contribue à une amélioration de leur stabilité et rigidité globales.
- Ecran isolant entre les étages : acoustique et thermique.

➤ Choix du type de dalle

- Un plancher à dalle pleine coulé sur place pour les balcons, cage d'escalier.
- Un plancher à corps creux pour rez-de chaussée et les étages courants.

a) Plancher à corps creux

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes:

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).
- Plancher relativement léger.
- Isolation thermique améliorée.

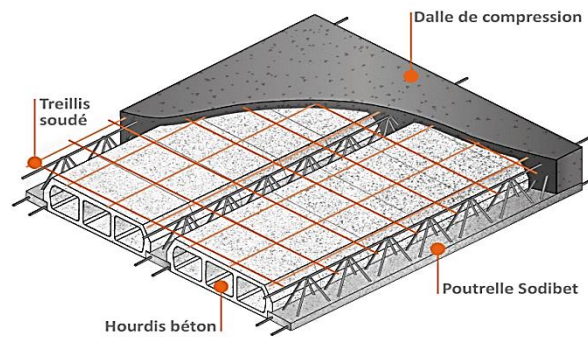


Figure I.1: Eléments d'un plancher corps creux.

b) Plancher en dalle pleine

La dalle pleine est une plaque en béton armée qui peut reposer sur des appuis constitués par des poutres ou voiles. Elle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface. Les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles.

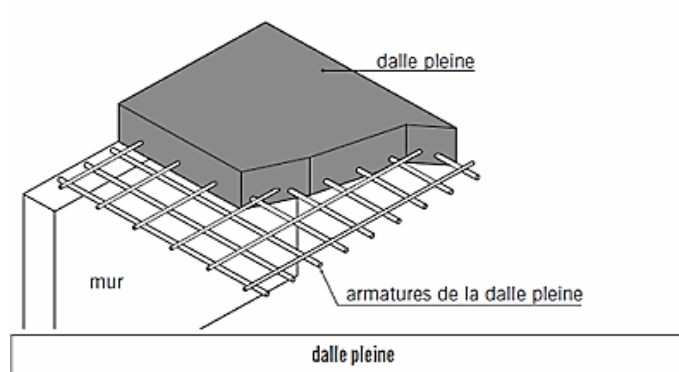


Figure I.2: Eléments dalle pleine.

❖ Maçonnerie

-Murs extérieurs (remplissage): Ils sont constitués d'une paroi double en briques.

Creuse de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparée par une lame d'air de 5 cm.

-Murs intérieurs (closions): Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

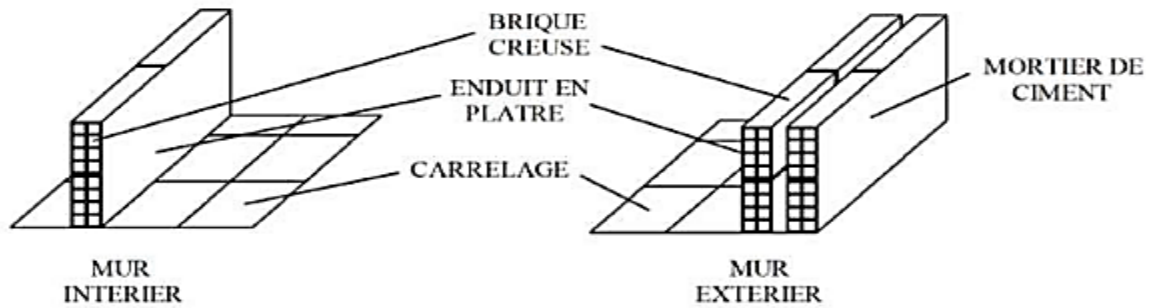


Figure I.3 : murs intérieurs et extérieurs

❖ Revêtements

-**Revêtement horizontal** : En plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.

-**Revêtement vertical** : En mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les salles d'eau.

❖ Terrasse inaccessible

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien, réalisée en corps creux.

❖ Acrotère

Dans notre structure, la terrasse sera entourée d'un acrotère de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place, elle joue un rôle de sécurité et de garde corps.

❖ Coffrage

Le coffrage est une structure provisoire qui permet de donner à un ouvrage en béton armé sa forme définitive répondant aux exigences architecturales les plus diverses.

❖ Escaliers

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux il est composé d'un palier et d'une paillasse réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

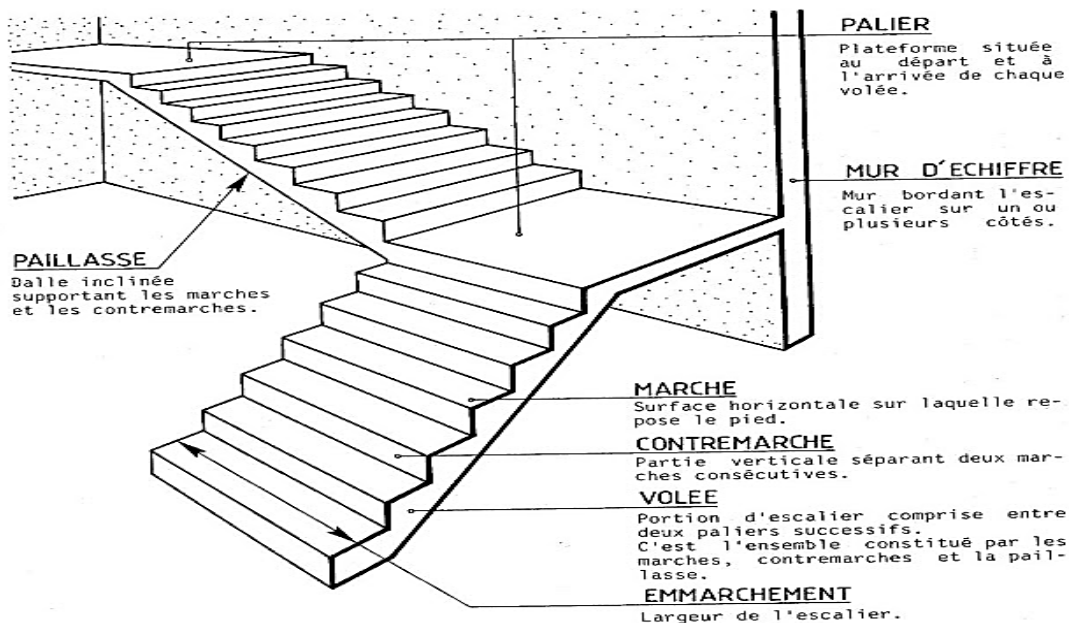


Figure I.4: Éléments composant un escalier droit.

❖ Fondations

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharge d'exploitation) de cet ouvrage sur le sol d'assise. Le choix de type de fondations dépend essentiellement de deux facteurs qui sont : la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.5 Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

• Le béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que adjuvants.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton. La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 Kg/m³** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

A titre indicatif nous avons pour 1m³ de béton armé :

➤ **Formulations :**

Sable propre.....380 à 450 cm³

Gravier.....750 à 850 cm³.

Dosage de ciment CPJ 325 300 à 400 kg

Eau de gâchage 150 à 200 L

La réalité pratique conduit vers le rapport $\frac{Eau}{ciment} \left(\frac{E}{C}\right) = 0.5$

1. Résistances mécaniques

a. Résistance à la compression

Dans les constructions courantes. Le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « fc28 »). Cette résistance (fcj en MPA) La résistance caractéristique à la compression à j ≤ 28 jours est définie par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ mpa}$$

Pour un béton âgé de plus de 28 jours (j ≥ 28) elle est prise conventionnellement égale à fcj = fc28

Pour l'étude de ce projet on prendra : **fc28 = 25MPa**

b. Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est relativement faible, pour des considérations de calcul une bonne approximation de cette résistance notée ftj est donnée par les règles

(Art A.2, 1,12 BAEL 91/révisé 99)

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Cette loi est applicable pour un : fcj < 60 mpa

Pour fc28 = 25 mpa → ft28 = 2.1 mpa

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux divers conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

c. Notions d'états limites

➤ Etat limite ultime (ELU)

Correspond à la perte d'équilibre (basculement) à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine.

La contrainte limite à la compression notée « f_{bc} » est par

$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.3, 41})$$

$$\gamma_b : \text{coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ pour les situations courantes} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ pour les situations accidentelle} \end{cases}$$

Θ : coefficient dépend de durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

- $\Theta = 1 \longrightarrow t \geq 24h$
- $\Theta = 0.9 \longrightarrow 1h \leq t \leq 24h$
- $\Theta = 0.85 \longrightarrow t \leq 1h$

T : durée d'application de la combinaison d'actions considérée à j=28 jours en situation courante on aura : $f_{bc} = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.2 \text{ mpa}$

Le coefficient 0.85 en numérateur et Θ en dénominateur à pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU C'est un diagramme non dit parabole-rectangle).

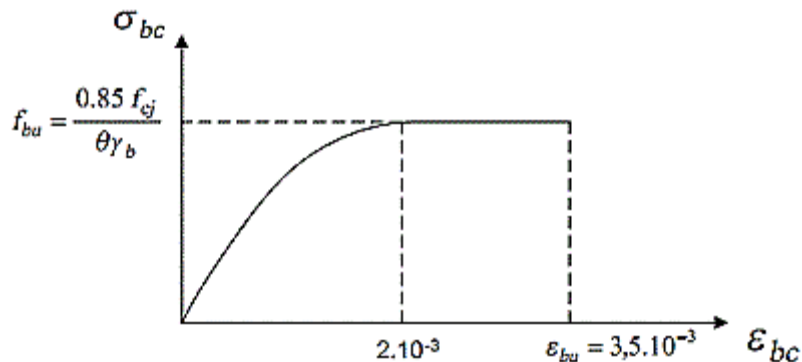


Figure I.5 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU

➤ **Etat limite de service (ELS)**

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité.

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} \text{ (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.5, 2)}$$

Avec:

σ_{bc} : Contrainte admissible à ELS.

$$A_j = 28 \text{ jours : } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \sigma_{sol} = 15 \text{ Mpa}$$

D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

- Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation. Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_{st} = f_e : \text{(BAEL 91 modifiée 99/A.4.5, 32)}$$

- **Fissuration préjudiciable.** (BAEL 91 modifiée 99/A.4.5, 32)

Éléments soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0,5 f_e ; 110 \eta f_{tj} \} \right)$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} = \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \eta f_{tj} \right\} \text{ (BAEL 91 modifiée 99/A.4.5, 34)}$$

Avec :

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

η : Coefficient de fissuration

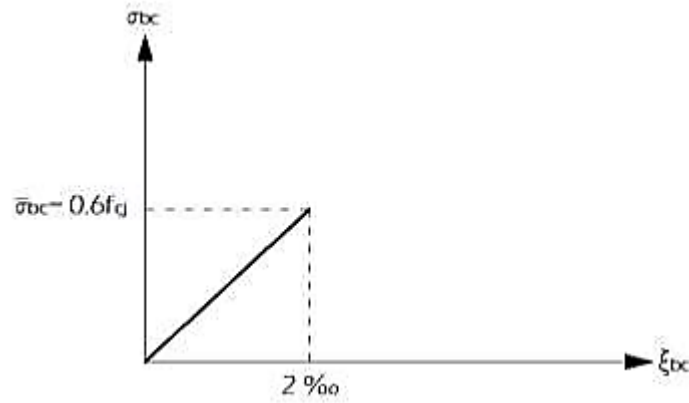


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les HA ($\varnothing \geq 6\text{mm}$)

$\eta = 1,6$ pour les HA ($\varnothing < 6\text{mm}$)

Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

d. Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1,1 BAEL91/révisé 99)

Elle est donnée par la formule suivante :

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

v_u : Effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : Largeur de l'âme.

d : Hauteur utile ($h-c$).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Cas de fissuration non préjudiciable (peu nuisible)**

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{ctj}}{\gamma_b}, 5 \text{ mpa} \right)$$

➤ **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.15 f_{ctj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ mpa} \right)$$

e. Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation engendrée. Tous les domaines élastique On distingue le module de déformation longitudinal et transversal:

e.1 Module de déformation longitudinale

Selon la durée d'application des contraintes normales, on distingue deux types de module de déformation longitudinale.

➤ **Module de déformation instantané du béton (A.2.1, 21 BAEI90/mod99) [3]**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{ij} = 32164,200 \text{ MPa.}$$

➤ **Module de déformation longitudinal différée du béton (A.2.1 , 22 BAEI90/mod99)[3]**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte du retrait et du fluage du béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

e.2 Module de déformation transversale

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

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

ν : Coefficient de poisson.

f. Coefficient de poisson (A.2.1, 3 BAEI91/révisé99) [2]

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad \text{Il sera pris égal à :}$$

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

▪Les aciers

Le béton est un matériau très résistant en compression, mais faible en traction et au cisaillement. Pour compenser ce déséquilibre, on incorpore dans la masse de béton des barres d'armature destinées à reprendre ces efforts.

On distingue les types d'aciers pour béton armé en fonction de leur forme et de leur surface :

➤ Les aciers lisses :

Barres lisses ou fils très lisses : Elles sont de section circulaire sans aucune gravure.

➤ Les aciers à haute adhérence :

Dont la surface présente des saillies ou des creux.

➤ Les treillis soudés (TS) :

Réseaux plans à mailles en général rectangulaire, constitués de fils ou de barres assemblés par soudage et dont la résistance au cisaillement des assemblages est garantie. Les TS sont utilisés pour ferrailer rapidement des éléments plans, tels que les voiles, dalles et dallage. Ils sont disponibles en rouleaux ou en panneaux.

- ✓ Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers : leurs principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symboles	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barre à haute adhérence	Haute adhérence FeE400	HA	400	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudés TL 520($\vartheta < 6$)	TS	520	1.3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

I.6. Caractéristiques physiques et mécanique des aciers :

➤ La limite d'élasticité longitudinale :

C'est le module de Young ou module d'élasticité (longitudinale) ou encore module de traction est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

- Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifié 99/A.2.2 ,1})$$

➤ Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson (ν) fait partie des constantes élastiques. Il est compris entre 0 et 0,5 ; Pour les aciers il est pris égal à 0,3.

➤ La limite élastique garantie F_e :

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2 ‰.

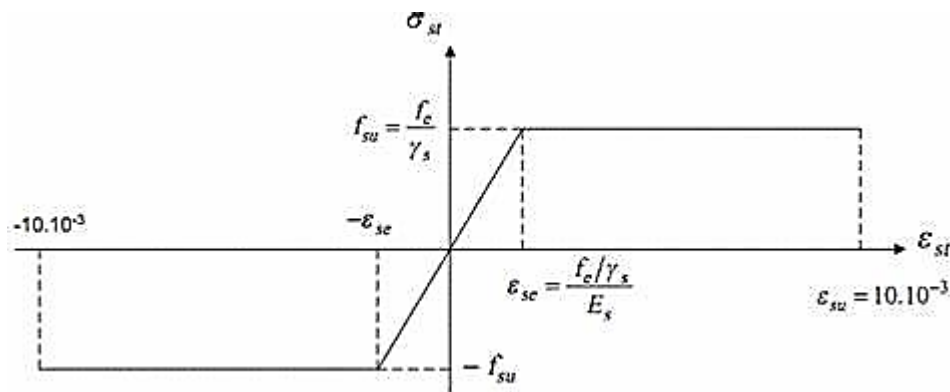


Figure I.7 : Diagramme Contrainte-Déformation d'Acier.

I.7- Protection des Armatures(BAEL 91 modifié 99/A.7.1)

Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et à fin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; on doit veiller à ce que l'enrobage C des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ❖ **$C \geq 5 \text{ cm}$** : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives telles les industries chimiques ;
- ❖ **$C \geq 3 \text{ cm}$** : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- ❖ **$C \geq 1 \text{ cm}$** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

I.8- Conclusion :

Dans ce chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la composent ainsi que le choix des matériaux utilisés, sa dans le but d'approfondir cette étude pour faire un prédimensionnement précis dans le chapitre que nous entamerons prochainement, afin d'assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre construction.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer des sections préliminaires économiques afin d'éviter un sur plus d'aciers et béton. Il sera fait selon les règles du (BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003), afin d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications.

II.1 Pré dimensionnement des planchers :

II.1.2 Planchers en corps creux :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventements et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- ✓ ht : hauteur totale de plancher.
- ✓ Lmax: la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.
Lmax=L-b

L : Distance entre axes des poteaux.

b : Largeur du poteau, elle est prise égale à 25 cm d'après les exigences de l'article **7.4.1 du RPA 99 (en zone IIa).**

Donc :

$$L_{max}=L-b \quad L_{max}=420-25=395\text{cm}$$

Par suite : $ht \geq \frac{395}{22.5} = 17.501 \text{ cm}$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II.2 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armée coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Selon le **(règlement B.A.E.L 91/ révisé 99)[2]** les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche.

Hauteur de la poutre «ht» : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Largeur de la poutre «b» : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

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

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante selon **l'article 7.5.1 du RPA 99[1]**

- $h \geq 30 \text{ cm}$

- $B \geq 20 \text{ cm}$

- Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chainage.

II.2.1 Poutres principales (porteuse)

➤ **Hauteur :**

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

$$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10}$$

D'où : $30.33 \text{ cm} \leq h \leq 45.5 \text{ cm}$ nous prenons : **ht=40cm**

➤ **Largeur :**

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

$$0.4*40 \leq b \leq 0.7*40$$

$$D'où : 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

Pour des raisons de sécurité on prend **b=30cm**

➤ **Vérifications des exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99[1] :**

- $h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ **condition vérifiée.**
- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ **condition vérifiée.**
- $\frac{ht}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \text{ cm} \leq 4$ **Condition vérifiée.**

La section de la poutre principale $(b*ht)=(30*35)\text{cm}^2$.

II.2.2 Poutres secondaires

- **Hauteur :**

$$L_{\max}=420-25=395\text{cm}$$

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10}$$

$$D'où: 26.33\text{cm} \leq h \leq 39.5 \quad \mathbf{h=35cm}$$

- **Largeur :**

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

$$D'où : 12\text{cm} \leq b \leq 21 \text{ pour des raisons de sécurité on prend } \mathbf{b=25cm}$$

➤ **Vérifications des exigences**

- $b=25\text{cm} \geq 20\text{cm}$ **La condition est vérifiée.**
- $ht=30\text{cm} \geq 30\text{cm}$ **La condition est vérifiée.**
- $\frac{ht}{b} = 1.4\text{cm} \leq 4\text{cm}$ **La condition est vérifiée.**

Donc la section de la poutre secondaire est $(b*ht)= (25*30) \text{ cm}^2$.

II.3 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Leur dimensionnement sera conforme au (R.P.A 99 modifié 2003 (Art 7.7.1) qui préconise les conditions suivantes :

D'après (l'article 7.7.1 du R.P.A99 version 2003) les dimensions minimales doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$L \geq 4a$$

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

Où:

➤ **L**: étant la longueur minimale du voile (figure II.3)

➤ **a** : épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires ou poteaux.

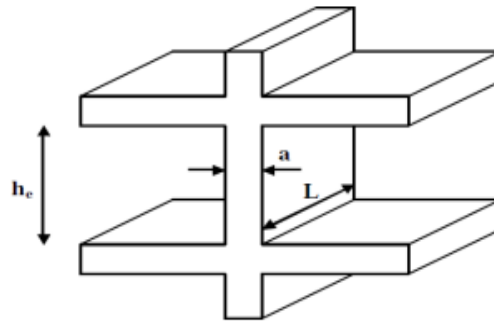
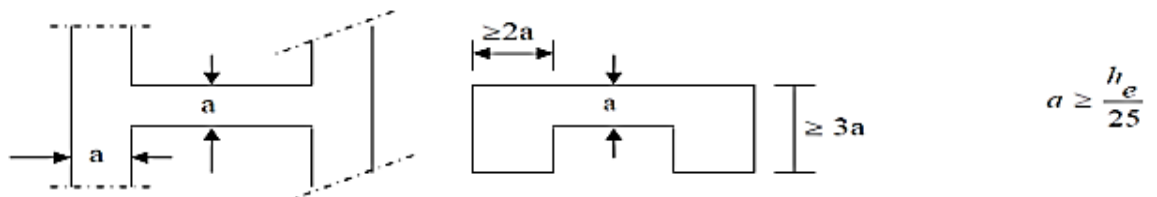


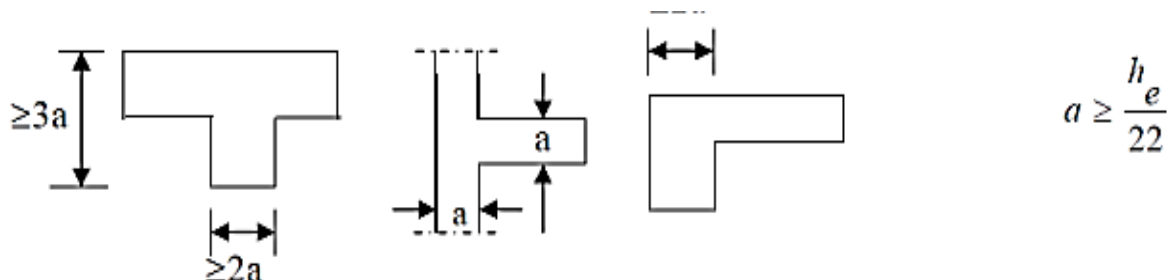
Figure II.1 : coupe du voile en élévation.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure II.4.

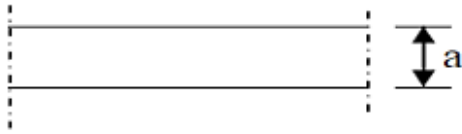
Le premier cas :



Le deuxième cas :



Le troisième cas :



$$a \geq \frac{h}{20}$$

Figure II.2 : coupes de voile en plan

Nous opterons pour le troisième cas puisqu'il est le cas le plus défavorable : $a \geq \frac{h}{20}$

➤ **L'épaisseur :**

a. Pour l'étage courant :

$$E \geq \frac{306-35}{20} = 13.55$$

✓ On adopte **e=20cm**

b. Pour le RDC :

$$e \geq \frac{408-20}{20} = 19.4$$

✓ On adopte **e=20cm**

Conclusion :

On adoptera une épaisseur de **20 cm** pour tous les voiles.

II.4 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. En plus des armatures longitudinales, nous disposons aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles, et évitent le flambement du poteau. Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en supposant que le béton reprend à lui seul l'effort. Il se fait en calculant la descente de charges sur un ou plusieurs poteaux et en tenant compte d'une dégression des surcharges d'exploitations. Compte tenu de l'effet du séisme, la combinaison des charges et des surcharges sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

- ❖ N_s : l'effort de compression revenant au poteau, Il sera déterminé à partir de la descente de charges.
- ❖ G : charges permanents.
- ❖ Q : surcharges d'exploitations.

La section d'un poteau est donnée par la formule suivante:

$$S \geq N_s / \sigma_{bc}$$

Avec:

- ❖ S : section du Poteau.
- ❖ σ_{bc} : contrainte limite de service de béton en compression.
- ❖ σ_{bc} : $0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

II.4.1 Détermination des charges et surcharges :

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

a. Charges permanentes «G»

a .1 Plancher en corps creux :

➤ Plancher terrasse (inaccessible).

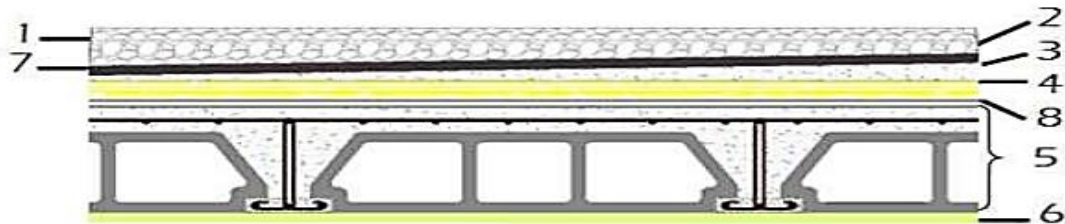


Figure II.3: Coupe du plancher terrasse en corps creux (inaccessible) .

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ³)
1	Protection en gravillon	5	20	1
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.14
3	Forme de pente en béton	8	25	2
4	Isolation thermique	5	4	0.20
5	Dalle en corps creux	20	14	2.8
6	Enduit plâtre	2	10	0.2
G=6.34 (KN/m²)				

Tableau II-1 : Détermination du poids propre des planchers terrasse.

Etagé courant

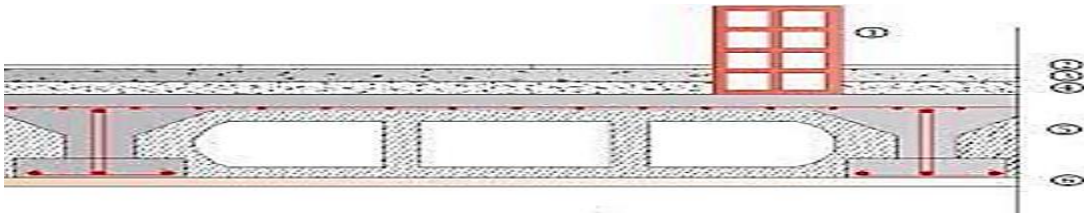


Figure II.4: coupe d'un plancher d'étage courant en corps creux.

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ³)
1	Cloison de séparation (intérieur)	10	10	1
2	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	20	0.40
4	Couche de sable	3	18	0.54
5	Plancher en corps creux	16+4	14	2.8
6	Enduit plâtre	2	10	0.20
		G=5.38 (KN/m²)		

Tableau II.2 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (En corps creux).

a.2 Plancher en dalle pleine :

➤ Plancher étage courant

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	3	18	0.54
4	Dalle pleine	20	25	5
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
6	Cloison de séparation (intérieur)	10	10	1
		G=7.58 (KN/m²)		

Tableau II.3 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (dalle pleine).

Les balcons :

Ils sont réalisés en dalle pleine d'une épaisseur de **15 cm** tel que :

-Balcons en dalle pleine :

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Protection en gravillon	5	20	1
2	Etanchéité multicouche	5	6	0.3
3	Forme de pente	8	25	2
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Dalle pleine	15	25	3.75
6	Enduit plâtre	2	10	0.20
G=7.41 (KN/m²)				

Tableau II-4 : Détermination du poids propre des balcons en dalle pleine (étage terrasse).

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	3	18	0.54
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
G=5.33 (KN/m²)				

Tableau II-5 : Détermination du poids propre des balcons en dalle pleine (étage courant).

-Mur extérieur :

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit au mortier de ciment	2	18	0.36
2	Cloison en briques creuses 8 trous	10	9	0.90
3	Lame d'air	5	-	-
4	Cloison en briques creuses 12 trous	15	13	1.95
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0.20
G=3.41 (KN/m²)				

Tableau II.6 : Charges revenant aux murs extérieurs.

-Mur intérieur :

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2	10	0.20
2	Cloison en briques creuses 8 trous	10	9	0.90
3	Enduit plâtre	2	10	0.20
G=1.30 (KN/m²)				

Tableau II.7 : Charges revenant aux murs intérieurs.

b.Surcharge d'exploitation

Elément	Surcharges Q (KN/m ²)
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
RDC	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

II.5.1 Descente de charge :

a. Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (B1).

La surface qui lui revient vaut :

$$S=S_1+S_2+S_3+S_4$$

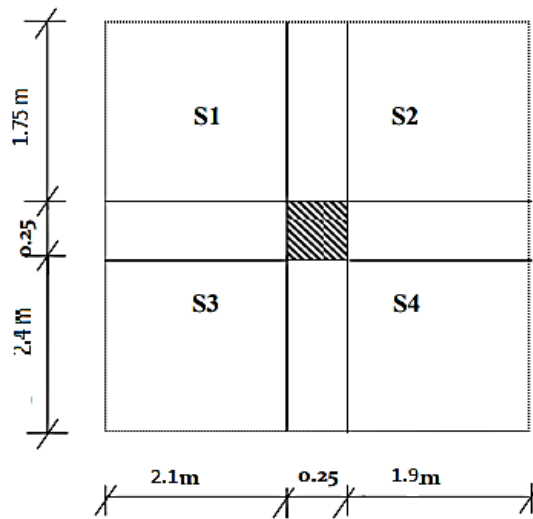


Figure II.5 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

- **Section nette :**

$$S_1=1.75*1.8=3.15\text{m}^2$$

$$S_2=2.4*1.8=4.32\text{m}^2$$

$$S_3=2.1*1.75=3.67\text{m}^2$$

$$S_4=2.1*2.4=5.04\text{m}^2$$

$$S_n=S_1+S_2+S_3+S_4=16.18\text{m}^2$$

$$S_n=16.18\text{m}^2.$$

- **Section brute :**

$$S_b = (1.75+0.25+2.4)*(2.1+1.8+0.25)$$

$$S_b=18.26\text{m}^2.$$

b. Poids propre des éléments :**➤ Planchers**

-Plancher terrasse : $G_{pl.t} = 16.18 \times 6.34 = 102.58 \text{ KN}$.

-Plancher courant : $G_{pl.c} = 16.18 \times 5.38 = 87.04 \text{ KN}$.

➤ Poutres

-Poutres principales : $G_{p.p} = (1.75 + 2.4) \times 25 \times 0.3 \times 0.40 = 12.45 \text{ KN}$

-Poutres secondaires : $G_{p.s} = (1.8 + 2.1) \times 25 \times 0.25 \times 0.35 = 8.53 \text{ KN}$

-Le poids totale des poutres : $G_{pt} = 10.89 + 7.3 = 18.19 \text{ KN}$.

➤ Poteaux :

-Poids propre des poteaux :

-Poteaux du l'étage courant :

$G_{pt} = 3.06 \times 0.25 \times 0.25 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$.

-Poteaux de RDC :

$G_{prdc} = 4.08 \times 0.25 \times 0.25 \times 25 = 6.38 \text{ KN}$.

c. Surcharge d'exploitation :

-Plancher d'étage terrasse $Q_0 = 1 \times 16.18 = 16.18 \text{ KN}$

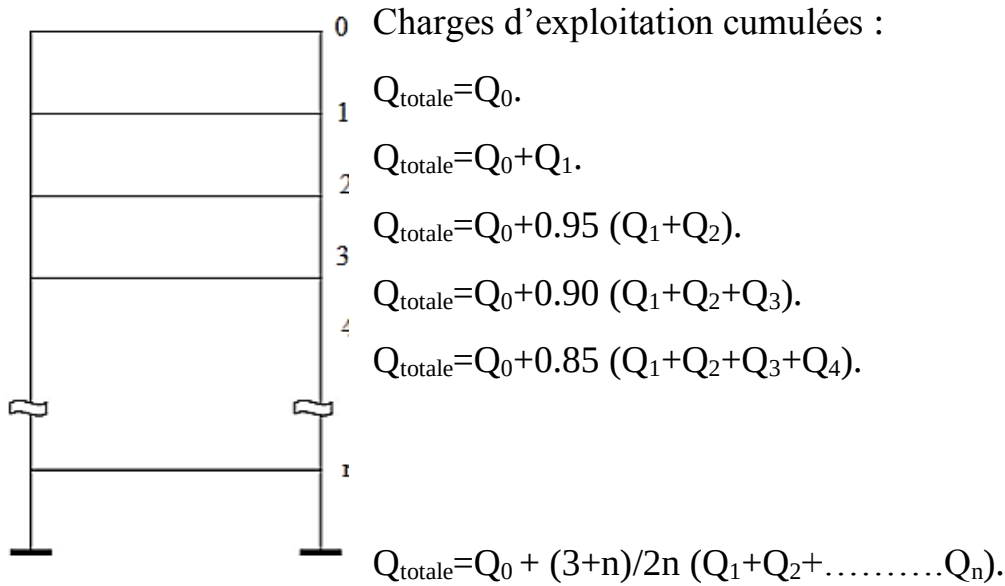
-Plancher d'étage courant $Q = 16.18 \times 1.5 = 24.27 \text{ KN}$.

-RDC $Q = 16.18 \times 2.5 = 40.45 \text{ KN}$.

II.6 La loi de dégression :

Les règles du **BAEL 99** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étage ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique, pour leurs déterminations la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non a chaque étage, de 10 %par étage jusqu'à 0.50 Q sauf pour le dernier étage et avant dernier.



N	0	1	2	3	4	5	6	7
Niveau	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71

Tableau II.8 : Les valeurs des coefficients $(3+n/2n)$.

• **Surcharges cumulées :**

Niv7= Q_0 =**16.18 KN.**

Niv6= $Q_0 + Q_1$ =16.18+24.27=**40.45 KN.**

Niv5= $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ =16.18+0.95 (24.27*2)=**62.29KN.**

Niv4= $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ =16.18+0.9 (24.27*3)=**81.7 KN.**

Niv3= $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ =16.18+0.85 (24.27*4)=**98.69 KN.**

Niv2= $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ =16.18+0.80 (24.27*5)=**113.26 KN.**

Niv1= $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ =16.18+0.75 (24.27*6)=**125.39 KN.**

Niv RDC= $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$ =16.18+0.71 (24.27*7)=**136.8 KN.**

	Poids plancher [KN]	Poids poteaux [KN]	Poids poutres [KN]	G [KN]	G cumulé [KN]	Q cumulé [KN]	Ns=Gc+Qc [KN]	$S \geq \frac{N_s}{\gamma_{bc}}$ [cm ²]	Section adoptée
7	102.58	0	18.19	120,77	120,77	16,18	136,95	91,3	35*35
6	87.04	4.78	18.19	110,01	230,78	40,45	271,23	180,82	35*35
5	87.04	4.78	18.19	110,01	340,79	62,29	403,08	268,72	40*40
4	87.04	4.78	18.19	110,01	450,8	81,7	532,5	355	40*40
3	87.04	4.78	18.19	110,01	560,81	98,69	659,5	439,66	40*40
2	87.04	4.78	18.19	110,01	670,82	113,26	784,08	522,72	45*45
1	87.04	4.78	18.19	110,01	780,83	125,39	906,22	604,14	45*45
RD C	87.04	6.38	18.19	110,01	890,84	136,8	1027,64	685,09	45*45

Remarque :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai à Boumerdes, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (pour éviter la rotule plastique).

Ceci nous a conduit à augmenter la section de nos poteaux afin de :

- ✓ Respecter les recommandations des experts
- ✓ Avoir une bonne répartition des aciers dans la section.
- **Vérifications des sections selon le RPA99/ version 2003 (Art 7.4.1)**
 Les dimensions des poteaux en zone IIa doivent respecter les conditions suivantes :
 $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
 $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
 $1/4 < b_1/4 < 4$
 h_e : hauteur libre du poteau.

- **Poteau de section (35*35) :**

$$\text{Min } (b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq h_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm}$$

$$1/4 < 35/35 = 1 < 4$$

- **Poteau de section (40*40) :**

$$\text{Min } (b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq 15.3 \text{ cm}$$

$$1/4 < 40/40 = 1 < 4$$

- **Poteau de section 45*45 :**

$$\text{Min } (b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq h_e/20 = 408/20 = 20.4 \text{ cm}$$

$$1/4 < 45/45 = 1 < 4$$

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont satisfaites.

➤ **Vérifications au flambement :**

Le flambement est un phénomène physique relevant des principes de la résistance des matériaux, lorsqu'une structure est comprimée dans le sens de la longueur, elle a tendance à fléchir perpendiculairement en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

Cette instabilité dépend de:

La longueur de flambement.

La section (caractéristiques géométriques).

La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$L_f \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{I/B}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = (b^4/12)$

B : section transversal du poteau ($B = b^2$)

$$\Lambda = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{I/b^2}} = \sqrt{\frac{0.7 l_0}{\frac{b^4}{12}/b^2}} = \frac{\sqrt{120} \cdot 0.7 l_0}{h}$$

$$\Lambda = 2.42 \cdot l_0 / h$$

$$\text{Poteau (35*35)} \dots \lambda = 2.42 \cdot 3.06 / 0.35 = 21.15 < 50.$$

$$\text{Poteau (40*40)} \dots \lambda = 2.42 \cdot 3.06 / 0.4 = 18.513 < 50$$

$$\text{Poteau (45*45)} \dots \lambda = 2.42 \cdot 4.08 / 0.45 = 21.94 < 50$$

Remarque :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a procédé au pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, plancher) et à la détermination des charges sollicitant ces derniers dans le but de récolter les informations essentielles pour le calcul de ces éléments dans les chapitres qui suivent.

Chapitre III

Calcul des éléments non structuraux

III.1 Escalier

Introduction :

Ensemble de, marches, échelonnés de façon à assurer la circulation des Personnes entre deux ou plusieurs niveaux. (L'escalier peut comporter plusieurs volées, Séparées par un ou plusieurs paliers de repos.

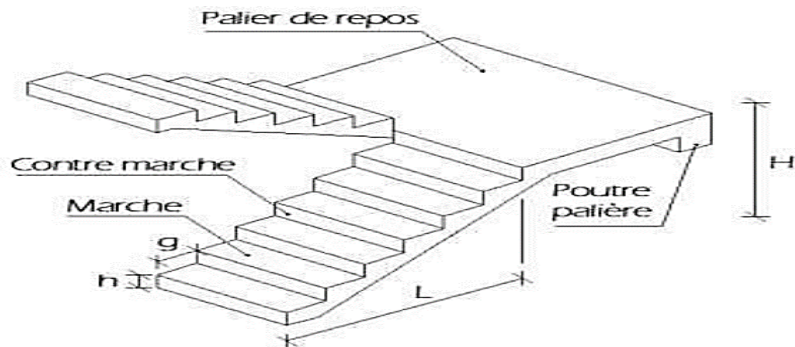


Figure III.1.1: Terminologie d'un escalier.

h : Hauteur de la contre marche.

g : Longueur de la marche (giron).

H : Hauteur de la volée.

L : Longueur de la volée.

n : nombre de contre marche.

n-1 : nombre des marches.

III.1.1 Dimensionnement :

La réalisation d'un escalier, nécessite de faire quelques calculs précis avant de se Lancer dans la construction. Pour cela on utilise généralement la loi de **BLANDEL** qui Permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable. Dans notre cas on calcul l'escalier le plus défavorable qui est celui des étages courant.

▪ **Hauteur des contre marches h:** $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Donc on prend : $h=17\text{cm}$

▪Nombre de contre marche □

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marches}$$

Nombres de marche □ $n-1$ □ 8 marches

▪Le giron □ $g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$

▪Vérification de la loi de BLANDEL □

Nous avons □ $g = 30 \text{ cm}$, $h = 17 \text{ cm}$

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm} \quad \square \quad 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée}$$

▪Épaisseur de la paillasse □

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par la relation suivante □

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

L_0 : la longueur réelle de la palisse et des paliers (entre appuis)

–Calcul de L (Longueur de palisse projetée)

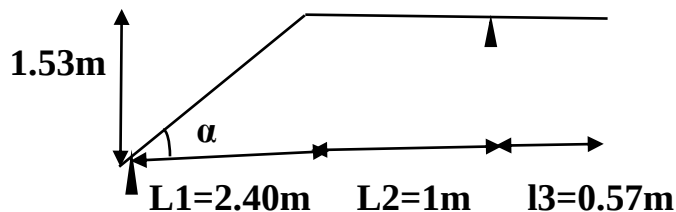


Figure III.1.2 : schéma statique de l'escalier.

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.638 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 32.53^\circ$$

$$L_0 = L_1 + L_2 + L_3 = 2.40 + 1 + 0.57 = 3.97 \text{ m}$$

$$\frac{397}{30} = 13.23 \leq e \leq \frac{397}{20} = 19.85 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{on prend un } e = 15 \text{ cm}$$

III.1.2 Détermination des charges et surcharges

a. Charge permanent :

▪ La volée :

N	Matériaux	Épaisseur 1ml (m ²)	p (KN/m ³)	G (KN/ml)
1	Poids propre de la volée	$1 \times \frac{0.2}{\cos 32.53}$	25	5.93
2	Poids propres des marches	$1 \times \frac{0.17}{2}$	25	2.125
3	Carrelage horizontale	0.01	20	0.2
4	Mortier de pose horizontale	0.02	22	0.44
5	Carrelage verticale	0.01	20	0.2
6	Mortier de pose verticale	0.02	22	0.44
7	Lit de sable	0.02	18	0.36
8	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
9	Poids propre garde-corps	□	—	0.30
G Volée =				10.355(KN/ml)

Tableau III.1.1 : détermination du poids propre de la volée

▪ **Le palier :**

N	Matériaux	Épaisseur 1ml (m ²)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
1	Poids propre de palier	0.2	25	5
2	Revêtement en carrelage	0.01	20	0.2
3	Mortier de Pose	0.02	22	0.44
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G palie				6.2 (KN/ml)

Tableau III.1.2 □ Détermination du poids propre du palier

b. Surcharge d'exploitation :

La charge d'exploitation d'un escalier selon le DTR B.C.2.2 [4] est de
 $Q=2.5\text{ kN/ml}$.

III.1.3 Calcul des efforts internes :

➤ **Combinaison de charges :**

▪ **A L'ELU □**

Volée : $q_1 = 1,35G_1 + 1,5Q$

Palier : $q_2 = 1,35G_2 + 1,5Q$

Volée : $q_1 = 1,35(10,355) + 1,5(2,5) = 17,72 \text{ KN/ml}$.

Palier : $q_2 = 1,35(6,2) + 1,5(2,5) = 12,12 \text{ KN/ml}$.

▪ **A L'ELS :**

Volée : $q_1 = G_1 + Q$

Palier : $q_2 = G_2 + Q$

Volée : $q_{s1} = 10,355 + 2,5 = 12,855 \text{ KN/ml}$.

Palier : $q_{s2} = 6,2 + 2,5 = 8,7 \text{ KN/ml}$

a. Calcul a l'ELU:

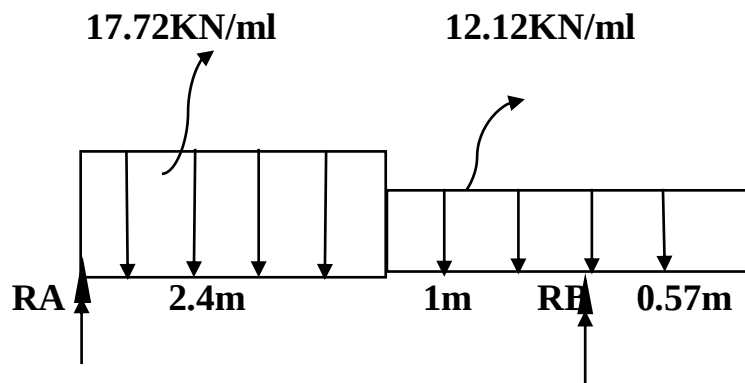


Figure III.1.2: schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

➡ **Détermination des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 17,72 \times 2,4 + 12,12 \times 1,57$$

$$R_A + R_B = 61,56 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$-R_B \times 3,75 + (17,72 \times 2,4) \times 1,2 + (12,12 \times 1,57) \times 3,185$$

$$R_B = 32,84 \text{ KN}$$

$$R_A = 28,72 \text{ KN}$$

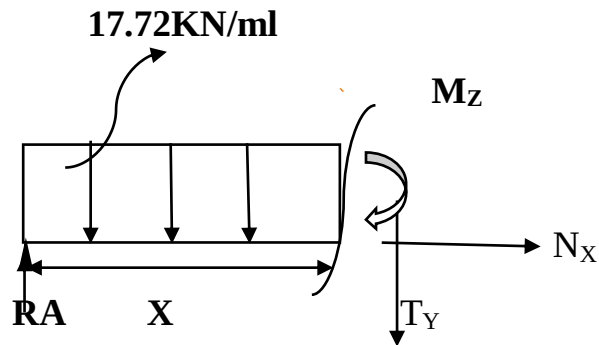
Finalement :

$$R_A = 32,84 \text{ KN}$$

$$R_B = 28,72 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts internes □

• Tronçon 1 : $0\text{m} \leq x \leq 2.4\text{m}$



• $T_Y = R_A - 17.72X$

Pour $x=0$ $\longrightarrow$ $T_Y = 28.72\text{ kN}$

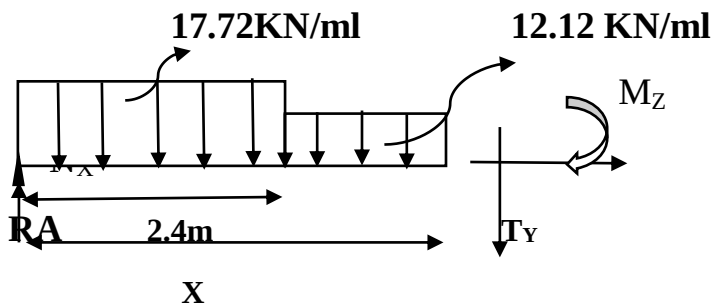
Pour $x=2.4\text{m}$ $\longrightarrow$ $T_Y = -13.808\text{ kN}$

• $M_Z = R_A \cdot X - 17.72 \times \frac{X^2}{2}$

Pour $x=0$ $\longrightarrow$ $M_Z = 0\text{ kN.m}$

Pour $x=2.4\text{m}$ $\longrightarrow$ $M_Z = 17.9\text{ kN.m}$

• Tronçon 2 : $2.4\text{m} \leq x \leq 3.4\text{ m}$



• $T_Y = R_A - 12.12(x - 2.4) - 17.72(2.4)$

$$T_y = -12.12x + 15.28$$

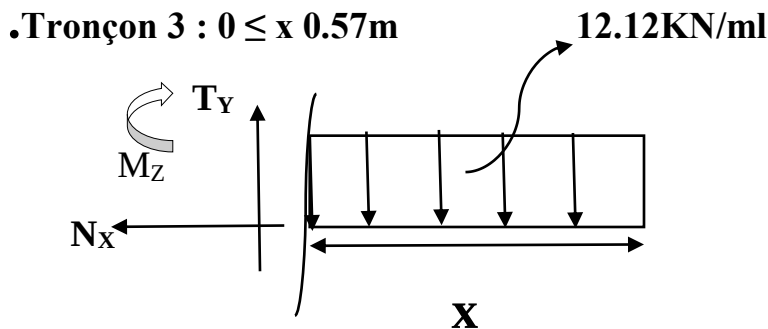
Pour $x=2.4\text{m}$ $\longrightarrow$ $T_y = -13.808 \text{ KN}$

Pour $x=3.4 \text{ m}$ $\longrightarrow$ $T_y = -25.93 \text{ KN}$

$$M_z = R_A \cdot x - 17.72 \times 2.4(x-1.2) - 12.12 \frac{(x-2.4)^2}{2}$$

Pour $x=2.4$ $\longrightarrow$ $M_z = 17.9 \text{ KN.m}$

Pour $x=3.4$ $\longrightarrow$ $M_z = -1.96 \text{ KN.m}$



$$T_y = 12.12x$$

Pour $x = 0$ $\longrightarrow$ $T_y = 0 \text{ KN}$

Pour $x = 0.57$ $\longrightarrow$ $T_y = 6.90 \text{ KN}$

$$M_z = -12.12 \frac{x^2}{2} \longrightarrow M_z = -6.06x^2$$

Pour $x=0$ $\longrightarrow$ $M_z = 0$

Pour $x=0.57$ $\longrightarrow$ $M_z = -1.96 \text{ KN.m}$

▪ **Calcul du moment maximal M_z max :**

$$T_y = -12.12x + 15.28$$

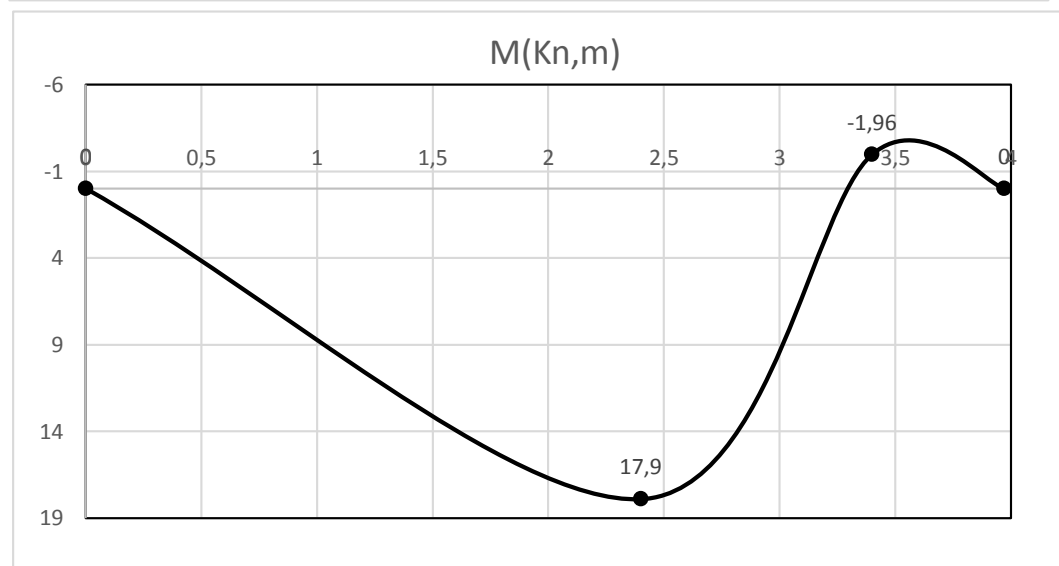
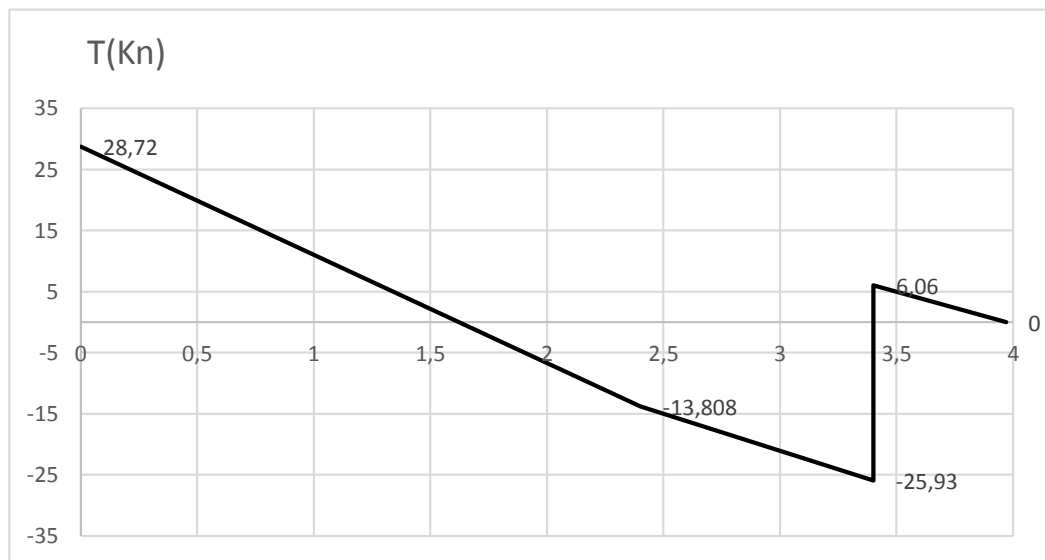
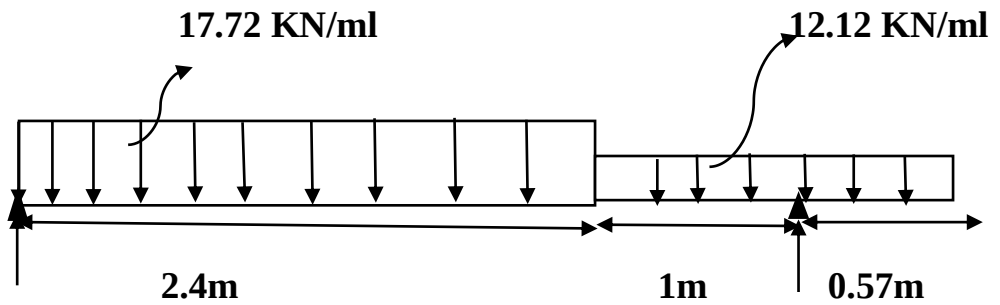
$$T_y = 0 \longrightarrow T_y = -12.12x + 15.28 = 0$$

La distance correspondante à l'effort tranchant nul est : $x = 1.26$

$$M_{z_{\max}}(1.26) = 25.76 \text{ kN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85 M_{z_{\max}} = 21.9 \text{ kN.m}$

En appuis : $M_a = -0.3 M_{z_{\max}} = -7.72 \text{ kN.m}$



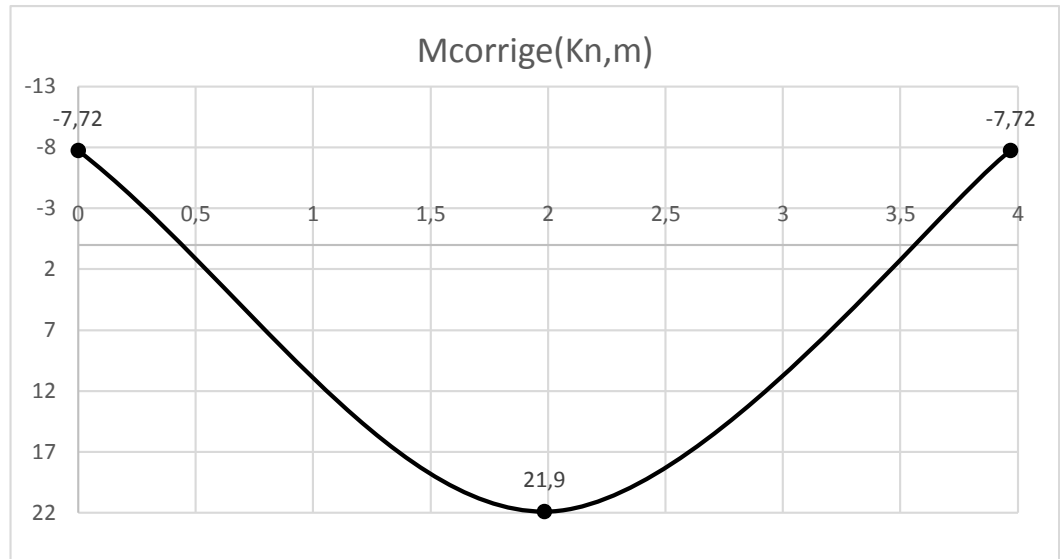


Figure .III.1.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant l'ELU.

III.1.4 Calcul des armatures □

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ mpa}$$

▪ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21.9 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.6} = 0.088 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{SC} = 0 \text{ cm}^2$).

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.088 \Rightarrow \beta = 0.954$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21.9 \times 10^3}{0.954 \times 13 \times 348} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Soit : A adoptée = **5HA12 = 5.65 cm²**.

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

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{1}{4} A \text{ adoptée} = \frac{1}{4} \times 5.65 = 1.412 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : } 5\text{HA}10 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

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

▪ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{7.72 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.6} = 0.031 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.032 \longrightarrow \beta = 0.984$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.72 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.734 \text{ cm}^2$$

Soit : $A \text{ adoptée} = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$.

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

• **Armature de répartitions :**

A_r $A \text{ adoptée} = \frac{1}{4} \times 3.14 = 0.63 \text{ cm}^2$. Soit : $5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

➡ **Vérification a l'ELU :**

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2, 1 BAEL 91/révisé 99) :**

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 13 \times 100 \cdot \frac{2.2}{400} = 1.65 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

➡ **Vérification au cisaillement (Art. 5.1, 1 BAEL 91/révisé 99) [2] :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ mpa} \right\} = 3,33 \text{ mpa (Art. 5.1, 211)}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{28.62 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.22 \text{ mpa} < 3.33 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement les armatures transversale ne sont pas nécessaires.

➡ **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1, 21 BAEL 91/révisé 99) [2]**

$$\bar{\tau}_{se} \leq \tau_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{0.9 d \sum u_i}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.62 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 1.56 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.56 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

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

➡ **Influence de l'effort tranchant :**

▪ **Au niveau des appuis (Art. 5.1, 312 BAEL 91/révisé 99) [2] :**

$$A_{st} \text{ adoptée} > A_{st} \text{ ancrée} = \frac{\gamma_s \cdot VU_{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 28.62 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.83 \text{ cm}^2$$

As adoptée=2.51cm² > Ast ancrée=0.83cm..... **La condition est vérifiée.** Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

▪ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL91/révisé 99) [2] :**

$$L_s = \varphi \frac{f_e}{4 \sigma_{se}} \longrightarrow L_s = \Phi 35$$

Pour **HA10** : $L_s = 35 \times 10 = 350 \text{ mm} = 35 \text{ cm}$ (aux appuis).

Pour **HA10** : $L_s = 35 \times 10 = 350 \text{ mm} = 35 \text{ cm}$ (en travée).

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La Longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 40 L_s$.

Pour **HA10** $L_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$

On opte pour un $L_c = 20 \text{ cm}$.

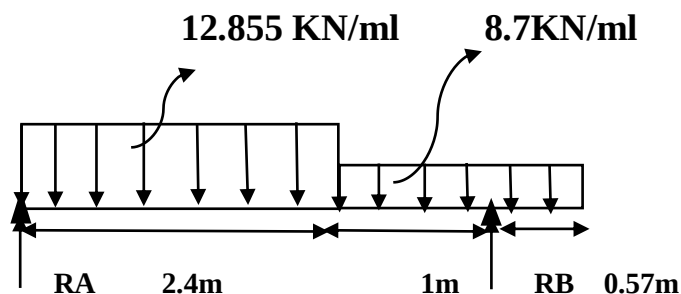
➡ **Espacements des barres (A.8.2, 42 du BAEL 91/révisé 99) [2] :**

▪ **Armatures principales en travée** : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
.....condition vérifiée.

▪ **Armatures principales aux appuis** : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
.....condition vérifiée.

▪ **Armatures de répartition** : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.
.....condition vérifiée

b. Calcul à l'ELS :



FigureIII.1.4:Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS.

Détermination des réactions d'appuis :

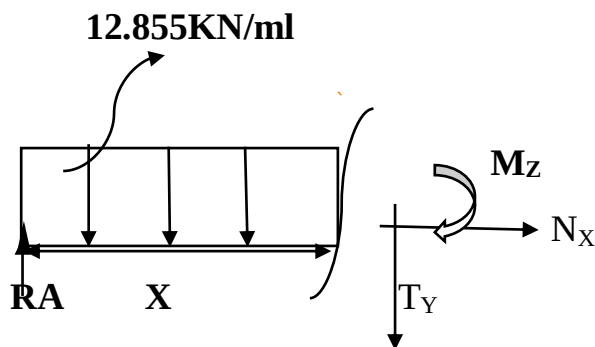
$$\Sigma F/y=0 \longrightarrow RA+RB = 12,855(2,4) + 8,7(1,57)$$

$$RA+RB = 44.53 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A=0 \longrightarrow 12,855(2,4) (1,2) + (8,7) (1,57) (4,505) (3,185) - RB \times 3,4 = 0$$

$$RB = 23.68 \text{ KN}$$

$$RA = 20.85 \text{ KN}$$

▪ Effort internes :**▪ Tronçon 1: $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$** 

$$\bullet Ty = RA - 12.855x = -12.855x + 20.85$$

$$\text{Pour } x=0 \longrightarrow Ty = 20.85 \text{ KN}$$

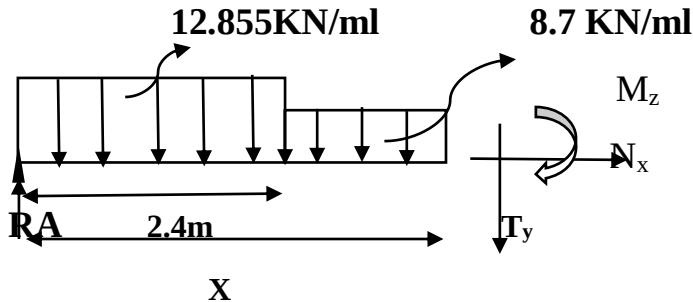
$$\text{Pour } x=2.4 \text{ m} \longrightarrow Ty = -10 \text{ KN}$$

$$\bullet Mz = RAx - 12.855 \times \frac{x^2}{2} = 20.85x - 6.43x^2$$

$$\text{Pour } x=0 \text{ m} \longrightarrow Mz = 0$$

$$\text{Pour } x=2.4 \text{ m} \longrightarrow Mz = 13 \text{ KN.m}$$

.Tronçon 2 : $2.4\text{m} \leq x \leq 3.4 \text{ m}$



$$.T_y = R_A - 12.855 \times 2.4 - 8.7(X - 2.4)$$

$$T_y = -8.7x + 10.88$$

Pour $x = 2.4\text{m}$ $\longrightarrow$ $T_y = -10 \text{ KN}$

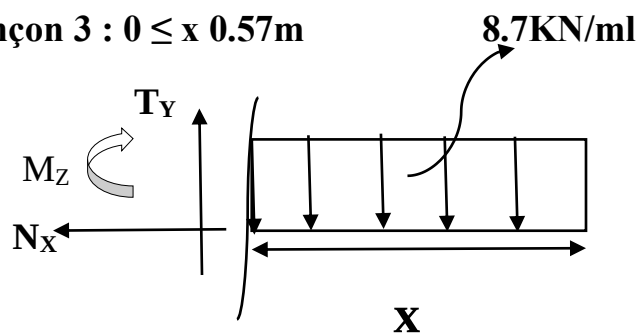
Pour $x = 3.4 \text{ m}$ $\longrightarrow$ $T_y = -18.7 \text{ KN}$

$$.M_z = R_A \cdot x - 12.855 \times 2.4(x - 1.2) - 8.7 \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

Pour $x = 2.4$ $\longrightarrow$ $M_z = 13 \text{ KN.m}$

Pour $x = 3.4$ $\longrightarrow$ $M_z = -1.42 \text{ KN.m}$

.Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 0.57\text{m}$



$$.T_y = 8.7x$$

Pour $x = 0$ $\longrightarrow$ $T_y = 0 \text{ KN}$

Pour $x = 0.57$ $\longrightarrow$ $T_y = 4.96 \text{ KN}$

$$.M_z = -8.7 \frac{x^2}{2} \longrightarrow M_z = -4.35x^2$$

Pour $x=0$ $\longrightarrow$ $M_z=0$

Pour $x=0.57$ $\longrightarrow$ $M_z = -1.42\text{KN.m}$

▪ **Calcul du moment maximal M_z max :**

$$T_y = -12.855x + 23.35$$

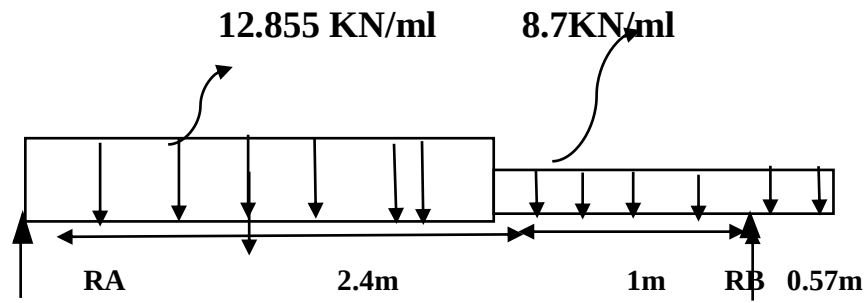
$$T_y=0 \longrightarrow T_y = -8.7x + 10.88 = 0$$

La distance correspondante à l'effort tranchant nul est : $x=1.25\text{m}$

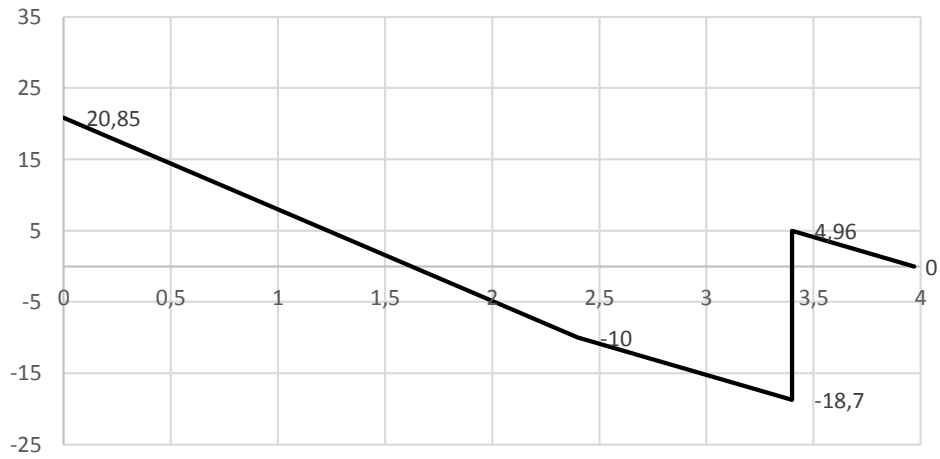
$$M_{z_{\max}}(1.25) = 18.77 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \quad M_{z_{\max}} = 15.95 \text{ Kn.m}$$

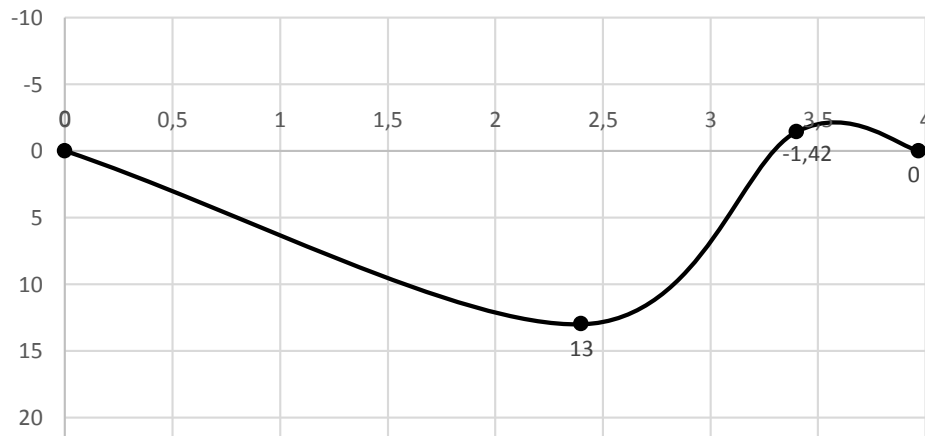
$$\text{En appuis : } M_a = -0.3M_{z_{\max}} = -5.63\text{kN.}$$



T(Kn)



M(Kn,m)



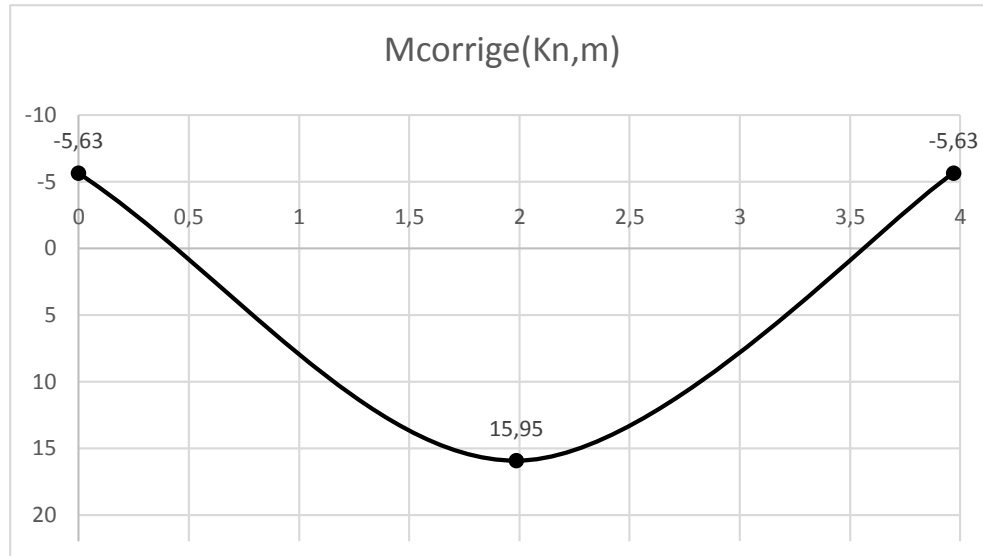


Figure III.1.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant l'ELS

➡ **Vérifications à L'ELS:**

1. État limite de compression du béton:

En travée:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$p = \frac{100 A}{b d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.43$$

$$p = 0.43 \quad k_1 = 34.5 \quad \beta_1 = 0.899$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A} = \frac{15.95 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 242.55$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{242.55}{34.5} = 7.03 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

2. État limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99)[2]

3. État limite de déformation :

Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, d'après (B.6.5, 1 BAEL91/révisé 99) [2].

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{100M_0} \\ \frac{As}{b_0d} \leq \frac{4.52}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{397} = 0.0377 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{397} = 0.0377 \geq \frac{Mt}{100M_0} = \frac{15.95}{100 \times 18.77} = 0.0084 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{AS}{b_0d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{5.65}{400} = 0.014 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

4. Calcul de la flèche :

Le calcul se fera sur une bande de 1m.

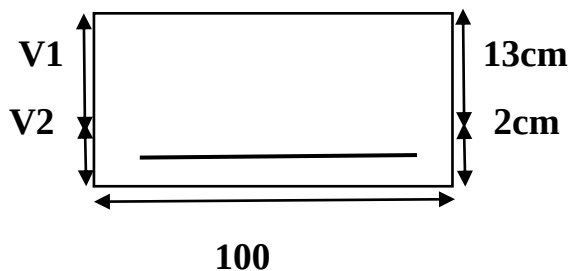


Figure III.6: Schéma statique de calcul

On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{q_{s \max}^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$$

Avec $q_{\max} = \max (q \text{ paillasse} ; q \text{ palier}) = \max (12.855 ; 8.7) = 12.855 \text{ kN/ml}$

$Q_{\max} = 12.855 \text{ kN/ml}$

F : La flèche admissible

E_v : module de déformation différée

$E_v = 3700 = 18018.86 \text{ Mpa}$

I : moment d'inertie totale de la section par rapport au centre de gravité

$$I_0 = \frac{b}{3} \left[(V_1^3 + V_2^3) + 15 A t (V_2 - c)^2 \right]$$

$$\text{Ou: } v_1 = \frac{S_{ix}/x}{B_0} \longrightarrow v_2 = h - v_1$$

Avec :

$S_{ix}'x$: moment statique par rapport à l'axe xx'

$$S_{ix}'x = \frac{b h^2}{2} + 15 A d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 130 = 222675 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n . A = 100 \times 15 + 9 \times 5.65 = 1550.85 \text{ cm}$$

$$V_1 = \frac{22267.5}{1550.85} = 14.35 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 14.35 = 0.65 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \left[(14.35^3 + 0.65^3) + 15 \times 5.65 (0.65 - 2)^2 \right] = 12258.08 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{12.855 \times 397^4}{18018.86 \times 10^3 \times 12258.08} = 0.00365 \leq f = \frac{397}{500} = 0.794 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : Le ferrailage retenu est le suivant L'escalier :

- **En travée Armatures principales :** 5HA12/ml ($S_t = 25 \text{ cm}$).

Armatures de répartition : 5HA 10/ml ($S_t = 25 \text{ cm}$).

- **Aux appuis Armatures principales :** 5HA 10/ml ($S_t = 25 \text{ cm}$).

Armatures de répartition : 5HA10/ml (St= 25 cm)

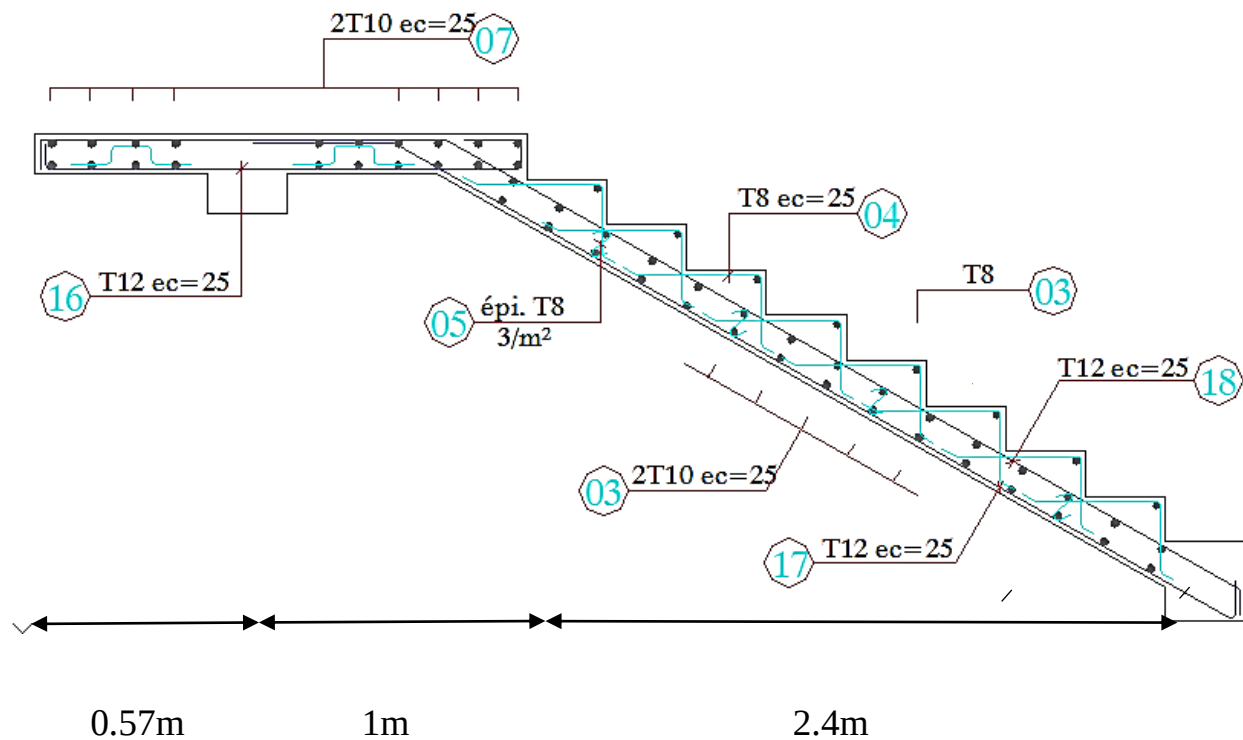


Figure III.1.7: calcul Plan de ferrailage de l'escalier.

III.2 La poutre palière :

Introduction

Les paliers intermédiaires à mi-étage 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 et sa portée est de 2,8m (entre nu d'appuis).

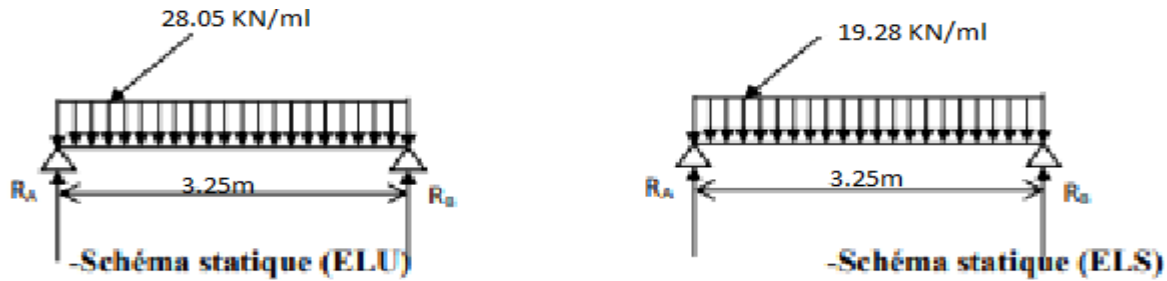


Figure III.2.1 : schéma statique de calcul.

III.2.1 Pré-dimensionnement :

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

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

• Hauteur :

$$L=325\text{m}$$

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10}$$

$$21.66 \leq h \leq 32.5$$

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

• Largeur

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

$$0.4 \cdot 30 \leq b \leq 0.7 \cdot 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

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

➤ Vérification des conditions de l'article 7.5.1 du RPA 99 1

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

$b=25\text{cm}>20\text{cm}$. **condition vérifiée.**

$h=30\text{cm}\geq 30\text{cm}$. **condition vérifiée.**

$h/b=1.2<4$. **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Les dimensions retenues pour la poutre palière sont : $25*30\text{ cm}^2$.

➤ **Vérification des conditions de l'article 7.5.1 du RPA 99 [1].**

$b \geq 20\text{ cm}$.

$h \geq 30\text{ cm}$.

$h/b \leq 4$.

$b=25\text{ cm} > 20\text{ cm}$. **La condition est vérifiée.**

$h=30\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$. **La condition est vérifiée.**

$h/b = 1.2 \leq 4$. **La condition est vérifiée.**

Conclusion:

Les dimensions retenues pour la poutre palière sont: $25 \times 30 \text{ cm}^2$.

III.2.2 Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre palière : $G1 = 0.3 \times 0.25 \times 25 = 1.875\text{ kN/ml}$.

- Réaction au point A à l'ELU : $RA\text{-ELU} = Qu = 25.52\text{ KN/ml}$.

- Réaction au point A à l'ELS : $RA\text{-ELS} = Qs = 17.41\text{ KN/ml}$.

III.2.3 Combinaisons de charges :

• **À l'ELU :**

$$qu = 1.35G1 + Qu = 1.35(1.875) + 25.52 = 28.05\text{ kN/ml}$$

• **À l'ELS :**

$$qs = G1 + Qs = (1.875) + 17.41 = 19.28\text{ kN/ml}$$

III.2.4 Calcul à l'ELU :

a. Détermination des efforts internes :

$$R_A = R_B = \frac{qu \cdot L}{2} = \frac{28.05 \cdot 3.25}{2} = 45.58$$

$$R_A = 45.58 \text{ kN.}$$

$$M_0 = \frac{qu \cdot L^2}{8} = \frac{28.05 \cdot 3.25^2}{8} = 37.03$$

$$M_0 = 37.03 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot 37.03 = 31.47 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \cdot 37.03 = -11.1 \text{ kN.m.}$$

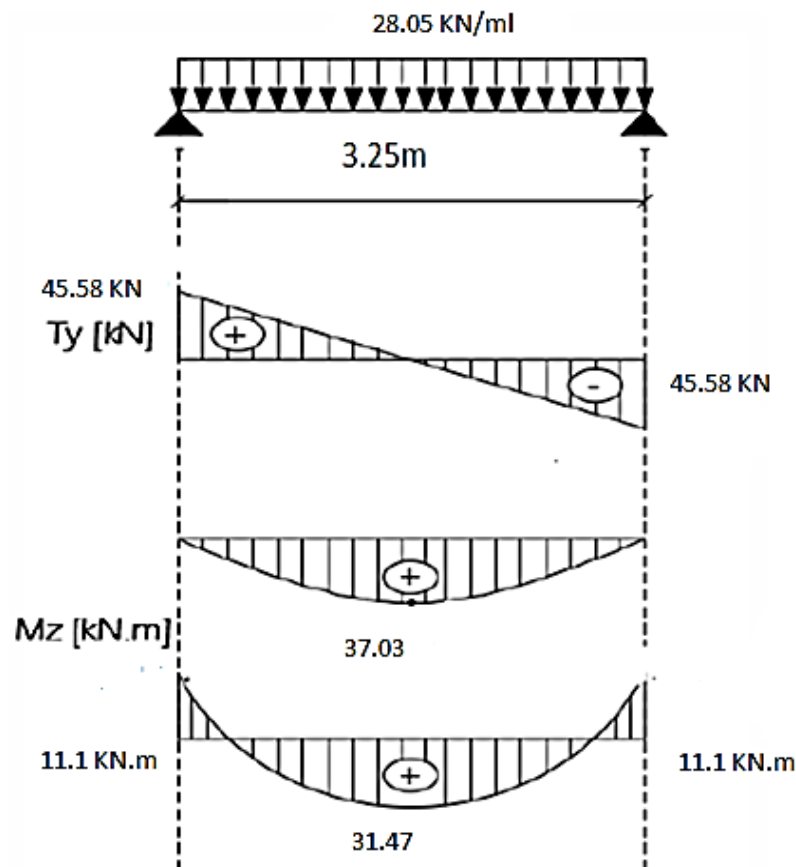


Figure III.2.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

b. Calcul des armatures :• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{31.47 \cdot 10^6}{250 \cdot (280)^2 \cdot 14.2} = 0.113 < \mu_l = 0.938.$$

La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.113$: $\beta = 0.939$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31.47 \cdot 10^3}{0.939 \cdot 28 \cdot 348} = 3.43 \text{ cm}^2.$$

Soit: **A adoptée = 3HA14 = 4.62 cm².**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11.1 \cdot 10^6}{250 \cdot (280)^2 \cdot 14.2} = 0.039 < \mu_l = 0.392.$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.039$: $\beta = 0.980$.

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.1 \cdot 10^3}{0.980 \cdot 28 \cdot 348} = 1.16 \text{ cm}^2.$$

Soit: **A adoptée = 3HA12 = 3.39 cm².**

III.2.5 Vérification à l'ELU:➤ **Condition de non fragilité (A.4.2.2 du BAEL 99).**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 25 \cdot 28 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_t = 4.62 > 0.845 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3.39 > 0.845 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement (A.5.1, 211 BAEL 99)**

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

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot 25}{1.5}; 5 \text{ mpa} \right\} = 3.33 \text{ mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{45.58 \cdot 10^3}{250 \cdot 280} = 0.651$$

$$\tau_u = 0.651 < \tau_u = 3.33 \text{ mpa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (A.6.1,3 BAEL 99A)**

$$\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ou :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\tau_{se} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ mpa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum u_i}$$

Ou :

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

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot 3.14 \cdot 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{45.58 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 280 \cdot 150.72} = 1.2 < \tau_{se} = 3.15 \text{ mpa.}$$

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

➤ **Ancrage des barres (A 6.1, 221 BAEL 99)**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ mpa}$, la longueur de scellement

droite L_s est égale à :

$$L_s = 35\phi$$

-Pour les HA 12 : $L_s = 35 \cdot 1.2 = 42 \text{ cm}$ (en travée).

-Pour les HA 10 : $L_s = 35 \cdot 1.0 = 35 \text{ cm}$ (aux appuis).

L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0.4L_s$.

-Pour les HA 12 : $L_c = 0.4 \cdot 42 = 16.8 \text{ cm}$.

-Pour les HA 10 : $L_c = 0.4 \cdot 35 = 14 \text{ cm}$.

Finalement : La longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

➤ **Influence de l'effort tranchant :**

- **Au niveau des appuis (A.5.1 ,312 BAEL99).**

$$A_{st} \text{ adopté} > A_{st} \text{ ancrer} = \frac{\gamma_s \cdot V_{umax}}{f_e} = \frac{1.15 \cdot 45.58 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1.31 \text{ cm}^2.$$

Ast adopté $3.14 \text{ cm}^2 > 1.31 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Sur le béton (A.5.1, 313 BAEL 99).**

$$\frac{2.vu}{f_{e,0.9d}} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2.45,58 \cdot 10^3}{400.0,9.280} = 0.90 \leq \frac{0,8 \cdot 25}{1,5} = 13.33 \text{ mpa. La condition est vérifiée.}$$

- ✓ **Calcul des armatures transversales (A.7.2,2 BAEL 99).**

$$\phi t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi t) = \min (0.85 ; 2.5 ; 1.2) = 0.85 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 8$ ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$).

- **Espacement maximal des armatures transversales (A.5.1,22 BAEL 99)**

$$S_{tmax} \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm} = \min (25.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}).$$

- **Section minimale d'armatures d'âme (A.5.1, 22 BAEL 99).**

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e la quantité $\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t}$ doit être au moins égale à 0.4 mpa ou N/mm^2).

D'où :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq 0.4 \text{ mpa}$$

$$A_t \min \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot s_t}{f_e} = \frac{0.4 \cdot 25 \cdot 15}{400} = 0.375 \text{ cm}^2 < A_t \text{ adoptée} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

III.2.6 Vérification aux exigences du RPA 99(Art. 7.5.2) :

1. Armatures longitudinales (A.7.5.2.1 du BAEL 99)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de

la poutre est de 0.5% en toute section.

$$-A_l = 4 \text{ HA } 12 + 4 \text{ HA } 10 = 3.14 + 4.52 = 7.66 \text{ cm}^2.$$

$$-0.5 \% \text{ de la section} = 0.005 \cdot b \cdot h = 0.005 \cdot 30 \cdot 25 = 3.75 \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_l = 7.66 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 3.75 \text{ cm}^2$ **La condition est vérifiée.**

2. Armatures transversales (A.7.5.2.2 du BAEL 99)

Armatures transversales minimales :

$A_{tmin} = 0.003 \cdot s_t \cdot b = 0.003 \cdot 15 \cdot 25 = 1.125 \text{ cm}^2 < A_t \text{ adoptée} = 2.01 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

- **Zone nodale :**

$$s_t \leq \min(h/4 ; 12\phi) = \min(7.5; 12) = 7.5 \text{ cm} \quad s_t = 7 \text{ cm.}$$

- **Zone courante :**

$$s_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm} \quad s_t = 15 \text{ cm.}$$

III.2.7 Calcul à l'ELS:

a. Détermination des efforts internes :

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot s \cdot l}{2} = \frac{17.41 \cdot 3.25}{2} = 28.29 \text{ KN.}$$

$$M_0 = \frac{q \cdot s \cdot l^2}{8} = \frac{17.41 \cdot 3.25^2}{8} = 22.98 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot 22.98 = 19.53 \text{ KN.m.}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \cdot 22.98 = 6.89 \text{ KN.m.}$

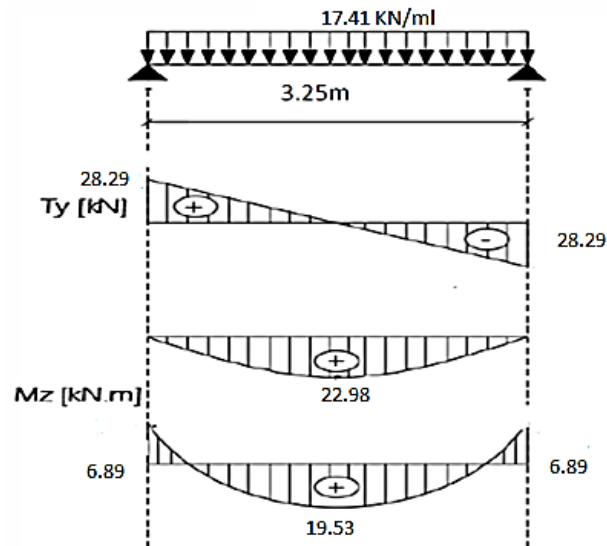


Figure III.2.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.2.8 Vérifications à l'ELS :**a. Etat limite de compression du béton :**• **En travée :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \cdot 4,52}{25 \cdot 28} = 0.646$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho=0.646$; $\beta_1=0.882$; $K_1=27.37$.

$$\sigma_{st} = \frac{19.53 \cdot 10^6}{0.882 \cdot 280 \cdot 4.52 \cdot 10^2} = 174.95 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{174.95}{27.37} = 6.39 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 6.39 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$ **La condition est vérifiée.**

• **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \cdot 3.14}{25 \cdot 28} = 0.449$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho=0.449$; $\beta_1=0.898$; $K_1=34.02$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{6.89 \cdot 10^6}{0.898 \cdot 280 \cdot 3.14 \cdot 10^2} = 87.26 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{87.26}{34.02} = 2.56 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 2.56 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$ **La condition est vérifiée.**

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui

veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. **(Article A.4.5, 32 du BAEL 91) [2].**

c. Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions

suivantes sont satisfaites (B.6.5, 1 BAEL 99) [3] :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{325} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.092 > \frac{Mt}{10.M_0} = \frac{19.53}{10.22.98} = 0.085. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.52}{25 \times 28} = 0.0064 < \frac{4.2}{400} = 0.0105. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

- **Armatures longitudinales :**
Armatures supérieures (Aux appuis) : 4HA10.
Armatures inférieures (En travée) : 4HA12.
- **Armatures transversales :**
Un cadre et un étrier en HA8.

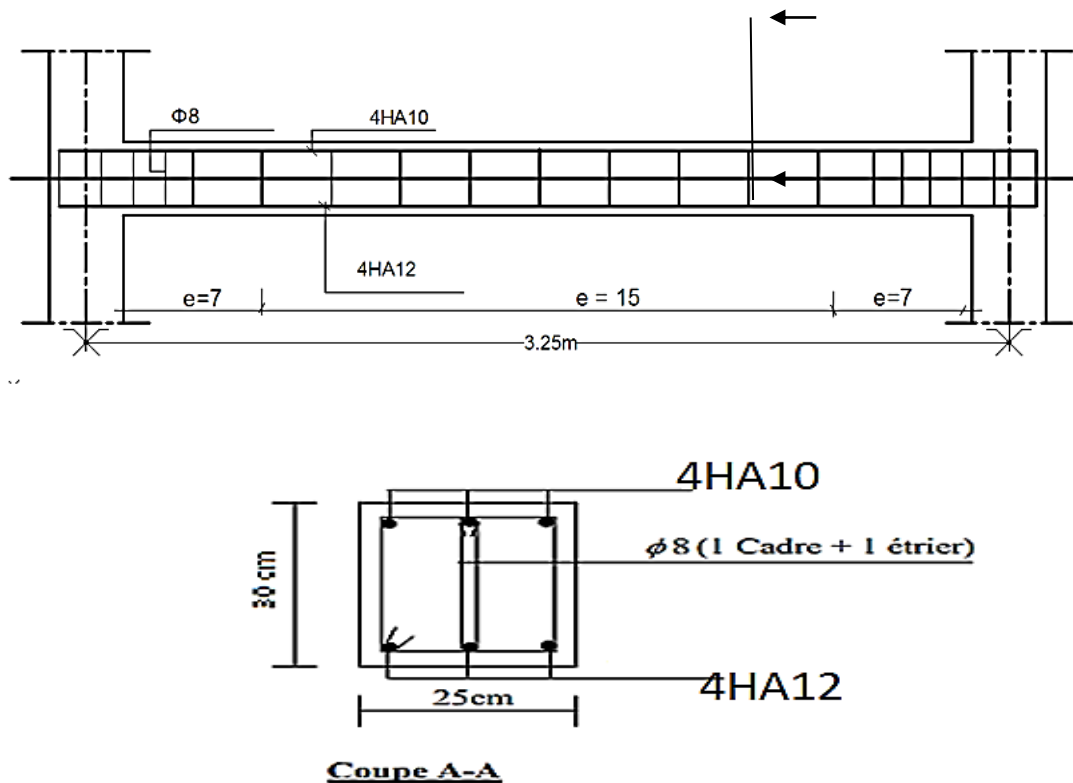


Figure III.2.4 : Plan de ferrailage de la poutre palière.

III.3. Les planchers :

Introduction :

Les planchers sont des aires planes horizontales délimitant les différents étages

Successifs dans une construction et recueillant les charges et les surcharges de fonctionnement

du bâtiment.

La structure comporte deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux** : Constitués de corps creux, de poutrelles préfabriquées et

d'une dalle de compression pour une hauteur totale de 20 cm (16+4).

- **Plancher en dalle pleine** : Le plancher en dalle pleine est constitué d'une épaisseur de

béton arme de 15 à 20cm en moyenne, coulée sur un coffrage plat. Pour des difficultés de réalisation d'un plancher en corps creux, les aires triangulaires (Par exemple) sont réalisées en dalle pleine.

III.3.1 Plancher en corps creux :

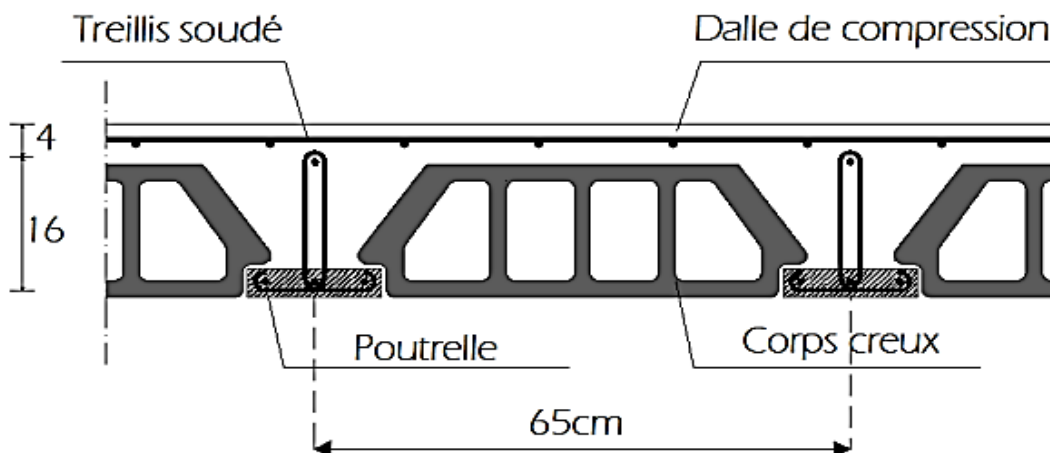


Figure III.3.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.3.1.1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes,

données par le **BAEL91 modifiée 99(Art B.6.8, 423) [3]**:

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

▪ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

On adoptera $A_{\perp} = 5HA5/\text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

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

S_t : distance entre les armatures.

Conclusion:

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(5 \times 200 \times 5 \times 200) \text{ mm}^2$.

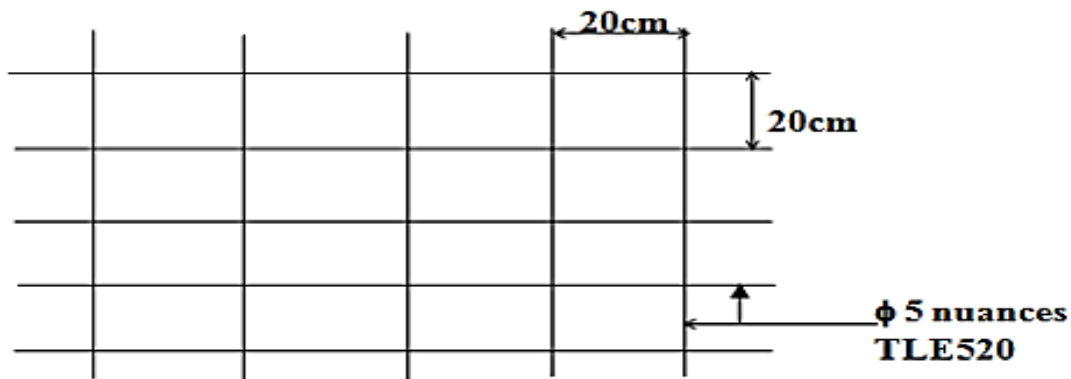


Figure III.3.2 : Treillis soudées de $(5 \times 200 \times 5 \times 200) \text{ mm}^2$.

III.3.2 Étude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire

de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ reposant sur deux appuis.

III.3.2.1 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie (représentent son poids propre poids de corps creux et la surcharge revenant au plancher)

dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le

montre la figure ci-dessous:

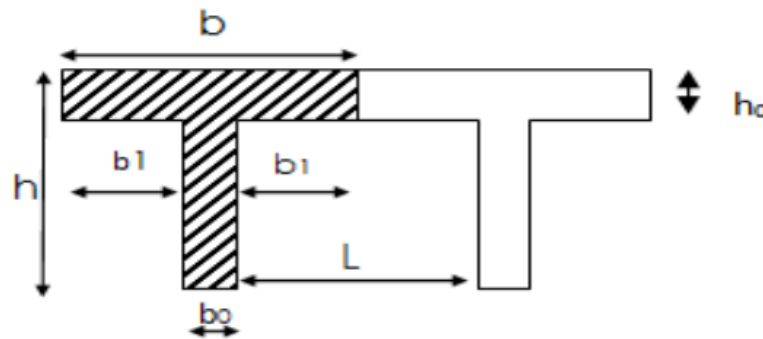


Figure III.3.3 : Dimensions de la section en T.

b = 65cm : distance entre axes de deux poutrelles

h = (16+4) : hauteur du plancher en corps creux

b0 = 12cm : largeur de la poutrelle

L : longueur libre entre nus d'appuis.

h0 = 4 cm : épaisseur de la dalle de compression

b1 : est le débord

$$b1 = \frac{b-b0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5\text{cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de Compression et après coulage de la dalle de compression :

▪ **1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaire pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression. Ces étais sont général distants de (0.70 à 1.20) m.

▪ **2ème étape : Après coulage de la dalle de compression:**

La poutrelle est considérée comme étant une poutre continue sur plusieurs appuis de section en T.

Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant aux planchers.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme

appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis

III.3.2.2 Détermination des sollicitations et combinaisons de charge :

▪ **Plancher terrasse inaccessible :**

Poids propre du plancher : $G = 6.34 \times 0.65 = 4.121 \text{ KN/ml}$.

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

▪ **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_{u1} = 1.35 \times 4.121 + 1.5 \times 0.65 = 6.538 \text{ KN/ml}$$

▪ **A l'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_{s1} = 4.121 + 0.65 = 4.771 \text{ KN/ml}$$

▪ **Plancher d'étage courant :**

Poids propre du plancher : $G = 5.38 \times 0.65 = 3.497 \text{ KN/ml}$.

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

A l'ELU :

$$q_{u2} = 1.35 \times 3.497 + 1.5 \times 0.975 = 6.183 \text{ KN/ml.}$$

A l'ELS :

$$q_{s2} = 3.497 + 0.975 = 4.472 \text{ KN/ml.}$$

▪ **Plancher RDC :**

Poids propre du plancher : $G = 5.38 \times 0.65 = 3.497 \text{ KN/ml.}$

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

A l'ELU :

$$q_{u3} = 1.35 \times 3.497 + 1.5 \times 1.625 = 7.16 \text{ KN/ml.}$$

A l'ELS :

$$q_{s3} = 3.497 + 1.625 = 5.122 \text{ KN/ml.}$$

Remarque □

On remarque que le chargement du plancher du RDC est le plus défavorable. Donc on

l'utilisera pour le calcul du ferraillage.

III.5.2.3 Détermination des efforts internes :

Pour les poutres et les poutrelles, cette étape se fait généralement avec l'une de ces Méthodes :

- . Méthode de Caquot.
- . Méthode des trois moments.
- . Méthode forfaitaire

▪ **Méthode forfaitaire :**

Cette méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis par des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

La méthode forfaitaire s'applique pour un plancher dit à surcharge d'exploitation modérée (c'est à dire la surcharge

$Q \leq \min (2 G ; 5 \text{ [kN/m}^2\text{]})$, où G représente la Charge permanente et Q la surcharge

Nominale du plancher).

De plus, celle-ci doit satisfaire les conditions suivantes:

1. Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées,
2. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

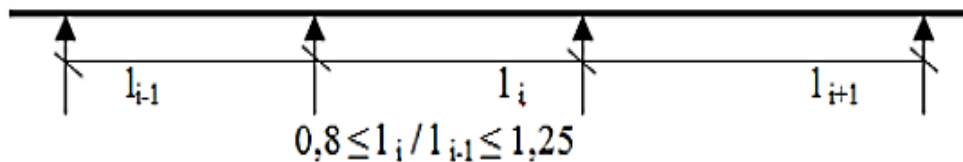


Figure III.3.4 : Schématisation des portées successives

3. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

▪ Application de la méthode :

Soit :

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée l que la travée considérée, et soumise aux mêmes charges q

$M_0 = \frac{q l^2}{8}$ (pour une portée l , charge uniformément répartie).

M_w , M_e , M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ainsi que le moment max en travée de la travée considérée en tenant compte de la continuité.

α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des surcharges d'exploitation ($\alpha = \frac{Q}{Q+G}$)

$$M_t \geq \max \left[\left(\max \left[(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \right] - \frac{M_w - M_e}{2} \right) ; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

Dans une travée de rive.

$M_t \geq \max \left[(\max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - \frac{M_w - M_e}{2}) ; \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \right]$ Dans une travée intermédiaire.

La valeur des efforts tranchants est obtenue à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{2} - \frac{ql}{2}$$

Remarque :

Les portées des différentes travées sont prises entre nus d'appuis.

III.3.2.4 Vérification des conditions d'application de la méthode

Forfaitaire :

▪ Planchers à charge d'exploitation modérée, où : $Q \leq \max (5 \text{ kN/m} ; 2G)$

1) Plancher terrasse :

$Q = 1 \text{ kN/m}^2$ et $G = 6.34 \text{ kN/m}^2$; $2G = 12.68 \text{ kN/m}^2$. D'où :

$Q = 1 \text{ kN/m}^2 < \max (12.68 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) = 12.68 \text{ kN/m}^2$. Donc le plancher est à charge d'exploitation modérée..... **La condition est vérifiée**

2) Plancher d'étage courant :

$Q = 1.5 \text{ kN/m}$ et $G = 5.38 \text{ kN/m}$; $2G = 10.76 \text{ kN/m}$. D'où :

$Q = 1.5 \text{ kN/m} < \max (10.76 \text{ kN/m} ; 5 \text{ kN/m}) = 10.76 \text{ kN/m}$. Donc le plancher est à charge d'exploitation modérée..... **La condition est vérifiée.**

3) Plancher RDC □

$Q = 2.5 \text{ kN/m}$ et $G = 5.38 \text{ kN/m}$; $2G = 10.76 \text{ kN/m}$. D'où :

$Q = 2.5 \text{ kN/m} < \max (10.76 \text{ kN/m} ; 5 \text{ kN/m}) = 10.76 \text{ kN/m}$. Donc le plancher est à charge d'exploitation modérée..... **La condition est vérifiée.**

▪ La poutre à inerties transversales constantes..... **La condition est vérifiée.**

▪ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.6}{4.2} = 0.857$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{4.2}{3.6} = 1.166$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{3.6}{4.2} = 0.857$$

$$\frac{L_4}{L_5} = \frac{4.2}{3.6} = 1.166$$

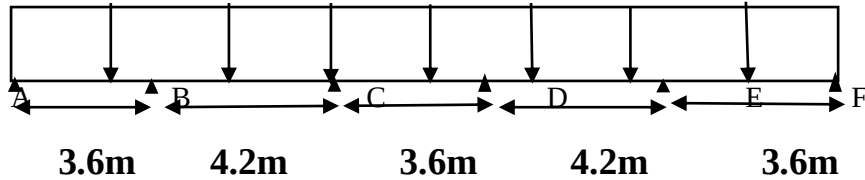
..... La condition est vérifiée.

▪ La fissuration est peu préjudiciable. La condition est vérifiée.

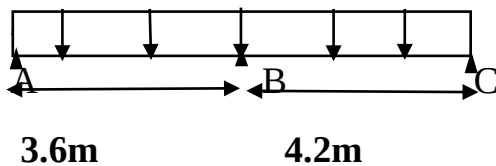
Conclusion : La méthode forfaitaire est applicable.

Nous avons 3 cas à étudier :

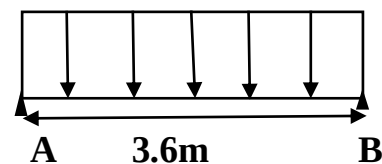
-1er type:



-2eme type:



-3eme type:



▪ 1er type:

a. Calcul des moments sur appuis et en travées :

Calcul des moments fléchissant :

► Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{ql^2_{AB}}{8} = \frac{7.16 \times 3.6^2}{8} = 11.6 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2_{BC}}{8} = \frac{7.17 \times 4.2^2}{8} = 15.78 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2_{CD}}{8} = \frac{7.16 \times 3.6^2}{8} = 11.6 \text{KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2_{DE}}{8} = \frac{7.17 \times 4.2^2}{8} = 15.78 \text{KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{ql^2_{EF}}{8} = \frac{7.17 \times 3.6^2}{8} = 11.6 \text{KN.m}$$

► Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \longrightarrow \alpha = \frac{2.5}{2.5+5.38} = 0.317 < \frac{2}{3}$$

$$\text{Avec } \square \quad 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$1+0.3\alpha = 1+0.3(0.317) = 1.095$$

$$\alpha = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.647 \text{ (travée de rive.)}$$

$$\alpha = \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.547 \text{ (travée intermédiaire.)}$$

► Calcul des moments en appuis :

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 11.6 = 3.48 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.4\text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0.4(11.6; 15.78) = 0.4 \times 15.78 = 6.312 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.5\text{Max}(M_{02}; M_{03}) = 0.5(15.78; 11.6) = 0.5 \times 15.78 = 7.89 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0.5\text{Max}(M_{03}; M_{04}) = 0.5(11.6; 15.78) =$$

$$0.5 \times 15.78 = 7.89 \text{KN.m}$$

$$ME = 0, 4M_{\max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4 (15,78; 11,6) =$$

$$0,4 \times 15,78 = 6,312 \text{ KN.m}$$

$$MF = 0,3M_{05} = 0,3(11,6) = 3,48 \text{ KN.m}$$

➡ Calcul des moments en travées :

Les moments en travées sont obtenus en remplaçant les valeurs de M_0 , α , $(1+0,3)$;

$$\alpha = \frac{1,2+0,3\alpha}{2}; \alpha = \frac{1+0,3\alpha}{2} \text{ et des moments sur appuis}$$

(M_w et M_e) dans les relations suivantes :

$$M_t \geq \max \left[(\max [(1+0,3\alpha) M_0 ; 1,05M_0] - \frac{M_w - M_e}{2}) ; \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \right]$$

Dans une travée de rive.

$$M_t \geq \max \left[(\max [(1+0,3\alpha) M_0 ; 1,05M_0] - \frac{M_w - M_e}{2}) ; \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \right]$$

Dans une travée intermédiaire.

D'où :

Étude de la travée AB : (travée de rive)

$$\bullet M_{tAB} \geq \max [1,05M_{01} ; (1+0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max [12,18; 12,703] - \frac{3,48 + 6,312}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 12,703 - 4,896 = 7,81 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_{tAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2+0,3 \times 0,317}{2} \times 11,6 = 7,51 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 7,81 \text{ KN.m}$

Étude de la travée BC : (travée intermédiaire)

$$\bullet M_{tBC} \geq \max [1,05M_{02} ; (1+0,3\alpha) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max [16,57 ; 17,28] - \frac{6,312 + 7,89}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 17,28 - 7,101 = 10,18 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+0.3 \times 0.317}{2} \times 15.78 = 8.64 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 10.18 \text{ KN.m}$

Étude de la travée CD :(travée intermédiaire)

$$\bullet M_{tCD} \geq \max [1,05M_{03} ; (1+0,3\alpha) M_{03}] - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max [12.18 ; 12.703] - \frac{7.89+7.89}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 12.703 - 7.89 = 4.813 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+0.3 \times 0.317}{2} \times 11.6 = 6.35 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 6.35 \text{ KN.m}$

Étude de la travée DE:(travée intermédiaire)

$$\bullet M_{tDE} \geq \max [1,05M_{04} ; (1+0,3\alpha) M_{04}] - \frac{MD+ME}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \max [16.57 ; 17.28] - \frac{7.89+6.312}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 17.28 - 7.101 = 10.18 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_{tDE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+0.3 \times 0.317}{2} \times 15.78 = 8.64 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tDE} = 10.18 \text{ KN.m}$

Étude de la travée EF :(travée de rive)

$$\bullet M_{tEF} \geq \max [1,05M_{05} ; (1+0,3\alpha) M_{05}] - \frac{ME+MF}{2}$$

$$M_{tEF} \geq \max [12.18; 12.703] - \frac{6.312+3.48}{2}$$

$$M_{tEF} \geq 12.703 - 4.9 = 7.803 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_{tEF} \geq \frac{1,2+0.3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1,2+0.3 \times 0.317}{2} \times 11.6 = 7.51 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tEF} = 7.803 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des efforts tranchants :

Travée AB :

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

$$T_A = \left[\frac{7,16 \times 3,6}{2} \right] + \left[\frac{6,312 - 3,48}{3,6} \right] = 13,674 \text{ KN}$$

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

$$T_B = \left[\frac{-7,16 \times 3,6}{2} \right] + \left[\frac{6,312 - 3,48}{3,6} \right] = -12,10$$

Travée BC :

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

$$T_B = \left[\frac{7,16 \times 4,2}{2} \right] + \left[\frac{7,89 - 6,312}{4,2} \right] = 15,411 \text{ KN}$$

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

$$T_C = \left[\frac{-7,16 \times 4,2}{2} \right] + \left[\frac{7,89 - 6,312}{4,2} \right] = -14,66 \text{ KN}$$

Travée CD :

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

$$T_C = \left[\frac{7,16 \times 3,6}{2} \right] + \left[\frac{7,89 - 7,89}{3,6} \right] = 12,888 \text{ KN}$$

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

$$T_D = \left[\frac{-7,16 \times 3,6}{2} \right] + \left[\frac{7,89 - 7,89}{3,6} \right] = -12,888 \text{ KN}$$

Travée DE :

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

$$T_D = \left[\frac{7,16 \times 4,2}{2} \right] + \left[\frac{6,312 - 7,89}{4,2} \right] = 14,66 \text{ KN}$$

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

$$T_E = \left[\frac{-7,16 \times 4,2}{2} \right] + \left[\frac{6,312 - 7,89}{4,2} \right] = -15,41 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = \left[\frac{q_u \times L_{EF}}{2} \right] + \left[\frac{M_F - M_E}{LCD} \right]$$

$$T_E = \left[\frac{7.16 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{3.48 - 6.312}{3.6} \right] = 12.12 \text{ KN}$$

$$T_F = \left[\frac{-q_u \times L_{EF}}{2} \right] + \left[\frac{M_F - M_E}{LCD} \right]$$

$$T_F = \left[\frac{-7.16 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{3.48 - 6.312}{3.6} \right] = -13.675 \text{ KN}$$

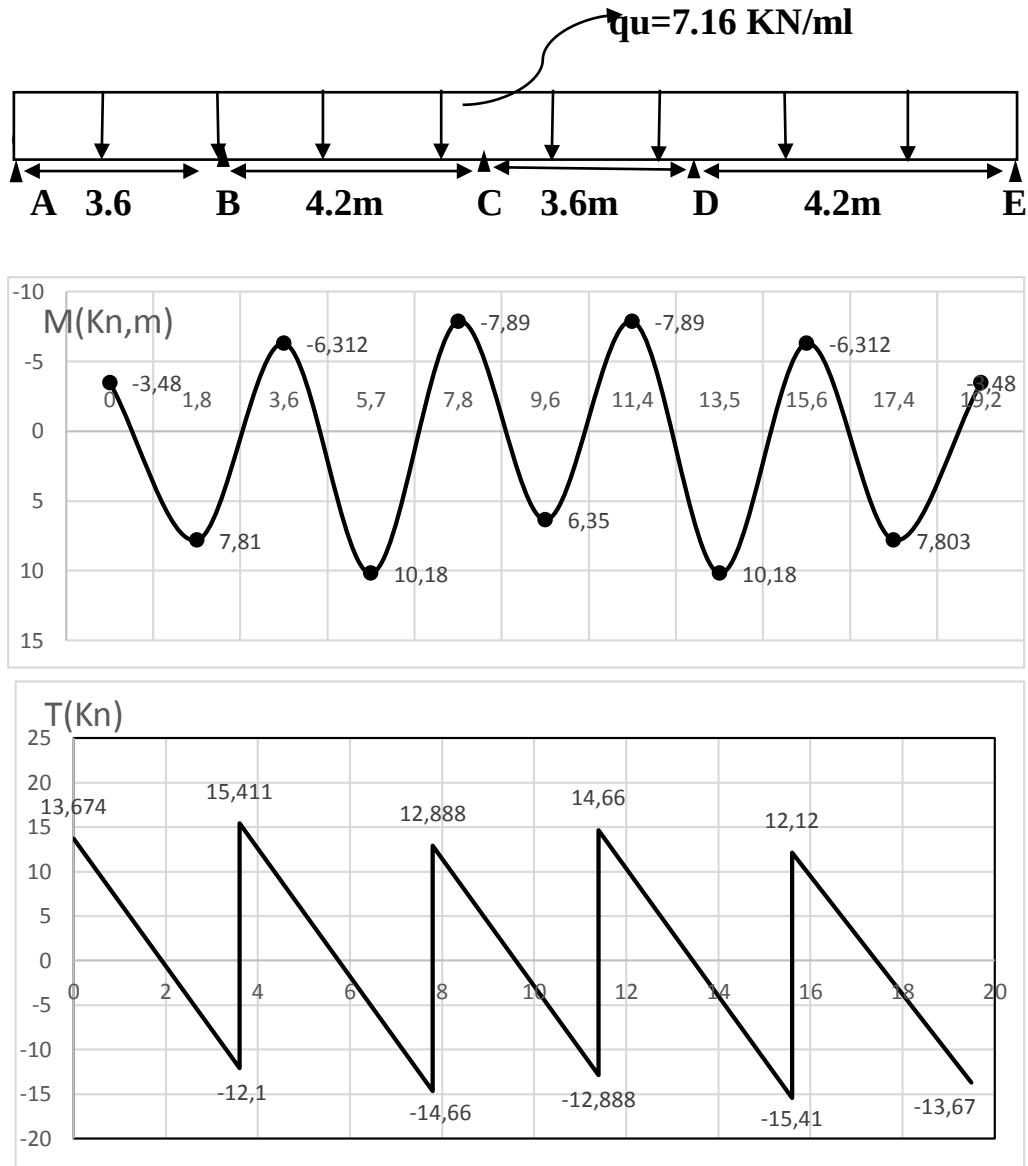


Figure III.3.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

(1er type).

▪ **2ème type :**

b. Calcul des moments sur appuis et en travées :

Calcul des moments fléchissant :

➡ **Calcul de moment isostatique :**

$$M_{01} = \frac{ql^2_{AB}}{8} = \frac{7.16 \times 3.6^2}{8} = 11.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2_{BC}}{8} = \frac{7.16 \times 4.2^2}{8} = 15.79 \text{ KN.m}$$

➡ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0.3 \times 11.6 = 3.48 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,6(11.6; 15.78) = 0.6 \times 15.78 = 9.468 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3M_{01} = 0.3 \times 11.6 = 3.48 \text{ KN.m}$$

➡ **Calcul des moments en travées :**

Étude de la travée AB : (travée de rive)

$$\bullet M_{tAB} \geq \max [1,05M_{01} ; (1+0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max [12,18; 12.703] - \frac{3.48 + 9.468}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 12.703 - 6.474 = 6.23 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_{tAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2+0,3 \times 0,317}{2} \times 11.6 = 7.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend } M_{tAB} = 7.51 \text{ KN.m}$$

Étude de la travée BC : (travée intermédiaire)

$$\bullet M_{tBC} \geq \max [1,05M_{02} ; (1+0,3\alpha) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max [16.57 ; 17.28] - \frac{9.468 + 3.48}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 17.28 - 6.474 = 10.806 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_{tBC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+0,3 \times 0,317}{2} \times 15.78 = 8.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend } M_{tBC} = 10.806 \text{ KN.m}$$

➡ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_A = \left[\frac{q \times L_{AB}}{2} \right] + \left[\frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \right]$$

$$T_A = \left[\frac{7,16 \times 3,6}{2} \right] + \left[\frac{9,468 - 3,48}{3,6} \right] = 14,55 \text{ KN}$$

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

$$T_B = \left[\frac{-7,16 \times 3,6}{2} \right] + \left[\frac{9,468 - 3,48}{3,6} \right] = -11,22$$

Travée BC :

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

$$T_B = \left[\frac{7,16 \times 4,2}{2} \right] + \left[\frac{3,48 - 9,468}{4,2} \right] = 13,61 \text{ KN}$$

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

$$T_C = \left[\frac{-7,16 \times 4,2}{2} \right] + \left[\frac{3,48 - 9,468}{4,2} \right] = -16,46 \text{ KN}$$

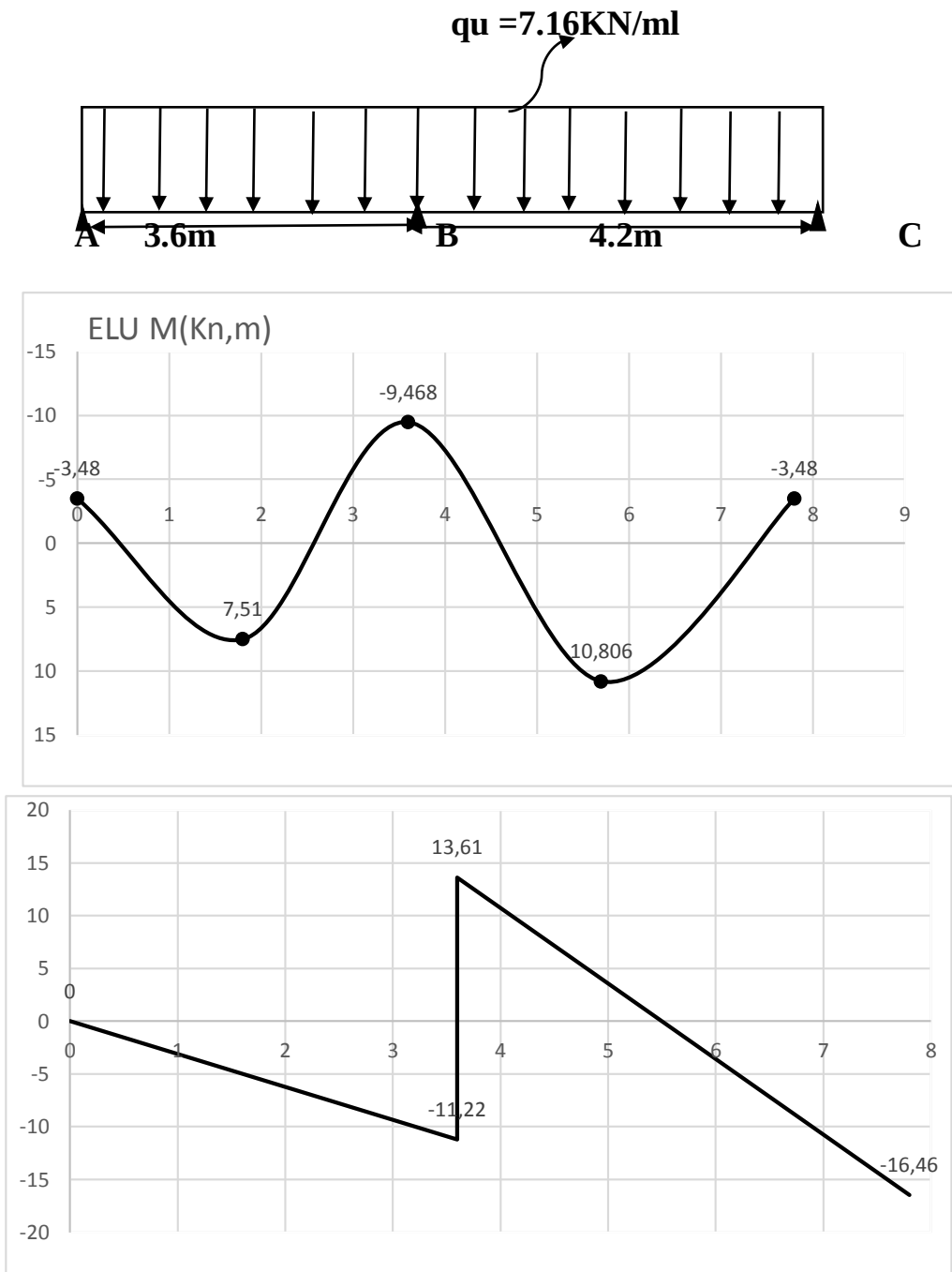


Figure III.3.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2ème type).

▪ 3^{ème} type :

b. Calcul des moments sur appuis et en travées :

Calcul des moments fléchissant :

➔ Calcul de moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2_{AB}}{8} = \frac{6.183 \times 3.6^2}{8} = 10.01 \text{ KN.m}$$

➔ Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = M_B = 0,3M_0 = 0.3 \times 10.01 = 3.003 \text{ KN.m}$$

➔ Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \longrightarrow \alpha = \frac{1.5}{1.5+5.38} = 0.218 < \frac{2}{3} \longrightarrow \text{Avec } \square \quad 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$1+0.3\alpha = 1+0.3(0.218) = 1.0654$$

$$\alpha = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.6327 \text{ (travée de rive.)}$$

$$\alpha = \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.5327 \text{ (travée intermédiaire.)}$$

➔ Calcul des moments en travées :

Étude de la travée AB :(travée de rive)

$$\bullet \text{ MtAB} \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - \frac{M_A+M_B}{2}$$

$$\text{MtAB} \geq \max [10.51; 10.66] - \frac{3.003 + 3.003}{2}$$

$$\text{MtAB} \geq 10.66 - 3.003 = 7.657 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \text{ MtAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1,2+0,3 \times 0,218}{2} \times 10.01 = 6.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend } \text{MtAB} = 7.657 \text{ KN.m}$$

➔ Calcul des efforts tranchants :

Travée AB :

$$T_A = \left[\frac{q \times L_{AB}}{2} \right] + \left[\frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \right]$$

$$T_A = \left[\frac{6.183 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{3.003 - 3.003}{3.6} \right] = 11.13 \text{ KN}$$

$$T_B = \left[\frac{-qu \times LAB}{2} \right] + \left[\frac{M_A - M_B}{LAB} \right]$$

$$T_B = \left[\frac{-6.183 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{3.003 - 3.003}{3.6} \right] = -11.13 \text{ KN}$$

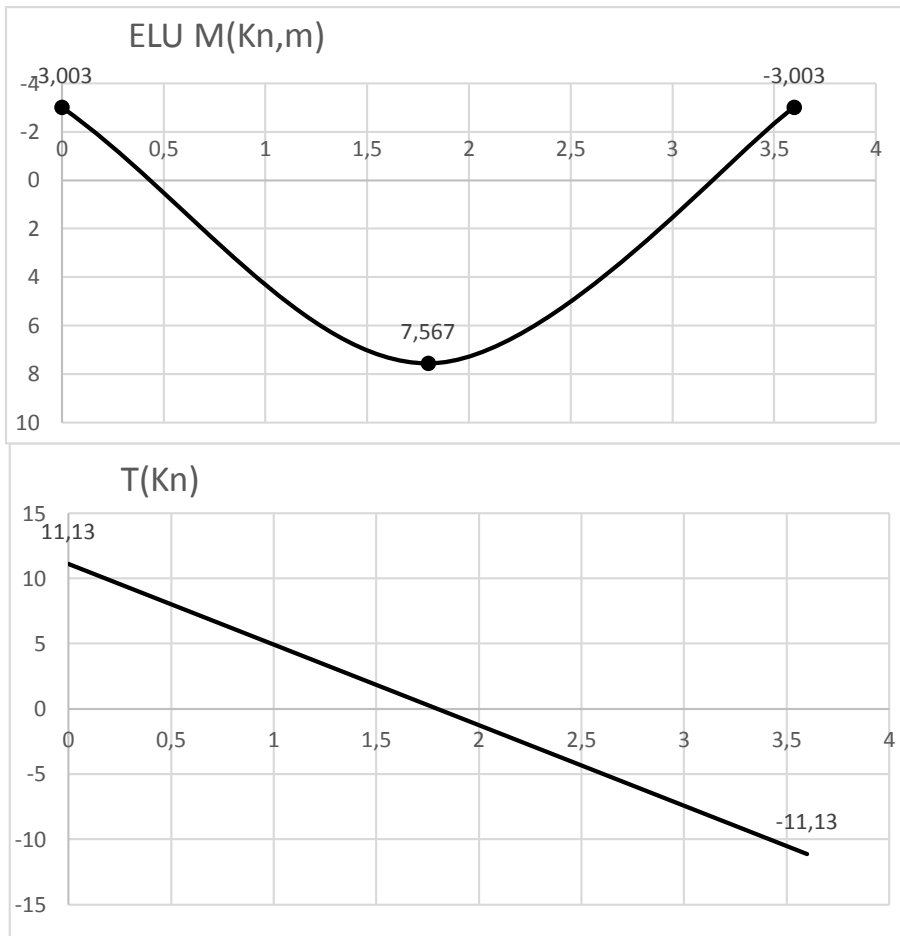
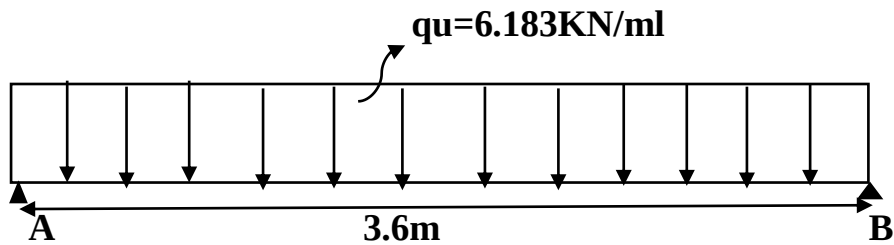


Figure III.3.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (3ème type).

III.5.2.5 Calcul des armatures :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum

$M_{t \max} = 10.806 \text{ KN.m}$, et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum

$M_{a \max} = 9.468 \text{ KN.m}$

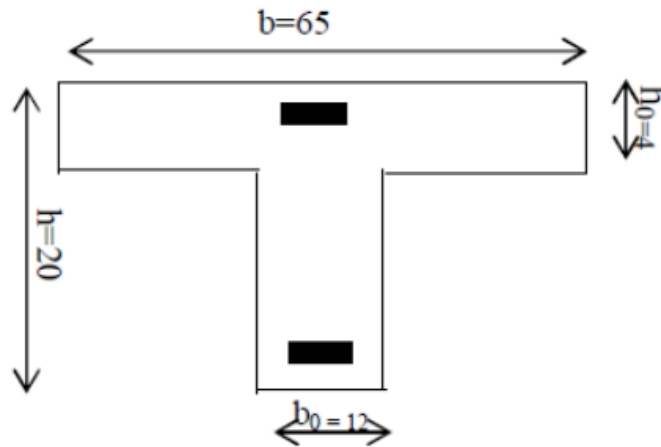


Figure III.3.8 : dimensions de la section en T

$$\left\{ \begin{array}{l} d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

a) Moment équilibré par la table de compression :

a.1 Armatures longitudinales :

▪ En travée :

-Moment équilibré par la table de compression M_0

Position de l'axe neutre.

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ (4.4.2 BAEL REVISEE 99) [2]}$$

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

$$M_{t \max} = 7.11 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression (seule une partie de la table est comprimée) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b x h) = (65x20 cm²).

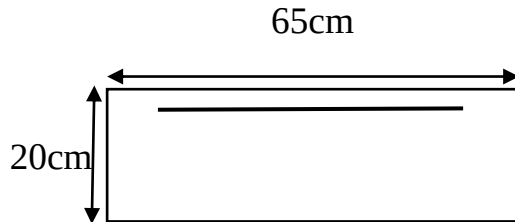


Figure III.3.9 : coupe schématique de la poutrelle (travée)

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{10.806 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.6} = 0.0351 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas

nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.0351$

$$\beta = 0.982$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta d f_{st}} = \frac{10.806 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 1.76 \text{ cm}^2$$

Soit : A adoptée = **3HA10=2.35 cm²**.

Aux appuis :

$$M_{a \max} = 9.468 \text{ KN.m}$$

La table de compression est entièrement tendue, le calcul se fait en considérant une section rectangulaire (b0xh) = (12x20 cm²).

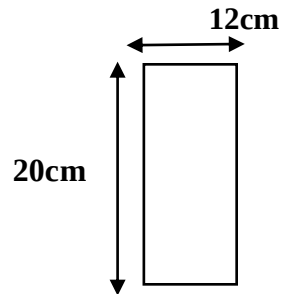


Figure III.3.10 : coupe schématique de la poutrelle (appuis).

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.468 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.6} = 0.171 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$) À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.17$

$$\beta = 0.905$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.468 \times 10^3}{0.905 \times 18 \times 348} = 1.67$$

Soit A adoptée = **3HA10 = 2.35 cm²**.

III.3.3 Vérifications à l'ELU :

➡ Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL révisée 99) [2]

• En travée :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

• Aux appuis :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.260 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.260 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

➡ Armatures transversales (A.7.2, 21 du BAEL 99) [2].

$$\phi_t = \left[\min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b_0}{10} \right\} \right]$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{200}{35}, 12, \frac{120}{10} \right\} = 5.71$$

On prend $\phi_t = 0.6 \text{ cm}$

On adopte: $2\phi_6 \text{ At} = 0.56 \text{ cm}^2$.

➡ **Vérification au cisaillement (A.5.1, 211 du BAEL 99) [2].**

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{16.46 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.76 < 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➡ **Vérification de l'adhérence des barres (A.6.1, 3 BAEL 99) [2].**

$$\bar{\sigma}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier

$\Psi_s \leq 1.5$ (Barres de haute adhérence). $= 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\bar{\sigma}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec :

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

$$\sum u_i = n \cdot \phi.$$

• **Aux appuis :**

$$\sum u_i = n \cdot \phi = 1 \times 3.14 \times 16 = 50.24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.46 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 50.24} = 2.02 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 2.02 \text{ Mpa} < 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifier}$$

• **En travée :**

$$\sum u_i = n \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\overline{\sigma}_{se} = \frac{16,46 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 131,88} = 0,77 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{se} = 0,77 \text{ Mpa} < 3,15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

➡ Ancrage des barres (A.6.1.2 BAEL 99) [2].

Ancrage des barres aux appuis

$$L_s = \Phi \frac{f_e}{4 \overline{\sigma}_{se}}$$

$$\overline{\sigma}_{se} = 0,6 \psi^2 s.f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement

droite l_s est égale à : Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ Pour les armatures

comportant des crochets, on prend :

$$L_c = 0,4 L_s$$

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

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

➡ Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) (A.5.1, 313 du BAEL 99) [2].

On doit vérifier que :

• Pour le béton :

$$T_u \max \leq \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} . 0,9 . d . b_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_u \max = 16,46 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Pour l'acier :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma}{f_e} (T_u \max - \frac{M_{\max}}{0,9d})$$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2:$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} (16,46 - \frac{9,468}{0,9 \times 0,18})$$

$$A_a \geq -0.12 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \geq -0.12 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.3.4 Vérifications à l'ELS : ($q_s = 5.122 \text{ KN/ml}$)

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge. Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par $\frac{q_s}{q_u}$ Pour obtenir les valeurs des moments à l'els :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.122}{7.16} = 0.715$$

• Type 1 :

▪ Moment aux appuis : (KN.m)

$$M_A = 3.48 \times 0.715 = 2.49$$

$$M_B = 6.312 \times 0.715 = 4.513$$

$$M_C = 7.89 \times 0.715 = 5.641$$

$$M_D = 7.89 \times 0.715 = 5.641$$

$$M_E = 6.312 \times 0.715 = 4.513$$

$$M_F = 3.48 \times 0.715 = 2.49$$

▪ Moment en travée : (KN.m)

$$M_{tAB} = 7.81 \times 0.715 = 5.584$$

$$M_{tBC} = 10.18 \times 0.715 = 7.279$$

$$M_{tCD} = 6.35 \times 0.715 = 4.54$$

$$M_{tDE} = 10.18 \times 0.715 = 7.279$$

$$M_{tEF} = 7.803 \times 0.715 = 5.58$$

▪ Effort tranchant : (KN)

Travée AB :

$$T_A = 13.674 \times 0.715 = 9.78$$

$$T_B = -12.10 \times 0.715 = -8.651$$

Travée BC :

$$T_B = 15.411 \times 0.715 = 11.018$$

$$T_C = -14.6 \times 0.715 = -10.44$$

Travée CD :

$$T_C = 12.888 \times 0.715 = 9.214$$

$$T_D = -12.888 \times 0.715 = -9.214$$

Travée DE :

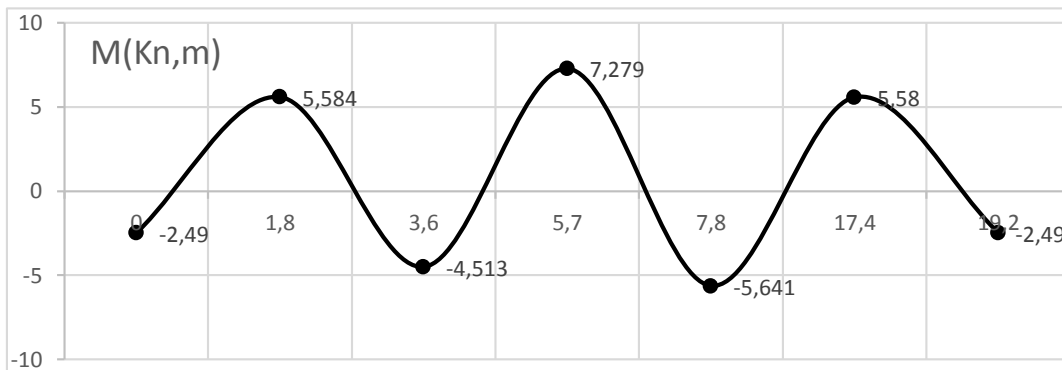
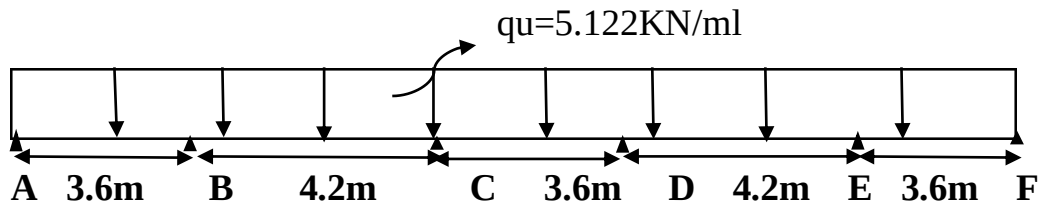
$$T_D = 14.66 \times 0.715 = 10.481$$

$$T_E = -15.41 \times 0.715 = -11.018$$

Travée EF :

$$T_E = 12.12 \times 0.715 = 8.665$$

$$T_F = -13.675 = -9.777$$



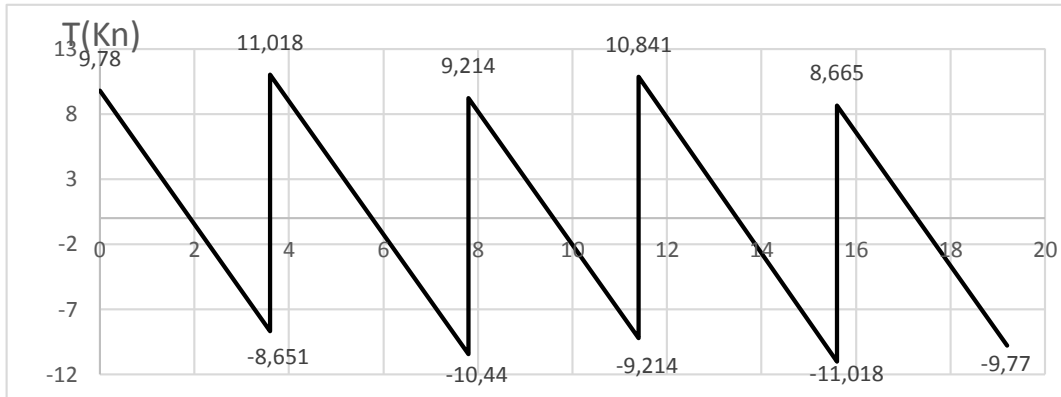


Figure III.3.11 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (1er type).

• **Type 2:**

▪ **Moment aux appuis : (KN.m)**

$$M_A = 3.48 \times 0.715 = 2.49$$

$$M_B = 9.468 \times 0.715 = 6.77$$

$$M_C = 3.48 \times 0.715 = 2.49$$

▪ **Moment en travée : (kN.m)**

$$M_{tAB} = 7.51 \times 0.715 = 5.37$$

$$M_{tBC} = 10.806 \times 0.715 = 7.726$$

▪ **Effort tranchant : (KN)**

Travée AB :

$$T_A = 14.55 \times 0.715 = 10.403$$

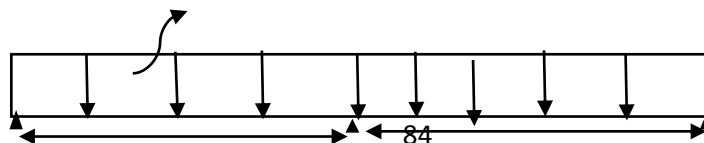
$$T_B = -11.22 \times 0.715 = -8.022$$

Travée BC :

$$T_B = 13.61 \times 0.715 = 9.731$$

$$T_C = -16.46 \times 0.715 = -11.77$$

$$q_u = 5.122 \text{ KN/ml}$$



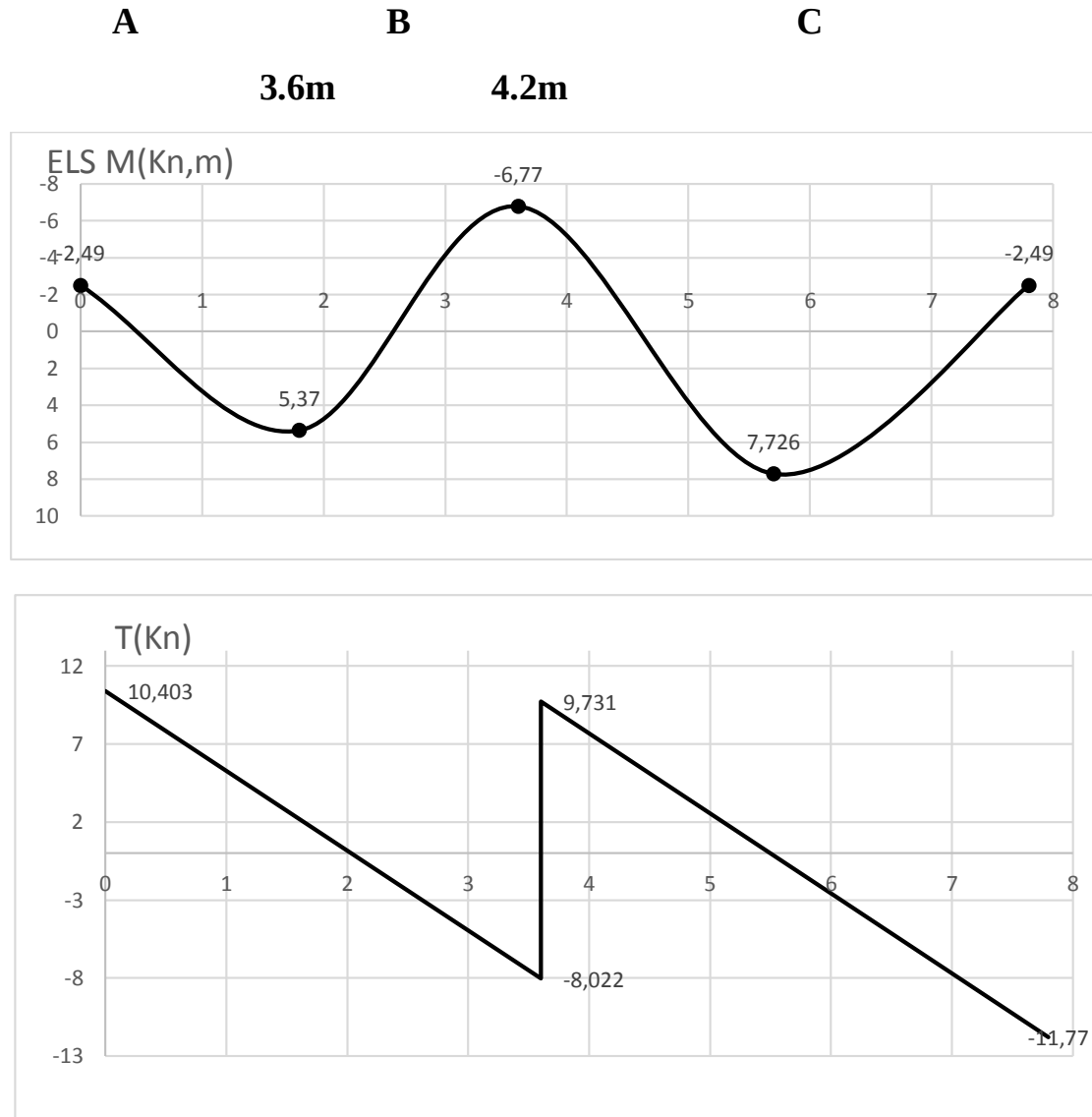


Figure III.3.12 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (2ème type).

▪ 3ème type :

b. Calcul des moments sur appuis et en travées :

Calcul des moments fléchissant :

➔ Calcul de moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2 AB}{8} = \frac{4,472 \times 3,6^2}{8} = 7,25 \text{ KN.m}$$

➔ Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = M_B = 0,3M_0 = 0,3 \times 7,25 = 2,175 \text{ KN.m}$$

➡ Calcul des moments en travées :

Étude de la travée AB :(travée de rive)

$$\bullet \text{ MtAB} \geq \max [1,05\text{M01} ; (1+0,3\alpha) \text{M01}] - \frac{\text{MA}+\text{MB}}{2}$$

$$\text{MtAB} \geq \max [7.612; 7.721] - \frac{2.175 + 2.175}{2}$$

$$\text{MtAB} \geq 7.721 - 2.175 = 5.546 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \text{ MtAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \text{M01} = \frac{1,2+0,3 \times 0.218}{2} \times 7.25 = 4.587 \text{ KN. On prend}$$

$$\text{MtAB} = 5.546 \text{ KN.m}$$

➡ Calcul des efforts tranchants :

Travée AB :

$$\text{TA} = \left[\frac{q_u \times \text{LAB}}{2} \right] + \left[\frac{\text{MB} - \text{MA}}{\text{LAB}} \right]$$

$$\text{TA} = \left[\frac{4.472 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{2.175 - 2.175}{3.6} \right] = 8.05 \text{ KN}$$

$$\text{TB} = \left[\frac{-q_u \times \text{LAB}}{2} \right] + \left[\frac{\text{MA} - \text{MB}}{\text{LAB}} \right]$$

$$\text{TB} = \left[\frac{-4.472 \times 3.6}{2} \right] + \left[\frac{2.175 - 2.175}{3.6} \right] = -8.05 \text{ KN}$$

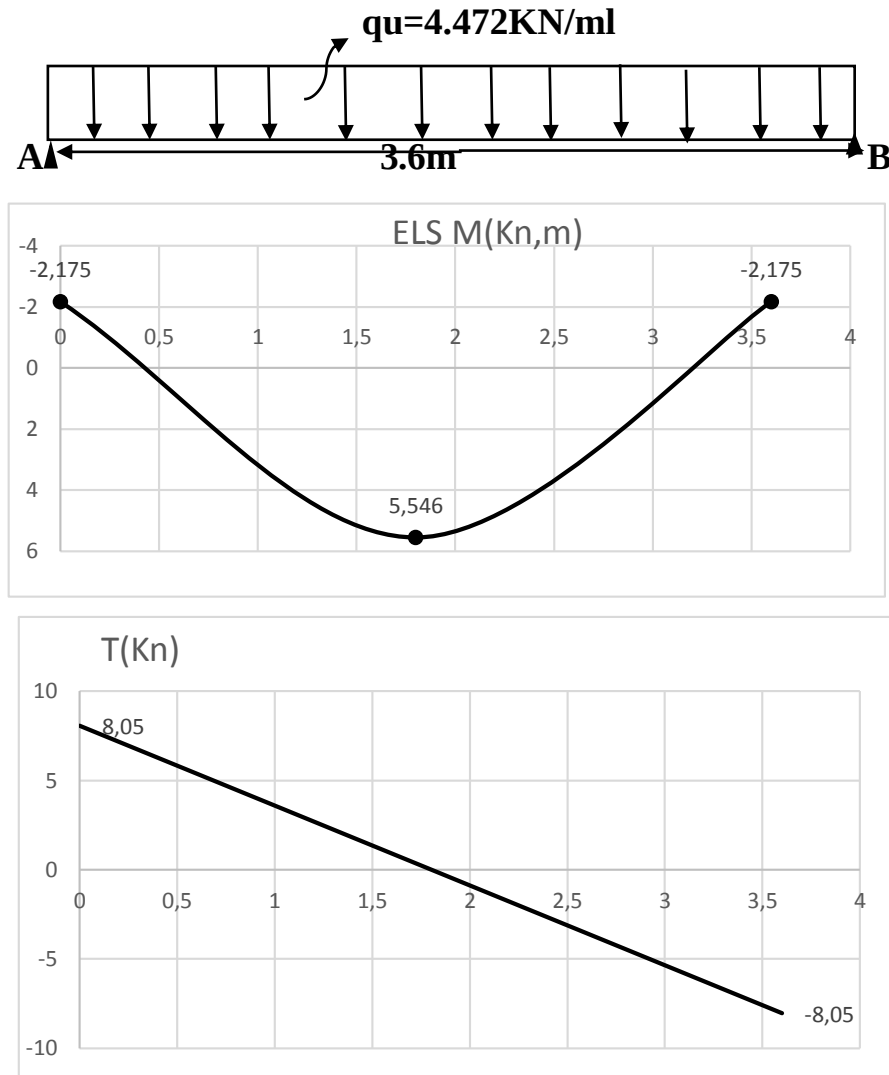


Figure III.3.13 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (3ème type).

➡ Etat limite de résistance du béton à la compression : (A 4.5, 2 du BAEL 99)

[2].

• Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\Sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad , \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{12 \times 18} = 0.93$$

Pour : $\rho = 0.93$ $\beta_1 = 0.864$; $k_1 = 21.76$

$$M_t = 6.77 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.77 \times 10^6}{0.864 \times 180 \times 2.01 \times 10^2} = 216.57 \text{ Mpa}$$

$$\Sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{216.57}{21.76} = 9.95 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569$$

Pour : $\rho = 1.569$ $\beta = 0.837$ $k = 15.67$

$$M_t = 7.726 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.726 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 151.27 \text{ Mpa}$$

$$\Sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{151.27}{15.67} = 9.65 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➡ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

(A.4.5, 32 du BAEL 99) [2].

➡ **Etat limite de déformation :**

Les règles **(B.6.8, 424 BAEL 99) [2]**, 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

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{H}{l} \geq \frac{1 M_t}{15 M_0} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M0 : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

Mt : moment max en travée.

b0 : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\left[\begin{array}{l} \frac{20}{420} = 0.047 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{..... Condition vérifiée.} \\ \frac{20}{420} = 0.047 \geq \frac{7.726}{15 \times 15.79} = 0.032 \quad \text{..... Condition vérifiée.} \\ \frac{2.01}{12 \times 18} = 0.0093 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{..... Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire. Il faut vérifier que :

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

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée ; $E_v = E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 18018.86 \text{ Mpa}$

I_{fv} : inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} est donné par la formule suivante : $\frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1.75 + f_{t28}}{[4 \times \rho \times \sigma_s] + f_{t28}}, 0 \right]$$

ρ : Est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \quad \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{2 + \frac{3b_0}{b} \times \rho}$$

•Calcul des paramètres

La position de l'axe neutre :

$$S_{x'x'} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65-12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^3$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65-12) + (15 \times 3.39) = 343.85 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{343.85} = 10.87 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 10.87 = 9.13 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (Y_1^3 + Y_2^3) + h_0 (b-b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_t \cdot (Y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.87^3 + 9.13^3) + 4 (65-12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(10.87 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 (9.13 - 2)^2$$

$$I_0 = 63440.4585 \text{ cm}^4$$

•Calcul des coefficients:

$$p = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0156 ; \quad \beta = 0.938$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.806 \times 10^6}{0.938 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 188.8 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1.75 + 2.1}{4 \times 0.0156 \times 188.8 + 2.1}, 0 \right] = 0.722$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[2 + \frac{3 \times 12}{65} \right] \times 0.0156} = 1.054$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 63440.4585}{1 + 0.722 + 1.054} = 25138.51$$

$$f = \frac{10.806 \times 10^6 \times 420^2}{10 \times 10818.88 \times 25138.51 \cdot 10^2} = 7 \text{ cm}$$

$$f = \frac{420}{500} = 84 \text{ mm} = 0.84 \text{ cm}$$

$$f = 0.7 \text{ cm} < \bar{f} = 0.84 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Conclusion :

Ferraillage adopté :

Armatures longitudinales :

- En travée : $2HA10 = 2.35\text{cm}^2$.
- Aux appuis : $2HA10 = 2.35\text{ cm}^2$.
- Armatures transversales : $2HA6 = 0.56\text{ cm}^2$

Avec un espacement de 20 cm.

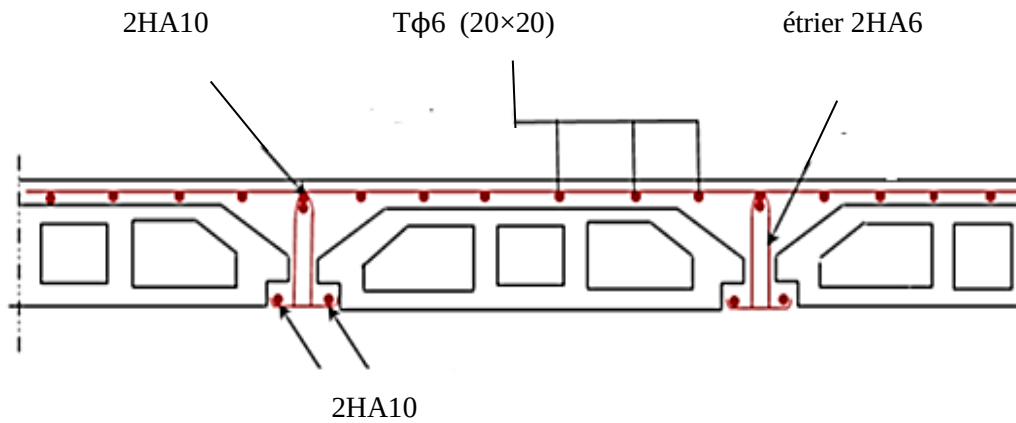


Figure III.3.14 : Ferraillage des plancher

III-4 Les Balcons:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine il travaille comme une console encastrée au niveau

de la Poutre de rive.

L'épaisseur de dalle de balcon est donnée par la formule suivant : $e = \frac{L}{10}$ selon

BAEL 91.

L : longueur de balcon.

III.4.1.Balcon sur deux appuis :

$$e = \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

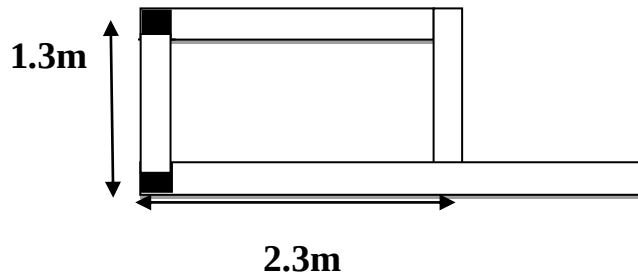


Figure III.4.1.Dalle sur 2 appuis

1-Evaluation des charges

On a: $G = 5.33 \text{ KN/m}^2$ $Q = 3.5 \text{ KN/m}$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.445 \text{ KN/m}^2$.

$q_s = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ KN/m}$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.30}{2.30} = 0.57 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille selon deux sens.}$$

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

2-Calcul des sollicitations à L'ELU :

$$\rho = 0.57 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0852 \\ \mu_y = 0.266 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0852 \times 12.445 \times 1.30^2 = 1.791 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.266 \times 1.791 = 0.476 \text{ KN.m}$$

$$\text{-En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.522 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.405 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{- En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.2 \times M_0^x = -0.36 \text{ KN.m}$$

3-Ferraillage:

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bande de longueur $b=1\text{ml}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$

En travée

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 1.522 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{MU}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{1.522 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.0063 \longrightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0828$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 1.256$$

$$A = \frac{M}{Z \times \sigma_{st}} = 0.348$$

Vérification de La condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm est } \rho \geq 0.4 \text{ avec : } f_{eE400} \quad \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \longrightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times (3 - \frac{p}{2}) \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$A_{\min}^x = 0.0008 \times (3 - \frac{0.57}{2}) \times 100 \times 15 = 1.458 \text{ cm}^2 \text{ donc on choisit } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^y = 0.008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ²)	A min (cm ²)	A adp (cm ²)
Travée	x-x	1.522	0.0063	0.0828	1.256	0.348	1.458	4HA10 = 3.14
	y-y	0.405	0.0016	0.0201	1.285	0.092	1.2	3HA10 = 2.36
appuis	y-y	0.36	0.0029	0.0381	1.298	0.163	1.458	4HA10 = 3.14
	x-x							

Tableau III.4.2. Les résultats du ferrailage de la dalle sur deux appuis.

4-Espacement des armatures :

Sens x-x: $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ on adopte $s_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ on adopte $s_t = 30 \text{ cm}$

5-Vérification à L'ELU :

•L'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q_u \times LX}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{12.445 \times 1.3}{2} \times \frac{2.3^4}{1.3^4 + 2.3^4} = 7.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{vu^{\max}}{bd} = \frac{7.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.056 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times f_{c28} \gamma_b = 0.07 \times 25 \times 1.5 = 1.17 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.056 < \bar{\tau}_u = 1.117 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

6-Vérification à L'ELS :

$$\text{On } q_s = 7.68 \text{ KN/m et } \rho = 0.5 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1000 \\ \mu_y = 0.3671 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times lx^2 = 0.1000 \times 8.83 \times (1.3)^2 \Rightarrow M_{0x} = 1.492 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3671 \times 1.492 \Rightarrow M_{0y} = 0.547 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 1.27 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appui :

$$M_a x = M_a y = -0.2 \times M_0 x = -0.3 \text{ KN.m}$$

6-1-Etat limite de compression du béton :**•Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{1.27 \times 3.095}{5608.73} \times 10^3 = 0.70$$

$$\text{Il faut que } \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens x-x : } A_x = 3.14 \text{ cm}^2 \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$50y^2 + 47.1y - 612.3 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 353.098 \rightarrow y = 3.095 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \rightarrow I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.70 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

-Sens y-y :

$$A_y = 2.36 \text{ cm}^2 \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm} \quad Y = 2.70 \text{ cm} \quad I = 4411.68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.28 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

6-2-Etat limite d'ouverture des fissures :

La Fissuration peu nuisible $\rightarrow$ aucune vérification à faire

6-3-Etat Limite de déformation :**Selon x -x**

$$\frac{h_t}{l_x} > \text{Max} \left(\frac{3}{80}, \frac{M_{tx}}{20 M_0} \right)$$

$$\frac{0.15}{1.3} > \text{Max} (0.0375 ; 0.042) \rightarrow 0.111 > 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{2}{f_e} \longrightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon les deux sens.

Selon y-y :

$$\frac{h_t}{l_x} > \text{Max} \left(\frac{3}{80}, \frac{M_{tx}}{20 M_0} \right)$$

$$\frac{0.15}{2.3} > \text{Max} (0.065 ; 0.042) \rightarrow 0.065 > 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{2}{f_e} \longrightarrow \frac{2.36}{100 \times 13} = 0.0018 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon les deux sens.

Location	M _{ser} (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travée(X)	1.27	5608.73	3.095	0.7	15	C.Vérifier
Travée (Y)	0.46	5608.73	3.095	0.25	15	C.Vérifier
Appui(X) Appui(Y)	0.3	4411.67	2.7	0.18	15	C.Vérifier

Tableau III.4. 3Vérification de contrainte de compression dans le béton.

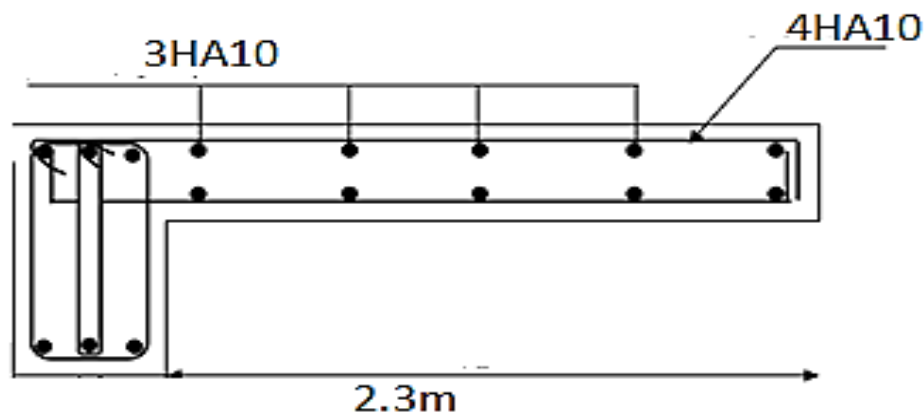


Figure III.4. 2Schéma de ferrailage sur deux appuis (balcon).

III.5 L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé encastré au niveau de la périphérie d'un plancher terrasse non-accessible. Il a pour rôle d'empêcher le ruissèlement des eaux pluviales sur la façade et forme une paroi contre toute chute de l'ouvrier. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort horizontal Q dû à l'action de la main courante qui engendre un moment de renversement M au niveau de l'encastrement. Le calcul se fait en flexion composée pour une bande de longueur unité (1m).

III.5.1 Dimensions :

Hauteur : $h = 70$ cm.

Épaisseur : $h_0 = 10$ cm.

Enrobage : $c = c' = 2$ cm.

Surface totale: $S = 0.08275$ cm².

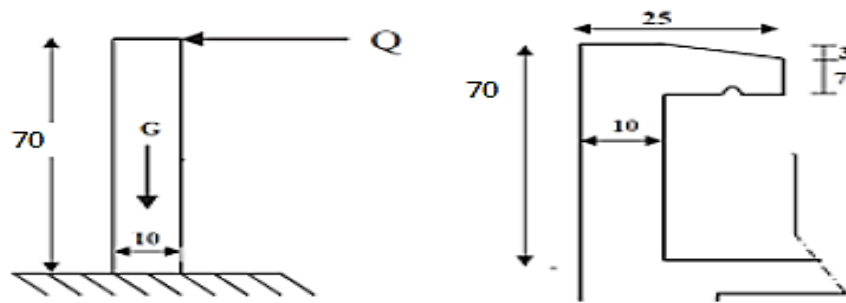


Figure III.5.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

III.5.2 Chargement :

$$G = \rho * S$$

$$S = (0.70 * 0.1) + (0.15 * 0.1) - \frac{(0.03 * 0.15)}{2}$$

$$S = 0.08275 \text{ cm}^2.$$

$$G = 25 * 0.08275 = 2.0687 \text{ KN/m}^2.$$

ρ : Masse volumique du béton armé ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$).

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

III.5.3 Détermination des sollicitations :

-Effort normal du au poids propre : $N=G.1=2.0687$ KN.

-Effort tranchant : $T=Q.1=1$ KN.

-Moment du à l'effet de la main courante : $M=Q.h.1=0.7$ KN.m.

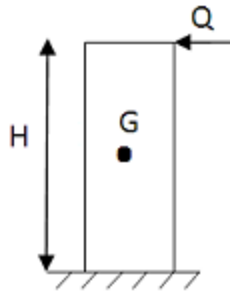


Schéma statique de l'acrotère.

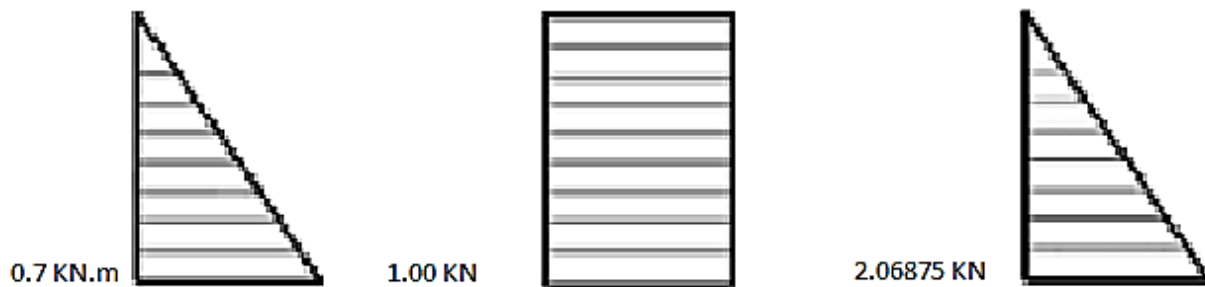


Figure III.5.2 : Représentation des diagrammes des efforts internes.

III.5.4 Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces Sismiques l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA 99version 2003/ Art 6.2.3) [1].}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) →

$$A=0.15 \text{ (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1) [1].}$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (RPA version 2003/Art 6.2.3 tab (6-1))

Dans notre cas (élément en console) : $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère ($W_p = 1.819$ [kN/ml])

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.06875 = 0.993$ [kN/ml].

$F_p = 0.993$ kN/ml $< Q = 1$ kN/ml $\rightarrow$ il n'y a pas lieu de faire le calcul, en prenant un effort horizontal F_p dû à l'action des forces sismiques.

III.5.5 Combinaison des Charges :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

- Effort normal de compression : $N_u = 1.35 G = 1.35 \times 2.06875 = 2.792$ KN.
- Effort tranchant : $T_u = 1.5 \times T = 1.5$ KN.
- Moment de renversement : $M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.7 = 1.05$ KN .m.

ELS : $q_s = G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = G = 2.06875$ KN.
- Effort tranchant : $T_s = T = 1$ KN.
- Moment de renversement : $M_s = M_q = 0.70$ KN .m

III.5.6 Calcul à l'ELU :

Ce calcul consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée encastrée à la base et libre à l'extrémité (console).

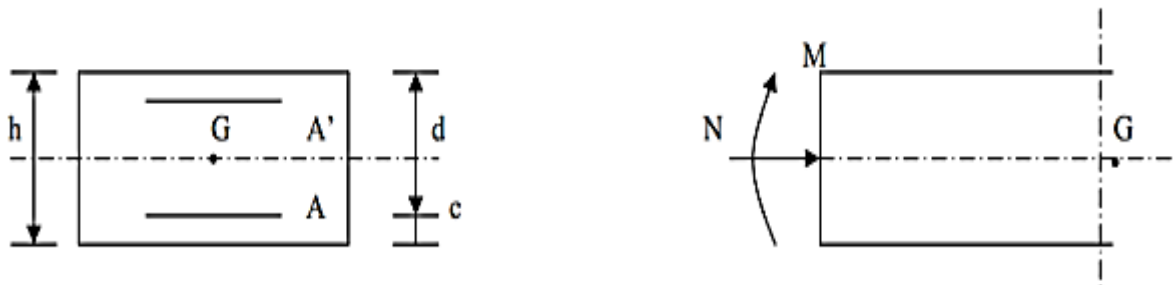


Figure III.5.3 : Schéma de calcul de l'acrotère.

a. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.792} = 0.376.$$

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

$$e_u = 37.6 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3.$$

MU : moment dus à la compression.

NU : effort de compression.

eu : excentricité.

$\frac{h}{2} - c \rightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, donc la section est partiellement comprimée (SPC). elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b. Calcul en flexion simple :**-Moment fictif :**

$$M_f = N_u * g, \quad g = e_u + (h/2 - c) = [0.376 + (0.1/2 - 0.02)] = 0.406 \text{ m}.$$

$$M_f = 2.792 * 0.406 = 1.135 \text{ KN.m}.$$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.135 \cdot 10^6}{1000 \cdot 80^2 \cdot 14.2} = 0.0124.$$

$$\mu = 0.0124 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

$$\mu = 0.0124 \quad \beta = 0.993.$$

-Les armatures fictives :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot \sigma_{st} \cdot d} = \frac{1.135 \cdot 10^6}{0.993 \cdot 80 \cdot 348} = 0.41 \text{ cm}^2.$$

C. Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures est :

$$A_{st \text{ ELU}} = A_{stf} \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.41 - \frac{2.792}{34.8} = 0.329$$

$$A_{st \text{ ELU}} = 0.329 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc \text{ ELU}} = 0 \text{ cm}^2.$$

III.5.7 Vérification à l'ELU :**a. Condition de non fragilité (A 4.2.1 BAEL99) [2].**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28} \cdot \frac{e_u - 0.455 \cdot d}{e_u - 0.185 \cdot d}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot 2.1}{400} \cdot \frac{37.6 - 0.455 \cdot 8}{37.6 - 0.185 \cdot 8}$$

$$e_s = \frac{M_u}{N_u} = 37.6$$

$A_{\min} = 0.908 > A_{st \text{ ELU}} = 0.329 \text{ cm}^2$. La condition n'est pas vérifiée.

La section d'armatures donnée par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$A_{st} = A_{\min} = 0.908 \text{ cm}^2$. Soit : A adopté = 5 HA 8 = 2.51 cm²/ml.

Avec un espacement $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$.

-Armatures de répartition : (A.8.2, 41 du BAEL 99) [2].

$A_r = A \text{ adoptée} / 3 = 2.51 / 3 = 0.836 \text{ cm}^2$.

$A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Avec $100/4 = 25 \text{ cm}$; on prend $St = 25 \text{ cm}$.

b. Vérification aux cisaillements : (A.5.1, 211 du BAEL 99) [2].

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ mpa} \right) = (2.5 ; 4 \text{ mpa}) = 2.5 \text{ mpa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{1.5 \cdot 10}{100 \cdot 8} = 0.0187 < 2.5 \text{ mpa. Condition vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$ (V_u : effort tranchant).

c. Vérification de l'adhérence des barres (A.6.1 ,3 BAEL 99) [2].

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ mpa.}$$

Ou :

Ψ_s = Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \cdot 1000}{0.9 \cdot 80 \cdot 125.6} = 0.165 \text{ mpa.}$$

Ou :

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

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot 3.14 \cdot 10 = 125.6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = 0.165 \text{ mpa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ mpa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

d. Espacement des barres : (Art.A.8.2,42BAEL91/révisé99)[2].

Nous avons une fissuration préjudiciable.

-Armatures principales : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

-Armatures de répartition : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ c}$. La condition est vérifiée.

e. Longueur de scellement droit: (Art A.6.1.221 BAEL91/revisé99) [2] :

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite L_s est égale à :

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$L_s = \phi * \frac{f_e}{4\tau_u} = 8 * \frac{400}{4 * (0.6 * 2.1 * 1.5^2)} = 28.2 \text{ cm}$$

Donc la longueur de scellement droite est prise égale à : $L_s = 32 \text{ cm}$.

III.5.8 Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...) La fissuration est donc considérée préjudiciable.

$$e_s = 37.6 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm} \text{ La section est partiellement comprimée.}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{sc} \leq \overline{\sigma_{sc}}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma_{sc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{sc} \leq \overline{\sigma_{sc}}$ il n'y a pas lieu de vérifier car il n'y a pas d'acier comprimé. (SSA).

a. Contrainte limite dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_t} 28 \right)$$

$n = 1.6$ (Barres H.A).

$$\sigma_{st} = \min (26667 ; 201.63)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ mpa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1.d.A}}$$

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 * 2.51}{100 * 8} = 0.313$$

$$\rho=0.313 \quad \beta_1=0.912$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \cdot 10^6}{0.912 \cdot 80 \cdot 2.5 \cdot 10^2} = 38.37 \text{ mpa.}$$

$\sigma_{st} = 38.37 \text{ mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ mpa.}$ La condition est vérifiée.

b. Contraintes limite dans le béton comprimé :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}.$$

On a : $\rho = 0.313$

D'après le tableau : $\beta_1 = 0.912$ et $\alpha = 3(1 - 0.912) = 0.264$.

$$\text{Donc : } K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0.264}{15 - (1 - 0.264)} = 0.023.$$

$$\sigma_{bc} = 0.023 \cdot 38.37 = 0.882 \text{ mpa.}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ La condition est vérifiée.

Ferraillage adopté :

- Armatures principales : 5HA8=2.51 cm².
- Armatures secondaires : 4HA8=2.01 cm²

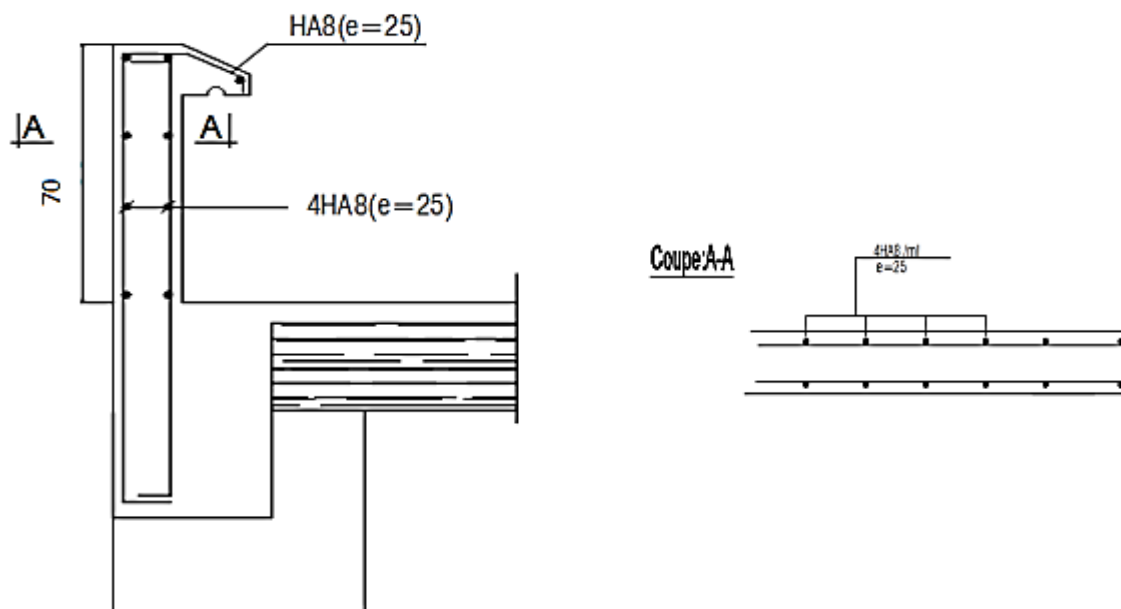


Figure III.5.4 : Plan de ferraillage de l'acrotère

Chapitre IV

Modélisation et vérification des conditions de RPA

Introduction :

Une étude dynamique de la structure est nécessaire afin de prévoir son comportement vis-à-vis des chargements variables auxquels elle pourrait être soumise tel que les charges verticales (charge permanentes G, les charges d'exploitations Q) et les charges horizontales (séisme E).

Ainsi , ces sollicitations rendent l'étude très complexe , afin d'éviter le calcul manuel laborieux et pour des résultats plus exacts ,l'outil informatique devient indispensable .Plusieurs programmes de calculs ; tel que l'ETABS , ROBOT , SAP ; sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF) il s'agit d'une méthode numérique qui permet le passage du milieu continu au milieu discret et cela en considérant la structure comme un assemblage d'éléments finis ,ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments .

A travers ce chapitre nous allons modéliser notre structure en utilisant le logiciel ETABS ce dernier nous permet d'analyser et calculer les efforts internes et réactions des éléments structuraux, ensuite procéder aux vérifications des exigences du RPA.

IV.1) Description de l'ETABS (Extended Three dimensions Analysis of Building System)

Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique (G, Q) et dynamique (séisme)

La version exploitée dans notre projet est L'ETABS version 9.7.4.

IV.2) Les étapes de la modélisation :

En général La modélisation sur ETABS consiste les étapes suivantes :

- Choisir les unités par défaut avant de commencer (il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session ETABS) ;
- Introduction de la géométrie du modèle ;
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;

- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...);
- Dessin du modèle ;
- Définition des charges statiques (G, Q) ;
- Définition de la charge dynamique E ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme)

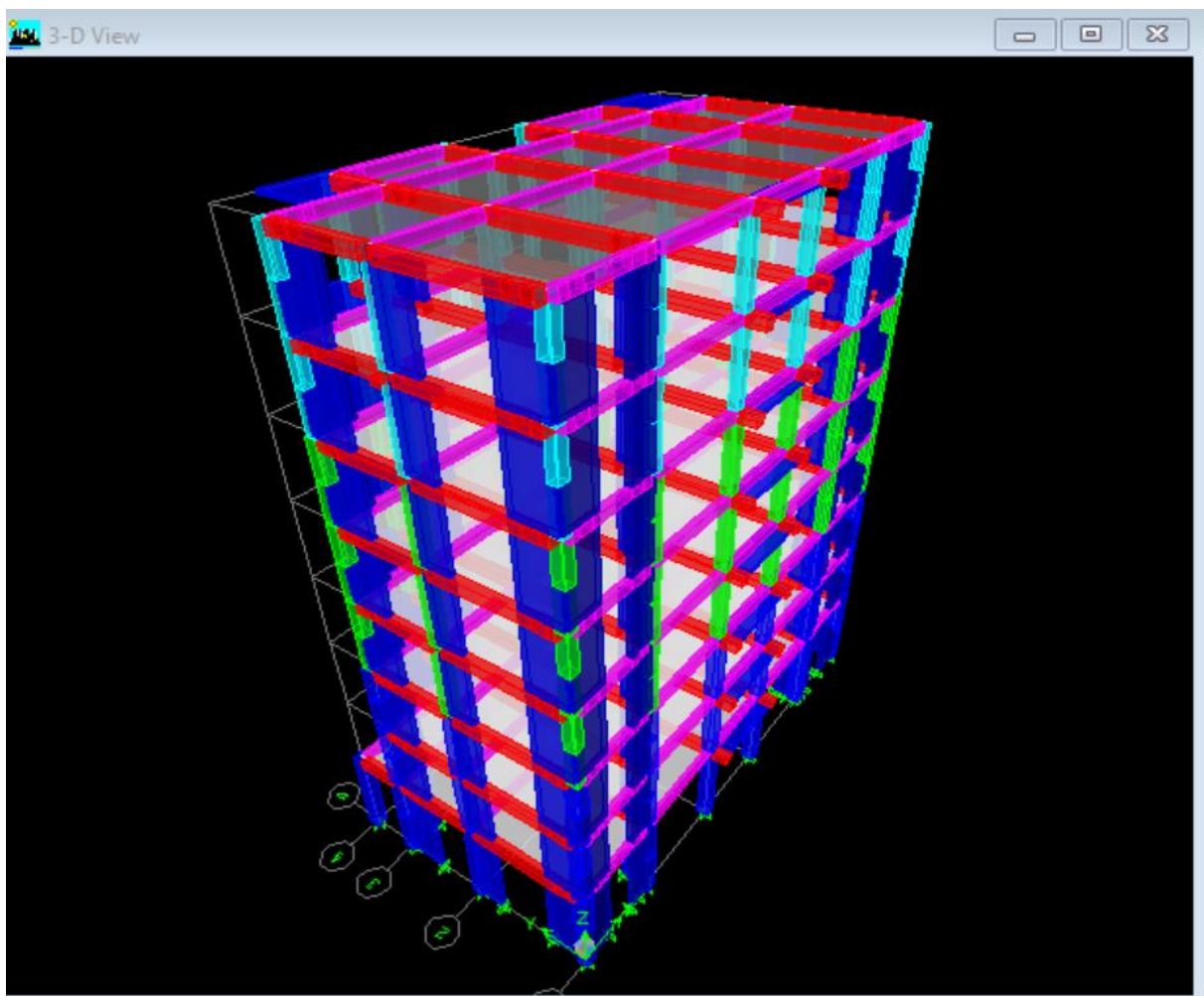


Figure IV.1 : Vu en 3d de la structure

IV.3) L'analyse dynamique et Visualisation des résultats :

Après avoir fini la modélisation de notre structure, nous pouvons maintenant Lancer l'analyse afin de pouvoir visualiser les résultats ainsi procéder aux vérifications des conditions du RPA.

IV.4) Vérifications des conditions du RPA :

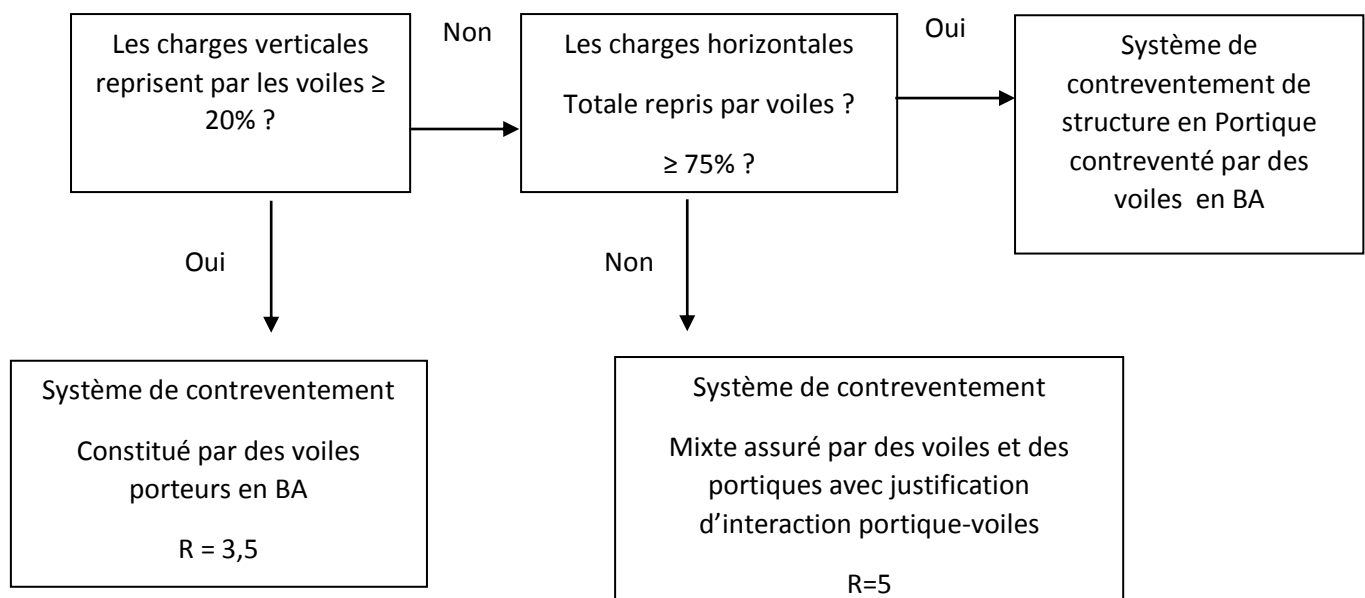
Nous avons 8 vérifications à faire selon le règlement parasismique algérien :

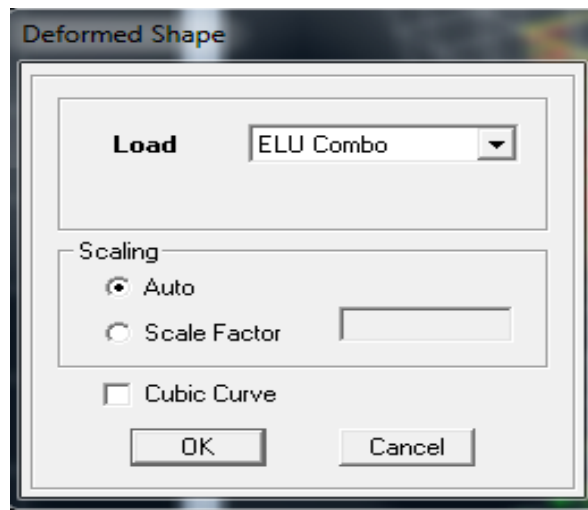
- 1) Justifications du système de contreventement
- 2) Vérification de la période
- 3) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- 4) Vérification de la participation de la masse modale
- 5) Vérification des déplacements relatifs
- 6) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- 7) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P- Δ)
- 8) Vérification de l'effort normal réduit

1) Justifications du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Nous avons :

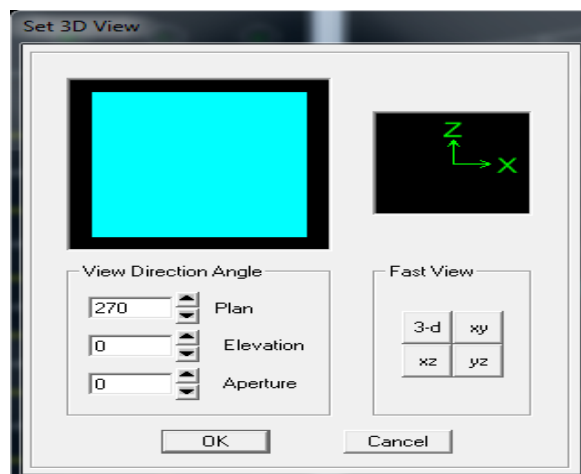




Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

View —→ **Set 3D view**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:

Display —→ **show Deformed shape** —→ **Load: ELU**

En suite:

Draw → **Draw Section Cut,**

En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,208	0
End Point	18,1307	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7,9614	2,0454	0,	359,4517

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	-2,021E-10	1,742E-10	-24720,888
Moment	0,	0,	0,	-73229,37	39748,53	0,011

Close Refresh

Figure IV.2: détermination des charges verticales et horizontales

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-Z**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Au finale, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par Ex et Ey et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2)

- **Récapitulatif des résultats :**

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles	
	KN	%	KN	%
Sens verticale	24720.888	100	8644.703	34.97
sens EX	987.7782	100	766.0162	77.55
sens EY	1166.3136	100	938.6771	80.48

Tableau IV.1 : pourcentages charges verticales et horizontales reprise par les voiles et portique

D'après ses résultats, on voit que les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et d'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5 (Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en BA)**

2) Vérification de la période empirique

➤ 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)

$$T = 0,05 \times (25.5)^{3/4} = \mathbf{0,567 \text{ s}}$$

▪ Calcul de la période empirique majorée

$$T_{maj} = T \times 1.3 = 0,737 \text{ s}$$

▪ 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 :

Analyse results → **modal information** → **Building Modal Information** → **Modal Participating Mass Ratios**

Les résultats s'afficheront comme suit :

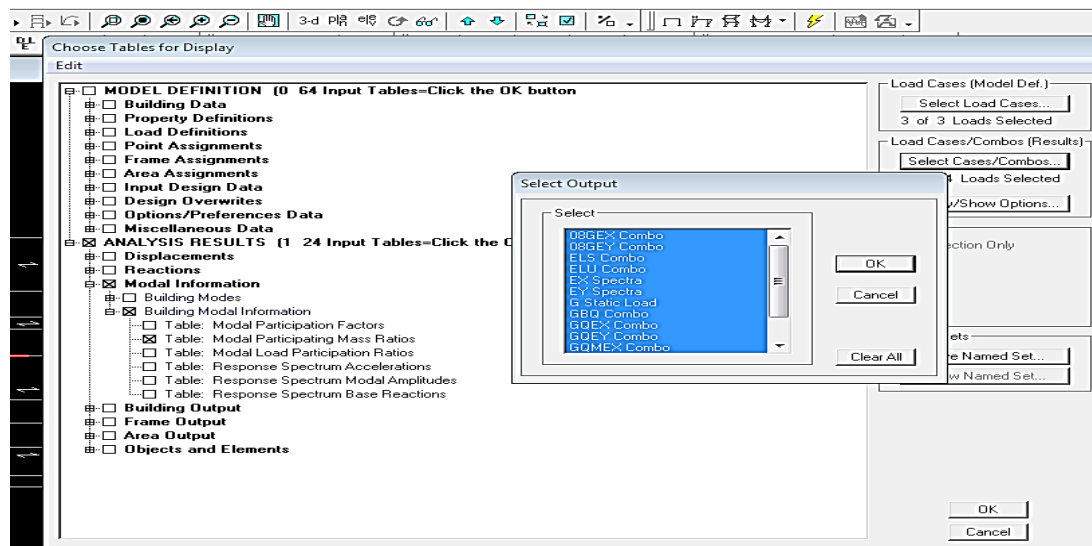


Figure IV.3: La période de la structure pour les différents modes

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.639379	75.6567	0.0014	75.6567	0.0014	0.3194
2	0.499181	0.0018	76.6991	75.6584	76.7004	0.0007
3	0.399878	0.3737	0.0006	76.0321	76.701	76.2527
4	0.190974	13.528	0	89.5601	76.701	0.0498
5	0.151539	0	13.1973	89.5601	89.8983	0.0001
6	0.117457	0.0906	0	89.6507	89.8983	12.8752
7	0.093992	5.0332	0	94.6839	89.8984	0.0693
8	0.076589	0.0003	4.9683	94.6842	94.8667	0
9	0.057382	0.1062	0	94.7904	94.8667	5.1226
10	0.055726	2.4898	0.0002	97.2802	94.8669	0.1762
11	0.045994	0.0006	2.5078	97.2808	97.3747	0.0002
12	0.037138	1.2864	0.0014	98.5672	97.3761	0.0014

Tableaux IV-2 : Résultats d'analyse dynamique ETABS

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T = 0,567s$
- La période majorée $T_{maj} = 0,737$
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,639s$

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

Et aussi que celle donnée par états et proche de celle majorée **La période est vérifiée**

3) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 5\%L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tel que : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

•Excentricité calculé :

✓ Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 19.55 = 0.79m$$

✓ Sens transversal (y-y) :

$$e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 19.55 = 0.797m$$

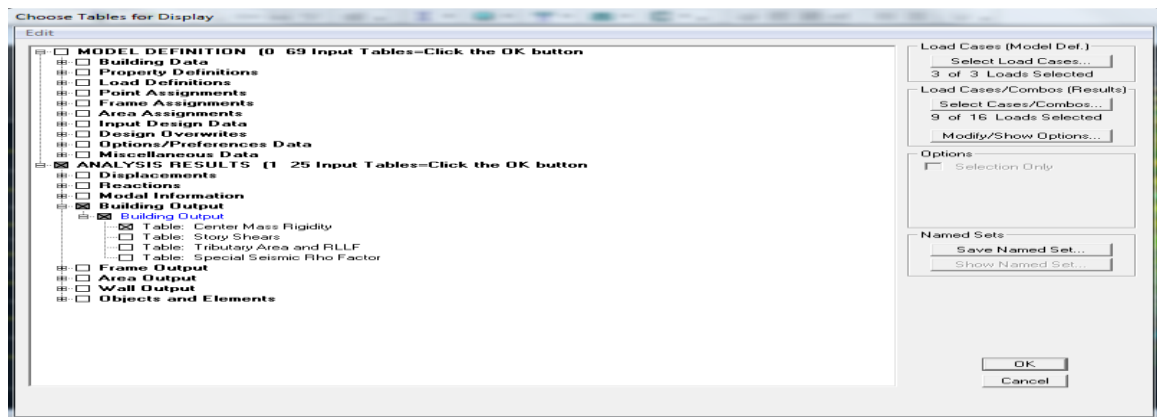
► Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** $\longrightarrow$ **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results → building output → Table: center mass rigidity

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**s



Les résultats s'afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity

Edit View

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	ETAGE1	D1	218.9054	218.9054	9.599	4.954	218.9054	218.9054	9.599
	ETAGE2	D2	200.5005	200.5005	9.600	4.787	200.5005	200.5005	9.600
	ETAGE3	D3	196.8592	196.8592	9.600	4.775	196.8592	196.8592	9.600
	ETAGE4	D4	193.6997	193.6997	9.600	4.763	193.6997	193.6997	9.600
	ETAGE5	D5	193.6997	193.6997	9.600	4.763	193.6997	193.6997	9.600
	ETAGE6	D6	190.4874	190.4874	9.600	4.752	190.4874	190.4874	9.600
	ETAGE7	D7	186.0472	186.0472	9.592	4.734	186.0472	186.0472	9.592
	TERRASSE	D8	172.5728	172.5728	9.600	4.804	172.5728	172.5728	9.600

Figure IV.4 : L'excentricité

Après on copiera ses résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit → **copy coller dans l'Excel**

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 :

$$\text{Avec: } \begin{cases} e_x = |X_{CCM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CCM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

Story	Diaphragme	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCCM-XCR≤0.05lx	YCCM-YCR≤0.05ly
ETAGE1	D1	9.599	4.954	9.592	4.426	0.007≤0.545	0.528≤0.977
ETAGE2	D2	9.6	4.787	9.598	4.274	0.002≤0.545	0.513≤0.977
ETAGE3	D3	9.6	4.775	9.602	4.174	-0.002≤0.545	0.601≤0.977
ETAGE4	D4	9.6	4.763	9.604	4.115	-0.004≤0.545	0.648≤0.977
ETAGE5	D5	9.6	4.763	9.606	4.09	-0.006≤0.545	0.673≤0.977
ETAGE6	D6	9.6	4.752	9.606	4.084	-0.006≤0.545	0.668≤0.977
ETAGE7	D7	9.592	4.734	9.606	4.072	-0.014≤0.545	0.662≤0.977
TERRASSE	D8	9.6	4.804	9.605	4.017	-0.005≤0.545	0.787≤0.977

Tableau IV.3: Vérification de l'excentricité

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens
.....L'excentricité est vérifiée

4) Vérification de la 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.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ Détermination de la participation de la masse modale

On l'a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information** → **Building Modal**

D'après le **tableau IV.2**. La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions dans plusieurs modes à

partir du 8ème mode donc le nombre de mode à retenir est de 8 mode de vibration

- Ce modèle présente une période fondamentale : $T = 0,755$ s.
- Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

5) Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement $R = 3.5$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

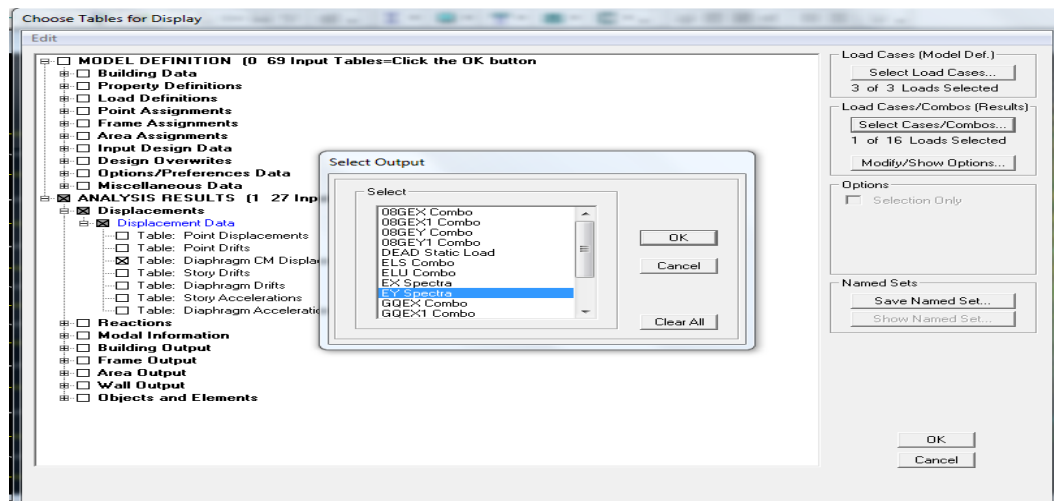
- **Dans le sens longitudinal**

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analysis results → **Displacement Data** → **table :**
Diaphragme CM displacement

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** en cliquant sur : **Select cases/combos**



▪ Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra

Suivant x-x

Story	Diaphragme	Load	UX	δ	h	1/h	Observation
TERRASSE	D8	EX	0.0122	0.0122	3.06	0.0306	c.v
ETAGE7	D7	EX	0.0112	0.001	3.06	0.0306	c.v
ETAGE6	D6	EX	0.0099	0.0013	3.06	0.0306	c.v
ETAGE5	D5	EX	0.0084	0.0015	3.06	0.0306	c.v
ETAGE4	D4	EX	0.0067	0.0017	3.06	0.0306	c.v
ETAGE3	D3	EX	0.0048	0.0019	3.06	0.0306	c.v
ETAGE2	D2	EX	0.003	0.0018	3.06	0.0306	c.v
ETAGE1	D1	EX	0.0013	0.0017	4.08	0.0408	c.v

Tableau IV.4 : Déplacements relatifs sous l'action Ex

Suivant y-y

Story	Diaphragm	Load	UY	δ	h	1/h	obs
TERRASSE	D8	EY	0.0105	0.0105	3.06	0.0306	c.v
ETAGE7	D7	EY	0.0096	0.0009	3.06	0.0306	c.v
ETAGE6	D6	EY	0.0084	0.0012	3.06	0.0306	c.v
ETAGE5	D5	EY	0.0071	0.0013	3.06	0.0306	c.v
ETAGE4	D4	EY	0.0056	0.0015	3.06	0.0306	c.v
ETAGE3	D3	EY	0.0041	0.0015	3.06	0.0306	c.v
ETAGE2	D2	EY	0.0025	0.0016	3.06	0.0306	c.v
ETAGE1	D1	EY	0.0011	0.0014	4.08	0.0408	c.v

Tableau IV.5 : Déplacements relatifs sous l'action Ey

D'après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée **La condition est vérifiée.**

7) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.20/Art4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport V/V_t .

➤ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ Art 4 .2.3})$$

▪Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

-A : coefficient d'accélération de zone

A donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : IIa} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 0.15$$

-R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en BA

$$R = 3.5$$

-Q : Facteur de qualité

$$Q = \sum P_q$$

Les valeurs de pénalités P_q suivants le tableau 4.4 RPA [1], sont représentées dans le tableau ci- dessous:

Critère q	Pq		Pq
	observée	N/Observée	
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0
4. Régularité en élévation	0	0.05	0
5. Contrôle des qualités suivis matériaux	0	0.05	0
6. Contrôle des qualités de matériaux	0	0.1	0.1

Tableau IV-6 : Facteur de qualité Q.

$$Q = 1 + 0.1 = 1.1 \longrightarrow Q = 1.1$$

-D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003).

$T_2 (S3) = 0,5\text{sec.}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \quad (\text{Art 4 .2.3 RPA99v2003}).$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton arme	Acier	Béton arme/maçonnerie
léger	6	4	10
dense	7	5	

Tableau IV.7: pourcentage d'amortissement critique.

On prend : $\varepsilon = 10\%$

D'où :

$$\eta = 0,76 \geq 0,7 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

T: La période fondamentale donnée par ETABS : $T = 0,639$

Donc :

$$T_2 = 0,5\text{sec} \leq T = 0,639 \leq 3,0\text{sec}$$

D'où :

$$D = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,639} \right)^{2/3} = 1,61$$

- W_t : Poids total de la structure, donné par ETABS

$W_t = 16202.85 \text{ KN}$

Les résultats s'afficheront comme suit :

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,61
Facteur de qualité Q	1,10
Coefficient de comportement R	3.5
Le poids total de la structure W_t [kN]	16202.85

Tableau IV.8: récapitulatif des paramètres

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0.15 \times 1.61 \times 1.10 \times 16202.85}{3.5} = 1229.79 \text{ KN}$$

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on procède comme suit :

Display → Show Tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → Building Output → Story shears

Puis on définit les combinaisons EX et Ey en cliquant sur :

Select Cases/Combos... OK OK.

Les valeurs de l'effort tranchant aux bases trouvées par ETABS sont :

$V_x(\text{MSM}) = 987.778 \text{ KN}$

$$V_y(\text{MSM}) = 1166.43 \text{ KN}$$

Conclusion:

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.

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

-Sens longitudinal :

$$V_{\text{xdyn}} = v_x = 987.78 \text{ KN} > 0,8 V_{\text{statique}} = 0,8 \times 1229.79 \\ = 983.832 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Sens transversal :

$$V_{\text{ydn}} = v_y = 1166.43 \text{ KN} > 0,8 V_{\text{statique}} = 0,8 \times 1229.79 \text{ KN} \\ 983.832 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifié}$$

Donc, la condition exigée par l'article 4.3.6 du RPA 99/version 2003 est vérifiée. L'effort tranchant à la base est vérifié.

8) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans Chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ). La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure. L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- Δ_K : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 »
- h_K : hauteur de l'étage «K».

			EX				EY			
	P _k (KN)	h _k (m)	Δ _k (m)	V _x (KN)	θ _x	vérification	Δ _k (m)	V _y (KN)	θ _y	vérification
TER	1991,47	3,06	0,0010	216,14	0,0030	C.v	0,0009	244,39	0,0024	C.v
7	6043,27	3,06	0,0013	399,15	0,0064	C.v	0,0012	461,93	0,0051	C.v
6	10158,19	3,06	0,0015	558,39	0,0089	C.v	0,0013	654,77	0,0065	C.v
5	14416,16	3,06	0,0017	694,19	0,0115	C.v	0,0015	821,08	0,0086	C.v
4	9760,39	3,06	0,0019	804,26	0,0075	C.v	0,0015	954,79	0,0050	C.v
3	11809,81	3,06	0,0018	889,50	0,0078	C.v	0,0016	1055,83	0,0058	C.v
2	13859,24	3,06	0,0017	949,70	0,0081	C.v	0,0014	1125,00	0,0056	C.v
1	16202,85	4,08	0,0013	987,78	0,0052	C.v	0,0011	1166,43	0,0037	C.v
1	16202,85	4,08	0,0013	987,78	0,0052	C.v	0,0011	1166,43	0,0037	C.v

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet PΔ)

Conclusion : La condition de (l'article 5.9 du RPA 99/version 2003)[1] est vérifiée à tous les niveaux, Donc, Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés.

8) Vérification de l'effort normal réduit

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{RPA99 Art 7.1.3.3}$$

Avec :

$$\begin{cases} N_d : \text{Effort normal dans les poteaux} \\ B_c : \text{Section du poteau} \end{cases}$$

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- Exemple pour les étapes :**

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

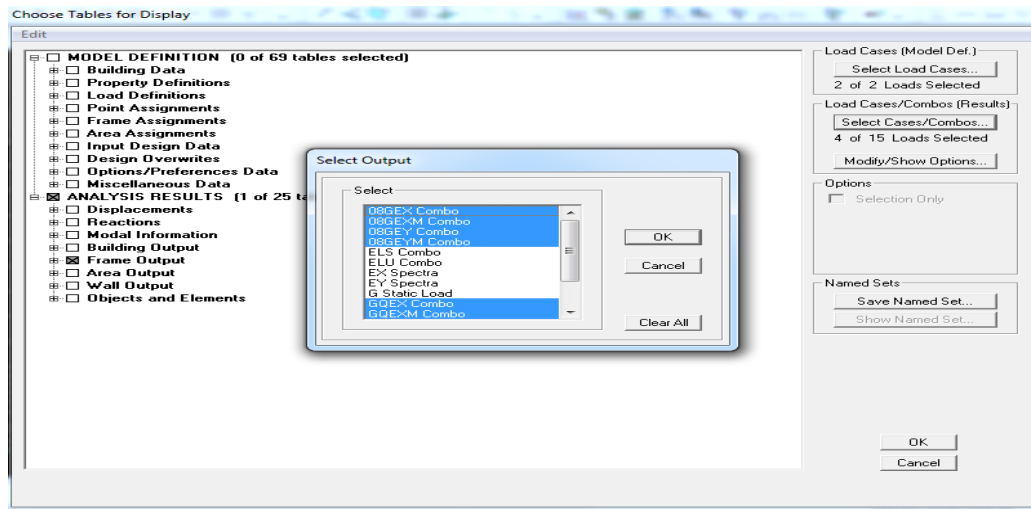
✓ poteau 45 × 45

Display → Show Table →

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → Frame Force → Table: Colum force

Puis on définit les combinaisons $G+Q\pm E$ en cliquant sur : **Select cases/combo**



Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	ET1	C3	GQEX MAX	0,000	-1001,67	48,06	6,54	6,082	12,55
	ET1	C3	GQEX MAX	1,330	-993,36	48,06	6,54	6,082	3,895
	ET1	C3	GQEX MAX	2,660	-985,05	48,06	6,54	6,082	11,711
	ET1	C3	GQEX MIN	0,000	-1230,46	-38,64	-13,34	-6,054	-23,80
	ET1	C3	GQEX MIN	1,330	-1222,14	-38,64	-13,34	-6,054	-6,091
	ET1	C3	GQEX MIN	2,660	-1213,83	-38,64	-13,34	-6,054	-4,861
	ET1	C3	GQEXM MAX	0,000	-1001,67	48,06	6,54	6,082	12,55
	ET1	C3	GQEXM MAX	1,330	-993,36	48,06	6,54	6,082	3,895
	ET1	C3	GQEXM MAX	2,660	-985,05	48,06	6,54	6,082	11,711
	ET1	C3	GQEXM MIN	0,000	-1230,46	-38,64	-13,34	-6,054	-23,80
	ET1	C3	GQEXM MIN	1,330	-1222,14	-38,64	-13,34	-6,054	-6,091
	ET1	C3	GQEXM MIN	2,660	-1213,83	-38,64	-13,34	-6,054	-4,861
	ET1	C3	GQEY MAX	0,000	-1025,59	14,80	24,04	1,608	44,07
	ET1	C3	GQEY MAX	1,330	-1017,27	14,80	24,04	1,608	12,18
	ET1	C3	GQEY MAX	2,660	-1008,96	14,80	24,04	1,608	26,82
	ET1	C3	GQEY MIN	0,000	-1206,54	-5,38	-30,85	-1,581	-55,32
	ET1	C3	GQEY MIN	1,330	-1198,23	-5,38	-30,85	-1,581	-14,38
	ET1	C3	GQEY MIN	2,660	-1190,02	-5,38	-30,85	-1,581	-10,09

Figure IV.5: Les efforts normaux de la structure

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 1467.36 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1467,36}{45 \times 45 \times 2,5} = 0,28 \leq 0,3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Et on procède de la même manier pour les autres sections :

✓ **Poteaux 40×40:**

$$N_d = 861.63 \text{KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{861,63}{40 \times 40 \times 2,5} = 0,21 \leq 0,3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifiée

✓ **Poteaux 35×35:**

$$N_d = 359,79 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{359,79}{35 \times 35 \times 2,5} = 0,11 \leq 0,3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifiée

L'effort réduit dans les poteaux est vérifie

- **Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre V

Ferailage des éléments

V.1. Les poteaux :**V.1.1. Introduction :**

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes:

- Effort normal maximal (N_{max}) et moment correspondant ($M_{correspondant}$)
 - Effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant ($M_{2correspondant}$) •
- Moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant
($N_{Correspondant}$)

➤ **Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 Version 2003 et BAEL 99 comme suite :

- Selon BAEL 99 :

E.L.U : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

- Selon le R.P.A 2003 :

Situation accidentelle (article 5.2) $G + Q \pm E$ (2)

$0,8 G \pm E$ (3)

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (mpa)	F_{bu} (mpa)	γ_s	Fe (mpa)	σ_s (mpa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.73	1	400	400

Tableau V.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

V.1.2. Recommandation du RPA 2003 :**a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 [1]:**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

- Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x section du poteau (Zone IIa).

Poteau (45*45) : $A_{min} = 0.008 * 45 * 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

Poteau (40*40) : $A_{min} = 0.008 * 40 * 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteau (35*35) : $A_{min} = 0.008 * 35 * 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 %(zone IIa)

Poteau (45*45) : $A_{max} = 0.04 * 45 * 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau (40*40) : $A_{max} = 0.04 * 40 * 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau (35*35) : $A_{max} = 0.04 * 35 * 35 = 49 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 %(zone IIa)

Poteau (45*45) : $A_{min} = 0.06 * 45 * 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteau (40*40) : $A_{min} = 0.06 * 40 * 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteau (35*35) : $A_{min} = 0.06 * 35 * 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$.

- La longueur de recouvrement minimal $L = 40\Phi$ (zone IIa)

- La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).

- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

b) Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_t \cdot f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

A_t : Section d'armature transversale.

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec λ_g est l'élancement géométrique

$$\lambda_g = l_f/a \text{ ou } \lambda_g = l_f/b$$

Avec :

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article (B.8.3 ,3 du BAEL91/99) :

$$l_f = 0.7l_0$$

l_0 : c'est la hauteur de poteau.

St : espacement des armatures transversales. la valeur de cet espacement est fixée comme suit :

$$St \leq \begin{cases} \min (10\phi ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ 15\phi \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

ϕ_l : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \cdot st}$ en % est donnée comme suit

$$\lambda_g \geq 5 \quad A_{min} = 0.3 \% \quad ; \quad \lambda_g \leq 3 \quad A_{min} = 0.8 \%$$

Si $3 < \lambda_g < 12$ mm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.3. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec »

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec »

a) Armatures longitudinales :

Les sections d'armatures des poteaux sont déterminées en fonction des dimensions de ces derniers tel que :

- RDC et 2ème étage : Poteaux 45*45 cm².
- 3ème et 5ème étage : Poteaux 40*40 cm².
- 6ème et 7ème étage : Poteaux 35*35 cm².

Sections	sens	sollicitations	N (KN)	M(KN.m)	type	Max (A inf;A sup) [cm ²]	A min [cm ²] (0,80%x section du pot)	A adoptee [cm ²]
45X45	sens X-X	Nmax→M2corr	-1467.36	6.518	ELU	0	16.2	4HA20 +4HA14 =18.71
		Nmin→M2corr	-18.29	-4.115	0.8GEX	0		
		Ncor→M2max	-906.84	42.848	ELU	0		
	sens Z-Z	Nmax→M3corr	-1467.36	1.092	ELU	0		
		Nmin→M3cor	-18.29	1.997	0.8GEX	0		
		Ncor→M3max	-1074.48	7.817	ELU	0		
40X40	sens X-X	Nmax→M2corr	-861.63	15.636	ELU	0	12.8	4HA16 +4HA14 =14.19
		Nmin→M2corr	-49.48	-0.027	0.8GEX	0		
		Ncor→M2MAX	-41.712	49.608	ELU	3.17		
	sens Z-Z	Nmax→M3corr	-861.63	2.149	ELU	0		
		Nmin→M3corr	-49.38	-0.08	0.8GEX	0		
		Ncor→M3max	-233.81	10.594	ELU	0		
35X35	sens X-X	Nmax→M2corr	-359.79	13.254	ELU	0	9.8	4HA14 +4HA12 =10.67
		Nmin→M2corr	6.76	2.806	ELU	0.28		
		Ncor→M2corr	-251.81	41.339	ELU	0.32		
	sens Z-Z	Nmax→M3corr	-359.79	-1.2	ELU	0		
		Nmin→M3corr	6.76	1.596	ELU	0.19		

Tableau V.1.2 : Détermination des armatures longitudinales ET transversal des poteaux.

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celle exigées par le **RPA** donc les Poteaux seront ferraillés avec les sections minimales réglementaires.

• **Détermination des armatures longitudinales des poteaux**

(Exemple : Poteaux de 35x35cm²) :

As2 : Armatures dans le sens y-y.

As3 : Armatures dans le sens x-x.

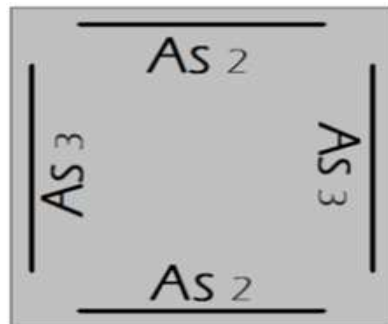
Les sections d'armatures calculées sont les suivantes :

Sens x-x : $As_3 = 0.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow$

$As_3 \text{ adoptée} = 2HA4 + 2HA6 = 0.81 \text{ cm}^2.$

Sens y-y : $As_2 = 0.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow As_2 \text{ adoptée} = 2HA20 + 2HA16 = 0.81 \text{ cm}^2.$

Les sections d'armatures adoptées doivent être disposées symétriquement par rapport au CDG de la section. Ce qui donne le ferraillage suivant :



$A_{\text{totale-adoptée}} = 4HA14 + 4HA12 = 10.67 > A_{\text{min-RPA}} = 0.008 \times b \times h = 9.8 \text{ cm}^2$

➡ **Vérification à l'ELU :**

• **Diamètre minimum des armatures longitudinales :**

Toutes les sections d'armatures longitudinales adoptées ont au moins un diamètre de 12 mm, la condition exigée par l'article **7.4.2.2 du RPA 99/version 2003 [1]** est vérifiée.

• **Distance entre les barres verticales dans une face du poteau :**

La distance maximale entre les barres verticales se trouve au niveau du poteau de dimensions 45x45 cm², elle est égale à :

$$\frac{1}{4} \times (h - (c + c')) = \frac{1}{4} \times ((45 - (2 + 2))) = 10.25 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

La condition exigée par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/version 2003 [1] est vérifiée.

• **Longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement L_r est de : 40Φ en zone II (Article 7.4.2.2 du RPA 99/2003) [1].

Diamètre des barres (mm)	$l_r(\text{cm})$
20	80
16	64
14	56

Tableau V.1.3 : Longueur de recouvrement des armatures longitudinales.

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce à la formule suivante :

• **Diamètre des aciers : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifié 99) [3]**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_{\max} \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit } \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

Nous adoptons des cadres de section: $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$

• **Espacement des armatures (Art 7.4.2.2 RPA99 version 2003) [1] :**

-En zone nodale : $St \min (10 \Phi ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \longrightarrow St = 10 \text{ cm}$

-En zone courante : $St 15 \Phi = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \longrightarrow St = 15 \text{ cm}$

• **Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2 ,2 RPA99 version 2003) [1]:**

Pour le poteau le défavorable celui de étage 1:(45X45)

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.86 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.86}{0.45} = 6.355 \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\text{En zone nodale : } A_{\min} = 0.003 \times b \times s_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_{\min} = 0.003 \times b \times s_t = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.025 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2.025 \text{ cm}^2 \end{cases} \longrightarrow A_t = 3.14 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Longueur d'ancrage (Art A.6.1.23 BAEL91) [3] :**

$$L_s = \frac{\Phi_{fe}}{4 \sigma_u}$$

$$\sigma_u = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\Rightarrow \text{HA 20: } L_s = \frac{\Phi_{fe}}{4 \sigma_u} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.546 \quad \text{on prend } l_s = 75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{HA 16: } L_s = \frac{\Phi_{fe}}{4 \sigma_u} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.437 \quad \text{on prend } l_s = 60 \text{ cm}$$

$$\text{HA 14: } L_s = \frac{\Phi_{fe}}{4 \sigma_u} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.382 \quad \text{on prend } l_s = 50 \text{ cm}$$

• **Vérification de l'effort tranchant (Art 7.4.3, 2 RPA99) [1]:**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = p d \times f_{c28}$$

$$p d \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda \leq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = p d \times f_{c28} = 0.75 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

poteau	VU (KN)		$P \times d$	τ_b (mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$	observation
45*45	x-x	9.78	0.075	0.050	1.875	Condition Vérifiée
	y-y	49.49	0.075	0.255		
40*40	x-x	11.51	0,075	0.086	1.875	Condition Vérifiée
	y-y	55.95	0.075	0.420		
35*35	x-x	10.1	0,075	0.087	1.875	Condition Vérifiée
	y-y	49.92	0.075	0.432		

Tableau V.1.4:Vérification des contraintes.

➡ **Vérification à l'E.L.S :**

Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifiée

a) Condition de non fragilité :

La section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$As_{ad} \geq A_{min} = 0.23 f_t b d \times \frac{b d}{f_e} \cdot \frac{(e_s - 0.455 d)}{(e_s - 0.185 d)} \quad \text{Ou} \quad e_s = \frac{M_S}{N_S}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Sections	sens	Sollicitations	NS (KN)	MS(KN.m)	Es	Amin [cm²]	A adoptée(cm²)	A adoptee >Amin [cm²]>
45X45	sens X-X	Nmax→M2corr	-1067.75	4.414	0.004	5.92	18.71	Condition vérifiée
		Nmin→M2corr	-26	-5.954	0.229	0.52		
		Ncor→M2max	-660.62	31.05	0.047	4.62		
	sens y-y	Nmax→M3corr	-1067.75	0.784	0.0007	5.77		
		Nmin→M3cor	-26	2.679	0.103	9.23		
		Ncor→M3max	-782.65	5.664	0.0072	6.29		
40X40	sens X-X	Nmax→M2corr	-627.27	11.297	0.018	5.43	14.19	Condition vérifiée
		Nmin→M2corr	-71.1	-0.032	0.0004	6.05		
		Ncor→M2MAX	-304.07	35.945	0.118	2.23		
	sens y-y	Nmax→M3corr	-627.27	1.54	0.0024	4.60		
		Nmin→M3corr	-71.1	0.009	0.0001	4.51		
		Ncor→M3max	-170.51	7.702	0.0451	9.30		
35X35	sens X-X	Nmax→M2corr	-262.4	9.563	0.0364	6.66	10.67	Condition vérifiée
		Nmin→M2corr	4.95	2.047	0.413	1.04		
		Ncor→M2corr	-183.77	30.001	0.163	0.17		
	sens y-y	Nmax→M3corr	-262.4	-0.853	0.0032	3.59		
		Nmin→M3corr	4.95	1.16	0.234	0.67		
		Ncor→M3max	-82.67	8.355	0.101	1.67		

Tableau V.1.5 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

D'après les résultats trouvés dans le tableau ci-dessus on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car A adoptée $\geq$ Amin

b) État limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

c) État limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous Ms et Ns, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles. .

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$$

Les résultats sont donnés à l'aide du **logiciel SOCOTEC** et récapitulés dans les tableaux suivant :

sections	Ns	Ms	A sup-adoptée [cm ²]	A inf-adopté e [cm ²]	σ_{bc} -sup [MPa]	σ_{bc} -inf [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\sigma_{s\sup}$ [MPa]	$\sigma_{s\inf}$ [MPa]	σ_s [MPa]	obs
45x45	-1067.75	11.297	9.355	9.355	4.86	4.4	15	72.6	66.3	348	c.v
	-26	-5.954			0	0.47		5.56	6.42		
	-660.62	31.05			4.39	1.35		63.7	22.2		
40x40	-627.27	11.297	7.095	7.095	4.26	2.66	15	62.7	41.1	348	c.v
	-71.1	-0.032			0.39	0.39		5.85	5.91		
	-304.07	35.945			4.37	0		61.4	14.8		
35x35	-262.4	9.563	5.345	5.345	2.92	0.87	15	42	14.8	348	c.v
	4.94	2.047			0.26	0		2.59	17		
	-183.77	30.001			5.23	0		70.3	56.1		

Tableau V.1.6: Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour les poteaux :

• **Poteaux (45×45) :**

- Les armatures longitudinales : 4HA20+8HA14=18.71cm²
- Les armatures transversales : 4HA10= 3.14 cm

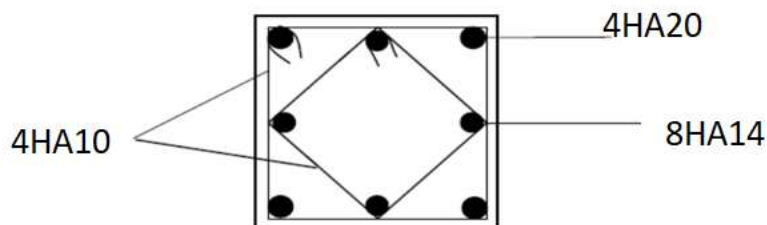


Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC et 2ème étage

• **Poteaux (40×40) :**

- Les armatures longitudinales : $4HA16+4HA14=14.19\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : $4HA10= 3.14 \text{ cm}^2$

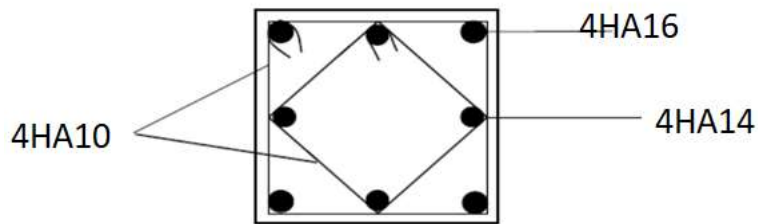


Figure V.1.2 : Schéma de ferrailage des poteaux 3ème et 5ème étage

• **Poteaux (35×35) :**

- Les armatures longitudinales : $4HA14+4HA12=10.67\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : $4HA10= 3.14 \text{ cm}^2$

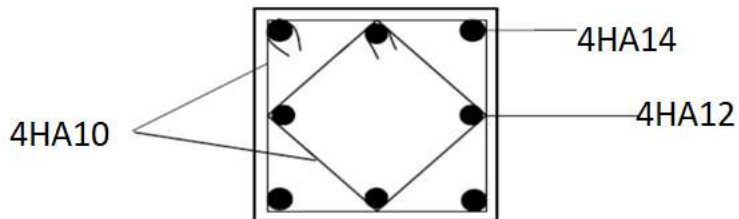


Figure V.1.3 : Schéma de ferrailage des poteaux 6ème et 7ème étage

V.2.Les poutres :**V.2.1.Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées 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. Les sections d'aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront données par les Différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

$$\left. \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right\} \quad \text{BAEL91/revisé99 [2]}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \quad \text{(RPA 99 /2003)[1]}$$

V.2.2.Recommandations du RPA 99 modifie 2003pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2) [1] :**a) Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :

40 φ en zone I et IIa.

50 ϕ en zone IIb et III.

	A minimal [cm ²]	A maximal [cm ²]	
	0,5 bh	4 bh	6 bh
Poutre principale (30*40)	6	48	72
Poutre secondaire (25*30)	3.75	30	45

Tableau V.2.1 : Section des armatures longitudinales.

b) Armatures transversales (Article 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003.s.b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
Minimum de $(h/4, 12 \phi)$.

- En dehors de la zone nodale :

$$S \leq h/2.$$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinales :

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

-P.P.1 : Poutres principales éloignées des voiles de contreventement.

- P.P.2 : Poutres principales avoisinant des voiles de contreventement.
- P.S.1 : Poutres secondaires éloignées des voiles de contreventement.
- P.S.2 : Poutres secondaires avoisinant des voiles de contreventement.

Les sections d'armatures des poutres sont déterminées à l'aide du logiciel de calcul de ferrailage « SOCOTEC » qui se base sur les principes de calcul du BAEL. Toutefois, l'utilisateur doit respecter quelques paramètres pour ne pas fausser les résultats :

• **Différence de la convention de signes entre les deux logiciels :**

La convention de signes entre « ETABS » et « SOCOTEC » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « ETABS » représentent des tractions et les négatifs des compressions. Contrairement au « SOCOTEC », où les efforts normaux positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

• **Bien prendre en compte les coefficients γ_b , γ_s et θ :**

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

- **En situation courante et pour $t > 24h$ (ELU et ELS) :** $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$ et $\theta = 1$.
- **En situation accidentelle et pour $t \leq 1h$ (Combinaisons sismiques) :** $\gamma_b = 1.15$, $\gamma_s = 1$ et $\theta = 0.85$.

➤ **Etapes de calcul des armatures longitudinales :**

On est en flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait en suivant les étapes suivantes :

2) Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

➤ **1er cas : $\mu \leq \mu_l$ Section simplement armée (SSA)**

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

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ **2ème cas : $\mu \geq \mu_l$ Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

$$A_{st} = A_{sl} + A_{sc} = \frac{M_l}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \cdot \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

➤ **Exemple de calcul:**

Poutre principale 1 (30*40):

• **En travée:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{51.543 \cdot 10^3}{30 \cdot 38^2 \cdot 14.2} = 0.083 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.956$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{51.543 \cdot 10^3}{0.956 \cdot 38 \cdot 348} = 4.07 \text{ cm}^2.$$

• **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{68.744 \cdot 10^3}{30 \cdot 38^2 \cdot 14.2} = 0.111 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.940$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{68.744 \cdot 10^3}{0.940 \cdot 38 \cdot 348} = 5.53 \text{ cm}^2.$$

➤ Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

1) Ferrailage des poutres principales (30*40) :

b=30 cm; h=40 cm ; d=38 cm. Les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous formes de tableaux :

		Combinaison	Mmax (KN.m)	Ub	σ_{bs}	Ast (cm ²)	Ferrailage	Amin	A adopté (cm ²)
P.P1 Loin de voile	En travée	Elu	51.543	0.083	ssa	4.07	3HA14 (fil)	3	4.62
	Aux appuis	G+Q±EY	-68.744	0.111	ssa	5.53	3HA16 (chap)+ 3T12(fil)	3	8
P.P2 Adhérent	En travée	0.8G±EY max	88.786	0.144	ssa	7.28	3HA14 (chap)+ 3HA14(fil)	3	9.24
	Aux appuis	G+Q±EYmin	-101.251	0.164	ssa	8.41	3HA14 (chap)+ 3HA14(fil)	3	9.24

Tableau V.2.2: ferrailage des poutres principales.

2) Ferrailage des poutres secondaires (25*30) :

b=25cm ; h=30cm ; d=28cm. Les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous forme de tableaux :

		Combinaison	Mmax (KN.m)	ub	σ_{bs}	β	Ast (cm ²)	Ferrailage	A min	A adopté (cm ²)
P.S1 Loin de Voile	En travée	G+Q±EXmax	41.634	0.149	SSA	0.918	4.65	3HA16	1.87	6.03
	Aux appuis	G+Q±EYmin	-37.006	0.132	SSA	0.929	4.08	3HA14	1.87	4.62
P.S2 Adhérent	En travée	0.8G±Emax	92.135	0.331	SSA	0.790	11.96	3HA16+ 3HA16	1.87	12.06
	Aux appuis	G+Q±EXmin	-85.617	0.307	SSA	0.810	10.84	3HA16+ 3HA16	1.87	12.06

Tableau V.2.3 : ferrailage des poutres secondaires.

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) [1] :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

• Calcul de l'espacement s_t :

		ST (cm)	At (cm ²)	Ferrailage
P.P	Zone nodale $s_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	10	0.9	4HA8
	Zone courate $S_t \leq \frac{h}{2}$	20	1.8	4HA8
P.S	Zone nodale $s_t \leq \min(\frac{h}{2}; 12\phi)$	7.5	0.56	4HA8
	Zone courante $s_t \leq \frac{h}{2}$	15	1.1125	4HA8

Tableau V.2.4 : Calcul des armatures transversales à l'ELU.

• Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99modifie 2003 [1] en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$.

V.2.4. Vérifications à l'ELU:**a) 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.

Poutres		Ast (cm ²)	Amin (cm ²) (0.5 %bh)	σ_{bs}
P.P.1	En travée	4.62	3	Condition vérifiée
	Aux appuis	8		
P.P.2	En travée	9.24		
	Aux appuis	9.24		
P.S.1	En travée	6.03	1.87	Condition vérifiée
	Aux appuis	4.62		
P.S.2	En travée	12.06		
	Aux appuis	12.06		

Tableau V.2.5 : Vérification armatures longitudinales à l'ELU.

b) Condition de non fragilité (BAEL 91 /modifiée 99 Art. A.4.2.1) [3] :

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $A_{min} = 0.23 \cdot 30 \cdot 38 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $A_{min} = 0.23 \cdot 25 \cdot 28 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$.

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{min} , donc la condition est vérifiée.

c) Vérification au cisaillement (BAEL 91 /modifiée 99 Art. 5.1, 211) [3] :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ mpa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d}$$

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $\tau_u = \frac{103.24 \cdot 10^3}{300 \cdot 380} = 0.905 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $\tau_u = \frac{79.72 \cdot 10^3}{300 \cdot 380} = 0.699 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/modifiée 99 Art A.6.1 ,3) [3]:

$$\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc : $\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0.9.d \cdot \sum u_i}$$

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

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot 3.14 \cdot 16 = 150.72 \text{ mm}$

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot 3.14 \cdot 16 = 150.72 \text{ mm}$

D'où :

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $\tau_{se} = \frac{103.24 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 380 \cdot 150.72} = 2.002 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $\tau_{se} = \frac{79.72 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 380 \cdot 150.72} = 1.54 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

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

e) Ancrage des barres :

• (BAEL 91/ modifiée 99 Art. 6.1 ,221)[3]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droit l_s est égale à: $l_s = 35 \phi$

• (RPA 99 modifie 2003/ Art. 7.5.2.1)[1]

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II.

D'où :

Pour les HA 14 : $l_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$.

Pour les HA 16 : $l_s = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$.

l_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4 l_s$

Pour les HA 16 : $L_c = 0,4 \times 64 = 19,2 \text{ cm}$.

f) Influence de l'effort tranchant :

• **Au niveau des appuis (BAEL 91 /modifiée99 Art. 5.1, 312) :**

$$A_{st} \text{ adoptée} > A_{st} \text{ ancrer} = \frac{\gamma_s V_{u \max}}{f_e}$$

- **principales (P.P.1 et P.P.2) :**

$$A_{st} \text{ ancrer} = \frac{103.24 \times 1.15 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 2.96 \text{ cm}^2 < A_{st} \text{ adoptée} = 6.03 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) :**

$$A_{st} \text{ ancrer} = \frac{79.72 \times 1.15 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 2.29 \text{ cm}^2 < A_{st} \text{ adoptée} = 6.03 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

• **Sur le béton (BAEL 91 /modifiée99 Art. A.5.1, 313) [3] :**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

- **Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) :**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 103.24 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 380} = 1.5 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) :**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0.9d} \leq \frac{2 \times 79.72 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 380} = 1.16 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre V**Ferraillage des éléments**

		M smax [KN.m]	A adoptée [cm ²]	ρ	β_1	K1	σ_{st} MPa	σ_{bc} mpa	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
P.P.1	En travée	24.081	4.62	0.53	0.891	30.87	117.95	3.82	CV
	Aux appuis	-60.388	8	0.53	0.891	30.87	295.78	9.58	CV
P.P.2	En travée	67.31	9.24	0.93	0.864	21.76	192.5	8.84	CV
	Aux appuis	-68.01	9.24	0.93	0.864	21.76	194.5	8.94	CV

Tableau V.2. Vérification du ferraillage des poutres principales**V.2.5. Vérifications à l'ELS :****1. Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} ; \quad \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$$

• Poutres principales :

Tableau VI.2.6 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales.

• Poutres secondaires :

Tableau V.2.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires.

		M smax [KN.m]	A adoptée [cm ²]	ρ	β_1	K1	σ_{st} MPa	σ_{bc} mpa	$\frac{\sigma_{bc}}{\bar{\sigma}_{bc}} <$
P.S.1	En travée	13.933	6.03	0.86	0.868	22.88	95.07	4.16	CV
	Aux appuis	-13.391	4.62	0.86	0.868	22.88	91.33	3.99	CV
P.S.2	En travée	7.325	12.06	1.72	0.831	14.59	26.1	1.79	CV
	Aux appuis	-12.826	12.06	1.72	0.831	14.59	45.7	3.13	CV

Tableau V.2.7: Vérification du ferraillage des poutres secondaire

2 – Etat limite de déformation (la flèche)..... (Art B.6.5 BAEL 91/99)

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

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS doivent vérifier cette condition:

$$f_{\text{etabs}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L: la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

➤ Sens des poutres principale:

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: L = 480 cm.

$$F_{\text{etabs}} = 0.0061 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.96 \text{ cm}$$

➤ Sens des poutres secondaire:

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: L = 420 cm.

$$F_{\text{etabs}} = 0.0061 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.84$$

Conclusion:

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

Ferrailage de poutre de chaînage :

	A minimal [cm ²]	A maximal [cm ²]	
	0,5 bh	4 bh	6 bh
Poutre de chaînage (25*30)	3.75	30	45

Tableau V.2.8 : Section des armatures longitudinales.

➤ **Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :**

1) Ferrailage de poutre de chaînage (25*30) :

b=25 cm; h=30 cm ; d=28 cm. Les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous formes de tableaux :

		Combinaison	Mmax (KN.m)	ub	σ_{bs}	Ast (cm ²)	Ferrailage	A min (cm ²)	A adopté (cm ²)
Poutre de chaînage	En travée	Elu	4.94	0.018	ssa	0.51	3HA12	1.8	3.39
	Aux appuis	G+Q±EY	-7.819	0.028	ssa	0.81	3HA12	1.8	3.39

Tableau V.2.9 : ferrailage de poutre de chaînage.**b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) [1] :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

• Calcul de l'espacement st :

		ST (cm)	At (cm ²)	Ferrailage
P.C	Zone nodale $st \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	7.5	0.52	4HA8
	Zone courate $St \leq \frac{h}{2}$	15	1.13	4HA8

Tableau V.2.10 : Calcul des armatures transversales à l'ELU.

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.

Poutres		Ast (cm ²)	Amin (cm ²) (0.5 %bh)	σbs
P.C	En travée	3.39	1.8	Condition vérifiée
	Aux appuis	3.39		

Tableau V.2.11 : Vérification armatures longitudinales à l'ELU.

Condition de non fragilité (BAEL 91 /modifiée 99 Art. A.4.2.1) [3] :

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Poutres de chainage : } A_{min} = 0.23 \cdot 25 \cdot 28 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2.$$

Toutes les sections adoptées sont supérieures à Amin, donc la condition est vérifiée.

Vérification au cisaillement (BAEL 91 /modifiée 99 Art. 5.1, 211) [3] :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ mpa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{6.86 \cdot 10^3}{250 \cdot 280} = 0.098 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/modifiée 99 Art A.6.1 ,3) [3]:

$$\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ψs : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

Ψs = 1.5 (Barres de haute adhérence).

Donc : τse = 1.5 x 2.1 = 3.15 MPa.

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

∑ui : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 3 \cdot 3.14 \cdot 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{6.86 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 280 \cdot 131.88} = 0.206 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

e) Ancrage des barres :

• (BAEL 91/ modifiée 99 Art. 6.1 ,221)[3]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droit l_s est égale à : $l_s = 35 \varphi$

• (RPA 99 modifie 2003/ Art. 7.5.2.1)[1]

La longueur minimale de recouvrement est de 40φ en zone II.

D'où :

Pour les HA 14 : $l_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$.

l_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4 l_s$

Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 56 = 22.4 \text{ cm}$.

f) Influence de l'effort tranchant :

• Au niveau des appuis (BAEL 91 /modifiée99 Art. 5.1, 312) :

$$A_{st} \text{ adoptée} > A_{st} \text{ ancrer} = \frac{\gamma_s \cdot V_{u \max}}{f_e}$$

$$A_{st} \text{ ancrer} = \frac{6.86 \cdot 1.15 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 0.197 \text{ cm}^2 < A_{st} \text{ adoptée} = 4.62 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

• Sur le béton (BAEL 91 /modifiée99 Art. A.5.1, 313) [3] :

$$\frac{2VU}{f_e \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \cdot 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{2Vu}{fe.0.9d} = \frac{2*6.86*10^3}{400*0.9*280} = 0.136 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

		Ms max [KN.m]	A adoptée [cm ²]	ρ	β_1	K1	σ_{st} mpa	σ_{bc} mpa	$\frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc}} <$ CV
PC	En travée	2.241	3.39	0.66	0.881	27.02	19.66	0.73	CV
	Aux appuis	-1.609	3.39	0.66	0.881	27.02	14.11	0.52	CV

Tableau V.2.12: Vérification du ferrailage des poutres chaînage.

2 – Etat limite de déformation (la flèche)..... (Art B.6.5 BAEL 91/99)

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

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS doivent vérifier cette condition:

$$f_{etabs} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L: la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

➤ Sens de poutre de chaînage :

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: L = 360 cm.

$$F_{etabs} = 0.007 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

V.3. Ferrailage des voiles :

V.3.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments réalisés afin d'assurer deux fonctions principales. La première est une fonction porteuse telle qu'ils permettent la reprise d'une partie des charges verticales. La deuxième est une fonction de contreventement assurant ainsi, la stabilité des structures sous l'action des charges horizontales.

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

Armatures verticales, armatures horizontales et les Armatures transversales.

V.3.2.Combinaison d'action :

Selon le BAEL 99

$$\left[\begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{array} \right.$$

Selon le RPA version 2003 :

$$\left[\begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

V.3.3.Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

$$\text{Voile élancé : } \frac{h}{L} > 1.5$$

$$\text{Voile court : } \frac{h}{L} < 1.5$$

V.3.4.Recommandations du (RPA 99/ version2003) pour le ferrailage des voiles :

a) Armatures verticales (Article 7.7.4.1) [1]

-Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le

pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Armatures horizontales (Article 7.7.4.2) [1] :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

c) Règles communes (Article 7.7.4.3) [1] :

. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min (1.5a ; 30 \text{ cm}).$$

. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

.Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile

$$(\phi < e/10).$$

Les longueurs de recouvrement 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.

V.3.5.Calcul des armatures :**a) Armatures verticales :****➡Méthode de calcul :**

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes:

1. Déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

Les contraintes maximales et minimales peuvent être déduites directement du logiciel « ETABS » (S22en [kN/m]) ou être calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I}$$

. M : Moment dans le voile.

. N : Effort normale dans le voile.

. V' : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

. V : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue (V = V'=L/2).

. B = L.e (section du béton).

. I : Moment d'inertie du voile

2. Décomposer le diagramme obtenu en bandes de largeur « d »

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right).$$

Où :

. he : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

. l' : Longueur de la zone comprimée.

Tel que :

Pour une S.E.C : l'= longueur totale du voile.

Pour une S.E.T : l' = 0 m. Pour une S.P.C :

$$L' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L \text{ (Théorème de Thalès). } \sigma_{\min} \text{ est à prendre en valeur absolue.}$$

3. Déterminer les efforts normaux ultimes :

Les efforts normaux ultimes sont déterminés en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque bande. Par exemple :

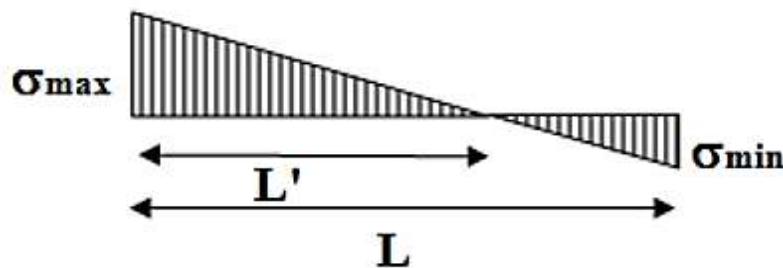
$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d. e$$

Où :

- . e : Épaisseur du voile.
- . σ_1 est déterminée à l'aide du théorème de Thalès

4. Calcul des sections d'armatures :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : **Section**



Partiellement comprimé SPC

a) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1,4 T$

T: effort tranchant calculé au niveau considéré.

b) Armatures horizontales : Selon l'article (A.8.2, 41 du BAEL 91/révisé 99) [2] :

$AH=1/3A_{vertical}$. Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés et 1/4 dans le cas contraire.

Selon l'article (7.7.4.3 du RPA 99version2003) [1] :

$$A_{H-min} = 0.15\% . L . e$$

Donc : $A_{H-calculée} = \max (A_{H-BAEL} ; A_{H-min-RPA})$.

c) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré (Art. 7.7.4.3 du RPA 99version 2003) [1].

D'où : A_{tr} adoptée = 4 épingles de HA8/m².

► Sections minimales des armatures verticales :

a) Section entièrement ou partiellement tendue :

Selon l'article (A.4.2, 1 du BAEL 91/révisé99) [2] (Condition de non fragilité) :

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL Art A4.2.1})$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA Art 7.7.4.1})$$

Avec : $B = L . e$ (section du béton).

Remarque : $A_{min} = \max (A_{min-RPA} ; A_{min-BAEL})$

d) 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.

5) Dispositions constructives :

▪ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003) ; e = épaisseur du voile

$S_t \leq \min (1.5e ; 30) \text{ cm}$
--

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15cm**.

▪ **Longueur de recouvrement :**

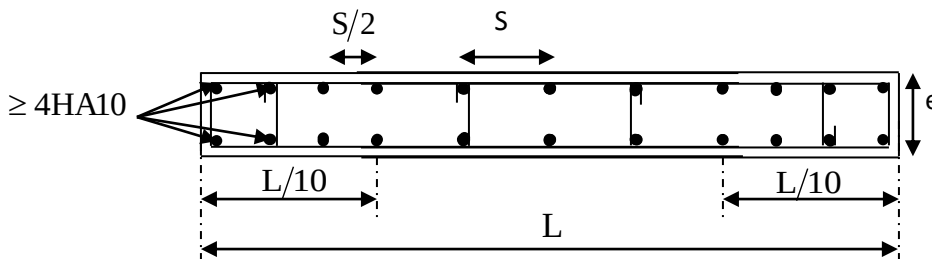
- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons.

▪ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm.} \\ \varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 25 \text{ mm} \text{ Pour les voiles du rez-de-chaussée.} \end{array} \right.$$



V.3.6. Vérifications:

a) Contraintes limites de cisaillement :

▪ **D'après le RPA99 /2003:**

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec : $V = 1.4 T$

▪D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile :

d : Hauteur utile $d=0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

T_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

b) Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa.} \quad \text{Avec :}$$

N_s : G+Q Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section de l'acier.

✱ Les sections d'armatures sont déterminées en fonction de la longueur des voiles de contreventement tel que :

- **VL1** : Voiles de 1.30 m de longueur.
- **VL2** : Voiles de 1 m de longueur.
- **VT1** : Voiles de 1.5 m de longueur.
- **VT2** : Voiles de 1 m de longueur.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : 1er, 2eme 3eme étage.
- **Zone II** : 4eme, 5eme et 6eme étage.
- **Zone III** : 7eme au 8eme étage

***Exemples de calculs :**

Soit à calculer le ferraillage d'un voile longitudinale VT1= 1.5m sur la zone I ; SPC

a) Caractéristiques géométriques :

Avec : L = 1.5 m ; e = 20 cm ; B = 0.3m²

b) Sollicitations de calcul :

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone I et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont déduites par ETABS:

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 6120.75 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -3807.39 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

- Largeur de la zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + |\sigma_{\min}|} \times L = \frac{6120.75}{6120.75 + 3807.39} \times 1.5 = 0.92 \text{ m}$$

$L_t = 0.92 \text{ m}$

-Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = L - L_t = 1.5 - 0.92 = 0.58 \text{ m.}$$

- Calcul de la longueur (d) :

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2} ; \frac{2}{3} L_t \right) \Rightarrow d = 0.62$$

c) Calcul des armatures vertical:

. Ferraillage de la partie tendue : Soit un tronçon d = 0.62m

$$\frac{\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \quad \sigma_1 = 2040.25 \text{ KN/ m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\max}}{2} \times d \times e = 503.13 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{151.53}{400 \times 10^{-1}} = 12.58 \text{ cm}^2$$

-Armatures minimales (Art7.7.4.1 BAEL 91 Modifiée 99) [3] :

$$\text{Max} \left(\frac{0.23 \times d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0.002d \times e \right) = 2.47\text{cm}^2$$

$$\mathbf{A_{min} = 2.47 \text{ cm}^2}$$

d) Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 144.42 \times 10}{400} = \mathbf{5.56\text{cm}^2}$$

e) Sections d'armatures totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 3.788 + \frac{0.32}{4} = \mathbf{13.92 \text{ cm}^2 / \text{bande.}}$$

➤ **Ferraillage adopté :**

$$A_1 = 13.92 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{2 \times (5HA14) = 15.38 \text{ cm}^2} \quad ; \quad \text{avec } S_t = \mathbf{15\text{cm}}$$

- Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_{min} (h) = \max \left(\frac{A_1}{4} ; 0.0015 \times L \times e_p \right) = \max (3.4 ; 4.5) =$$

$$\mathbf{4.5 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{2 \times 7HA10 = 10.99 \text{ cm}^2 / 1\text{m de hauteur}} ; \text{ avec } S_H = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

- Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) [1]:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min (1.5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

1) Vérification des contraintes de cisaillement :

• Selon le RPA99/version 2003 :

$$\tau_b = \frac{V}{e.d'} = \frac{1.4 \times 144.42 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1300} = 0.749\text{MPa} \quad ; \quad \overline{\tau_b} = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = 0.749 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_b} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- D'après le BAEL 91/révisé99 :

$$\tau_u = \frac{T}{e.d} = \frac{144.42 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1300} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.53 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

- Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} = \frac{1107.72 \times 10^3}{200 \times 2000 + 15 \times 13.56 \times 10^2} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.24 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

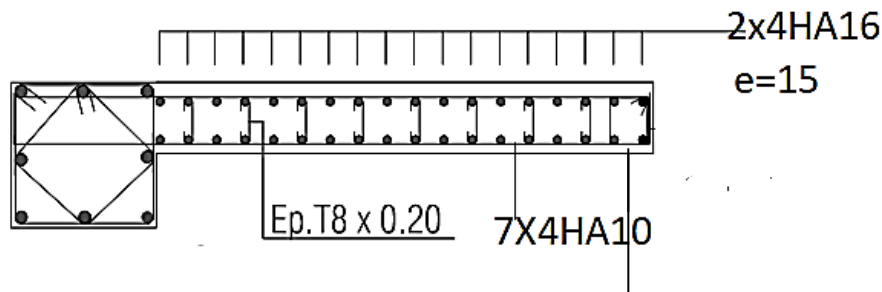


Figure V.3.1 : Ferraillage du Voile (VT1) .

Les résultats de calcul de ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants :

-VT1 = VT3 = VT8 = VT10 = 1.5m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		1.50	1.50	1.50
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.3	0.3	0.3
	He		3.630	3.060	3.060
	H		3.68	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)		144.420	102.560	64.690
	N _{ser} (kN)		403.49	256.36	109.55
	Vu (kN)		202.188	143.584	90.566
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		6120.750	3136.080	2567.060
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		3807.390	1612.410	1538.560
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	Lt		0.92	0.99	0.94
	Lc		0.58	0.51	0.56
	D		0.62	0.66	0.63
	σ_1		2040.250	1045.360	855.687
	N ₁		503.13	276.16	214.01
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		12.58	6.90	5.35
	A _{vj} (cm²)		5.56	3.95	2.49
	A'v1/bande/nappe		13.97	7.89	5.97
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		2.47	2.64	2.50
Armatures adoptées pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		16.07	9.04	9.04
	Choix de A (cm²)		2*4HA16	2*4HA12	2*4HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
	AH /nappe (cm²)		4.50	4.50	4.50
	AH adopté		10.99	10.99	10.99

	(cm ²)			
	choix de la section	14HA10	14HA10	14HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 5\text{MPa}$	0.749	0.532	0.335
	3,26 Mpa	0.535	0.380	0.240
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	1.245	0.818	0.349

Tableau VI.3.1 : Voile VT1

-VT2 = VT4 =VT5 =VT6 =VT9= 1m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.00	1.00	1.00
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.2	0.2	0.2
	He	3.630	3.060	3.060
	h	3.68	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)	71.180	71.180	82.500
	N _{ser} (kN)	488.27	332.20	140.26
	Vu (kN)	99.652	99.652	115.500
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	5716.420	3428.010	2292.920
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	2818.990	1819.360	2636.420
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Lt	0.67	0.65	0.47
	Lc	0.33	0.35	0.53
	d	0.45	0.44	0.31
	σ_1	1905.473	1142.670	764.307
	N ₁	340.31	199.06	94.81

Armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		8.51	4.98	2.37
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		2.74	2.74	3.18
	$A'_{v1}/\text{bande/nappe}$		9.19	5.66	3.16
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		1.79	1.74	1.24
Ferrailage adopté pour les armatures verticales Armatures horizontales	$A'_{v1} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		12.3	6.78	6.78
	Choix de A (cm ²)		2*4HA14	2*3HA12	2*3HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
	AH /nappe (cm ²)		3.08	3.00	3.00
	AH adopté (cm ²)		10.99	7.83	7.83
	choix de la section		14HA10	10HA10	10HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.554	0.554	0.642
	3,26 Mpa	τ_u	0.395	0.395	0.458
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2.235	1.556	0.667

Tableau VI.3.2 : Voile VT2

-VL2=-VL3=-VL7=-VL8= 1m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		1.00	1.00	1.00
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.2	0.2	0.2
	He		3.630	3.060	3.060
	h		3.68	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)		85.200	81.680	52.000
	N _{ser} (kN)		370.12	260.83	125.80
	Vu (kN)		119.280	114.352	72.800
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		5678.700	3042.390	1937.290
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		2830.440	1091.090	1227.930
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	Lt		0.67	0.74	0.61
	Lc		0.33	0.26	0.39
	d		0.44	0.49	0.41
	σ_1		1892.900	1014.130	645.763
	N ₁		336.87	199.05	105.40
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		8.42	4.98	2.63
	A _{vj} (cm²)		3.28	3.14	2.00
	A'v1/bande/nappe		9.24	5.76	3.14
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		1.78	1.96	1.63
Armatures Ferrailage adopté horizontale pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		12.05	9.04	4.71
	Choix de A (cm²)		2*3HA16	2*4HA12	2*3HA10
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
	AH /nappe (cm2)		3.01	3.00	3.00
	AH adopté (cm2)		10.99	10.99	10.99

	choix de la section		14HA10	14HA10	14HA10
Armatures transversales	Espacement s_t (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	0.663	0.635	0.404
	3,26 Mpa	τ_u	0.473	0.454	0.289
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	1.697	1.221	0.608

Tableau VI.3.3 : Voile VL2

VL1=VL4=VL5=VL6 = 1.3m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.30	1.30	1.30
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.26	0.26	0.26
	He	3.630	3.060	3.060
	h	3.68	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)	122.870	91.700	52.000
	N _{ser} (kN)	370.12	260.65	125.80
	Vu (kN)	172.018	128.380	72.800
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	5823.610	3566.160	2105.780
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	3467.290	1699.800	1227.930
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Lt	0.81	0.88	0.82
	Lc	0.49	0.42	0.48
	d	0.54	0.59	0.55
	σ_1	1941.203	1188.720	701.927
	N ₁	421.81	279.07	153.71
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	10.55	6.98	3.84

	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		4.73	3.53	2.00
	$A'_{v1}/\text{bande/nappe}$		11.73	7.86	4.34
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		2.17	2.35	2.19
Ferrailage adopté pour les armatures verticales Armatures horizontales	$A'_{v1} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		12.3	9.04	6.28
	Choix de A (cm ²)		2*4HA14	2*4HA12	2*4HA10
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
	AH /nappe (cm2)		3.90	3.90	3.90
	AH adopté (cm2)		10.99	10.99	10.99
	choix de la section		14HA10	14HA10	14HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.735	0.549	0.311
	3,26 Mpa	τ_u	0.525	0.392	0.222
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1.329	0.953	0.467

Chapitre VI

L'étude de l'infrastructure

Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux ; fondations profondes).

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI-1) Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol:

- -La contrainte admissible est de **2.5 bars**

VI-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.)
- ✓ Limitation des tassements compatibles.

VI-3) Différents types de fondations :**✓ Les fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.

- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

✓ **Les fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- ✓ Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ✓ Facilité d'exécution (coffrage).
- ✓ Economie.
- ✓ 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 des semelles filantes doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$ avec : $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar} =$

$250 \text{ KN}/m^2$

1- Semelles filantes :

a- 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 :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \text{D'où} \quad B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{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 :

Voile	L(m)	σ_{sol}	Ns (KN)	B (m)	S = B×L (m ²)
		(KN /m ²)			
VT1	1.5	250	403.49	1.075973333	1.61396
VT2	1	250	322.22	1.28888	1.28888
VT3	1.5	250	386.27	1.030053333	1.54508
VT4	1	250	488.27	1.95308	1.95308
VT5	1	250	358.79	1.43516	1.43516
VT6	1	250	486.8	1.9472	1.9472
VT7	1	250	401.03	1.60412	1.60412
VT8	1.5	250	401.03	1.069413333	1.60412
VT9	1	250	320.4	1.2816	1.2816
VT10	1.5	250	392.57	1.046853333	1.57028
La somme de la surface					15.84348

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)

Voile sens longitudinale					
Voile	L(m)	Ns (KN)	σ_{sol}	B(m)	S = B×L(m ²)
			(KN /m ²)		
VL1	1.3	348.06	250	1.07095384	1.39224
VL2	1	370.12	250	1.48048	1.48048
VL3	1	369.28	250	1.47712	1.47712
VL4	1.3	354.03	250	1.08932307	1.41612
VL5	1.3	366.76	250	1.12849230	1.46704
VL6	1.3	335.13	250	1.031169231	1.34052
VL7	1	320.82	250	1.28328	1.28328
VL8	1	321.12	250	1.28448	1.28448
La somme de la surface					11.14128

Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinale).

$S_v = \sum S_i = \sum B_i \times L_i = 29.986 \text{ m}^2$ Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes voiles.

b- Semelles filantes sous poteaux :**1) 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 coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2) Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$
- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

Si : $e > \frac{L}{6} \implies$ **Répartition trapézoïdale.**

Si : $e \leq \frac{L}{6} \implies$ **Répartition triangulaire.**

$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$	$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$	$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$
--	--	---

étermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{ql/4}{\sigma_{\text{sol}}}$

- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{1}{6}$

3) Application :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicités).

On fera le calcul sur le portique transversal (B).

▪Détermination de la résultante des charges:

Poteaux	Ns (KN)	Ms (KN m)	ei (m)	Ni*ei (KN M)
C13	847.85	8.881	-5.15	-9657.396
C14	1070.4	4.323	-0.35	-5421.397
C15	862.28	1.954	3.15	-1659.24
C16	838.66	3.927	5.15	561.65
Sommes	3619.19	20.881		-9796.54

Tableau VI.3 : Présentation de la résultante des charges.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

▪Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i = 3619.19 \text{ KN}$$

▪Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$e = \frac{-9796.54 + 20.881}{3619.19} = -2.70 \text{ m}$$

▪Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire :

$$e = -2.70 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{10.9}{6} = 1.816 \text{ m} \quad \textbf{Répartition trapézoïdale}$$

▪Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle:

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3619.19}{10.9} \times \left(1 + \frac{6 \times (-2.7)}{10.9} \right) = -161.44 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3619.19}{10.9} \times \left(1 - \frac{6 \times (-2.7)}{10.9} \right) = 825.52 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{3619.19}{10.9} \times \left(1 + \frac{3 \times (-2.7)}{10.9} \right) = 578.77$$

▪Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{ql/4}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{578.77}{250} = 2.31 \text{ m} \quad \text{on prend : } B = 2.5 \text{ m}$$

$$\bullet Sp = B \times L = 2.5 \times 10.9 = 27.25 \text{ m}^2 \quad \textbf{Sp} = 27.25 \text{ m}^2$$

Avec : **Sp** : Surface totale des semelles filantes sous poteaux.

▪Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est : **S_{tot} = Sv + n Sp**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{\text{tot}} = S_v + n Sp = 29.986 + 27.25 \times 6 = \textbf{193.486 m}^2$$

$$\bullet \text{La surface totale de bâtiment : } S_{\text{bâtiment}} = 19.55 \times 10.9 = \textbf{213.095 m}^2$$

▪Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{Stot}{S.batiment} = \frac{193.486}{213.095} = 0.9$$

La surface totale des semelles représente **90 %** de la surface de bâtiment.

4) Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{sol} = 2.5$ bar) et la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui nous amène à envisager un radier général nervuré comme fondation, ce type de fondation, présente plusieurs avantages qui sont :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.
- Facilité de ferrailage.

VI-4) Etude du radier :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisée de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique)

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- Une facilité de coffrage.
- Une rapidité exécution.
- Présentera une grande rigidité.
- Permettra une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).

- Éviter les tassements différentiels importants.

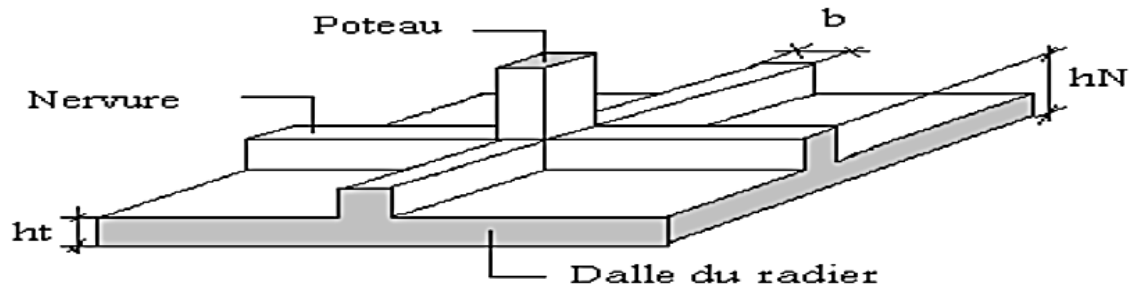


Figure VI.1 : Représentation du radier.

a - Pré dimensionnement :

-Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

-Selon la condition forfaitaire :

➤ Sous poteaux :

a-1) La dalle : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad ; \quad \text{Avec : } L_{\max} = 4.80 \text{ m}$$

$L_{\max}$: La plus grande distance entre deux files successives ainsi qu'une **hauteur minimale 25 cm pour h_d .**

$$\text{A.N : } h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = 30 \text{ cm}$$

a-2) La nervure:

La nervure (poutre) du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \text{ on prend } h_n = 80 \text{ cm}$$

Largeur de la nervure :

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \rightarrow 0.4 \times 80 \leq b_n \leq 0.7 \times 80$$

$$32 \leq b_n \leq 56 \quad \text{On prend : } b_n = 50 \text{ cm}$$

a-3) La dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad \text{donc} \quad \frac{480}{50} \leq h \leq \frac{480}{40}$$

$$9.6 \leq h \leq 12 \quad \text{on prend : } \mathbf{h = 10 \text{ cm}}$$

➤ Sous voile :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \text{donc} \quad \frac{480}{8} \leq h \leq \frac{480}{5}$$

$$60 \leq h \leq 96 \quad \text{on prend : } \mathbf{h = 80 \text{ cm}}$$

-Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K = 40 MPa** pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée.

$$\mathbf{E = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}}$$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.80\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.98$$

$$H \geq 0.98 \quad \text{on prend } h = 100 \text{ cm}$$

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : h_n = 80 cm

- Largeur de la nervure : $b_n = 50 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle de radier : $h_d = 30 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle flottante : $h = 10 \text{ cm}$

b- surface minimale de radier :

Pour la détermination de la surface du radier il faut vérifier la condition suivante :

-Calcul des charges nécessaires au radier :

▪ Combinaisons d'actions :

$$\left. \begin{array}{l} G = 16919.85 \text{ KN} \\ Q = 2477.61 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{(Les résultats de l'ETABS)}$$

$$L'ELU: N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 16919.85 + 1.5 \times 2477.61 = 26558.22 \text{ KN}$$

$$L'ELS : N_s = G + Q = 49640.13 + 7772.19 = 19397.46 \text{ KN}$$

-Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$L'ELU : S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{26558.22}{1.33 \times 250} = 79.87 \text{ m}^2$$

$$L'ELS : S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{19397.46}{250} = 77.59 \text{ m}^2$$

$$D'où : S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 79.87 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Bâtiment}} > S_{\text{rad}} \quad \Rightarrow \quad 213.095 \text{ m}^2 > 79.59 \text{ m}^2$$

Commentaire :

La surface totale de l'immeuble est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal, que nous impose les règles de BAEL 91 modifier99, et il sera calculer comme suit :

D'après le (BAEL99), on doit ajouter au radier un débord minimal de :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

▪La surface du débord :

$$S_{deb} = p \cdot L_{deb}$$

P : périmètre de notre bâtiment

$$S_{deb} = (19.55 \times 10.9) \times 2 \times 0.5 = 106.55 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{batiment} + S_{débord} = 213.095 + 106.5 = 319.6 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc} \rightarrow S_{radier} = 319.6 \text{ m}^2$$

c) Détermination des efforts à la base du radier :

P_{radier} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du TVO + Poids de la dalle flottante

✓ Poids de la dalle :

$$P_{dallle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dallle} = 319.6 \times 0.3 \times 25 = 2397 \text{ KN.}$$

$$P_{dallle} = 2397 \text{ KN}$$

✓ Poids des nervures :

$$P_{ner} = b_n(h_n - h_d)\rho_b \sum (l_x \times n + l_y \times m)$$

$$P_{ner} = 0.5 (0.8 - 0.3) \times 25 \sum (10.9 \times 6 + 19.55 \times 4) = 898.94$$

$$P_{ner} = 898.94 \text{ KN}$$

✓ Poids du TVO :

$$P_{TVO} = (S_{radier} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = b_n \sum (l_x \times n + l_y \times m) = 0.5 \sum (10.9 \times 6 + 19.55 \times 4) = 71.8 \text{ KN}$$

$$P_{TVO} = (319.6 - 71.8) \times (0.8 - 0.3) \times 17 = 2106.3 \text{ KN} \quad P_{TVO} = 2106.3 \text{ KN}$$

✓ Poids De la dalle flottante :

$$P_{df} = S_{radier} \times e_{pdf} \times \rho_b$$

$$P_{df} = 319. \times 0.1 \times 25 = 797.53 \text{ KN.}$$

$$P_{df} = 797.53 \text{ KN}$$

$$P_{radier} = 2397 + 898.94 + 2106.3 + 797.53 = 6199.77 \text{ KN}$$

$$P_{radier} = 6199.77 \text{ KN}$$

➤ Poids totale de l'ouvrage :

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{bâtiment}$$

$$Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{bâtiment}$$

$$G_{tot} = 16919.85 + 10373.545 = 27293.395 \text{ KN}$$

$$G_{tot} 27293.395 \text{ KN}$$

La charge d'exploitation de le RDC : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (usage service)

$$Q_{tot} = 2.5 \times 319.6 + 2477.61 = 3276.61 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = 3276.61 \text{ KN}$$

***Combinaison d'actions :**

$$ELU: N_{u \text{ total}} = 1.35 G + 1.5 Q = 40562.5 \text{ KN}$$

$$ELS: N_{S \text{ total}} = G + Q = 27293.395 + 3840.435 = 31133.83 \text{ KN}$$

VI-5) Quelques vérifications :

a. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{40562.5 \times 1}{319.6} \times \frac{4.80}{2} = 304.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.86}{1 \times 0.27} = 1128.14 \text{ kN / m}^2 = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

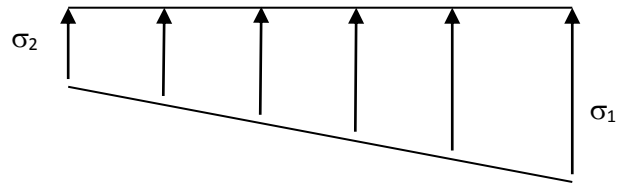
Avec :

M0: Moment sismique à la base de la structure.

To : Effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



M0 et To (Les résultats de l'ETABS)

***Diagramme des contraintes :**

On doit vérifier que : **L'ELU** : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Avec :

- . σ_1 et σ_2 : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.
- . N : Effort normal dû aux charges verticales.
- . S: radier : Surface totale du radier.
- . M : moment à la bas.

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 9.775m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 5.45m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19.55 \times 10.9^3}{12} = 2109.81 \text{ m}^4$$

$$= 6787.12 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{10.9 \times 19.55^3}{12}$$

***Sens longitudinal :**

$$M_x = 16939.470 + (972.36 \times 0.8) = 17717.358 \text{ Kn.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{40562.5}{319.6} + \frac{17717.358}{6787.12} \times 9.775 = 152.43 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{40562.5}{319.6} - \frac{17717.358}{6787.12} \times 9.775 = 101.4 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 152.43 + 101.4}{4} = 139.67 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_m = 139.67 \text{ KN /m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN /m}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

-A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{31133.83}{319.6} + \frac{17717.358}{6787.12} \times 9.775 = 122.93 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{31133.83}{319.6} - \frac{17717.358}{6787.12} \times 9.775 = 71.9 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 122.93 + 71.9}{4} = 110.17 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_m = 110.17 \text{ KN /m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN /m}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

***Sens transversal :**

$$M_y = 1074.47 + (1117.53 \times 0.8) = 1968.5 \text{ KN.m}$$

- A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{40562.5}{319.6} + \frac{1968.5}{2109.81} \times 5.45 = 132 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{40562.5}{319.6} - \frac{1968.5}{2109.81} \times 5.45 = 121.83 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 132 + 121.83}{4} = 96.45 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_m = 96.45 \text{ KN /m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN /m}^2. \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{31133.83}{319.6} + \frac{10740.47}{2109.81} \times 5.45 = 125.15 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{31133.83}{319.6} - \frac{10740.47}{2109.81} \times 5.45 = 69.7 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 125.15 + 69.7}{4} = 111.28 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_m = 111.28 \text{ KN /m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN /m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

		ELU			ELS		
Contrainte		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
Sens	xx	152.43	101.4	139.67	122.93	71.9	110.7
	yy	132	121.83	96.45	125.15	69.7	111.28
σ_{max}		152.43152 KN /m ²			125.15 KN /m ²		

Tableau VI.4 : Résumé des résultats des contraintes à l'ELU et à l'ELS.

➤ Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique. $P \geq F_s \times S_{radier} \times \gamma_w \times Z$

Avec :

P : Poids total à la base du radier.

F_s : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau. ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

Z : Profondeur de l'infrastructure. ($h = 0.8 \text{ m}$)

A.N :

$$P = 16919.85 \text{ KN.}$$

$$F_s \times S_{radier} \times \gamma_w \times Z = 1.5 \times 319.6 \times 10 \times 0.8 = 3835.2 \text{ KN}$$

$P = 16919.85 \text{ KN} \gg 3835.2 \text{ KN} \Rightarrow$ **Pas de risque de soulèvement de la structure.**

➤ **Vérification au poinçonnement :**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$N_U \leq \frac{0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge du poteau ou du voile à L'ELU.

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a : Epaisseur du poteau ou du voile.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1 m).

h : Hauteur de la nervure égale à 80 cm .

1) Vérification pour les poteaux :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5 \text{ m.}$$

$$N_U = 1472.65 \leq \frac{0.045 \times 5 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 3000 \text{ KN}$$

$$N_u = 1467.36 \text{ KN} \leq 3000 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification pour les voiles :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5.6 \text{ m}$$

$$N_U \leq \frac{0.045 \times 5.6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4200 \text{ KN}$$

$$N_u = 534.91 \text{ KN} \leq 4200 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI-6) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (**BAEL 91 modifié 99**) on considère la dalle du radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et encastrée sur quatre côtés.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Deux cas se présentent :

1^{er}Cas : Si $\rho < 0.4$; le panneau de dalle travaille dans un seul sens (Flexion longitudinale négligée) : $M_{0x} = qu \times \frac{l_x^2}{8}$; $M_{0y} = 0$

2^{ème}Cas : Si $0.4 \leq \rho \leq 1$; le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Sens de l_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

- Sens de l_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients ($\mu_x ; \mu_y$) sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y} ; (l_x < l_y)$$

Remarque : Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

a- Ferrailage de la dalle :

➤ Identification du panneau le plus sollicité :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.6}{4.8} = 0.75 \implies \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$

➤ Les contraintes prises en compte dans les calculs :

$$\text{ELU: } \sigma_{\max} = 152.43 \text{ KN /m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{\max} = 125.15 \text{ KN /m}^2$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

$$\text{ELU: } qu = \left(\sigma_{\max} - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} \right) \times 1 \text{ m} = \left(152.43 - \frac{16919.85}{319.6} \right) \times 1 \text{ m} = 99.48 \text{ KN /ml}$$

$$\text{ELS : } qs = \left(\sigma_{\max} - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} \right) \times 1 \text{ m} = \left(125.15 - \frac{16919.85}{319.6} \right) \times 1 \text{ m} = 72.21 \text{ KN /ml}$$

a.1: Le calcul à l'état limite ultime (ELU) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.75 \\ \nu = 0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0622 \\ \mu_y = 0.509 \end{array} \right.$$

Moment isostatique :

$$\text{Sens } l_x \rightarrow M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0622 \times 99.48 \times 3.6^2 = 80.2 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } l_y \rightarrow M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.509 \times 80.2 = 40.83 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Les moments sur appuis et en travée sont choisis toute en respectant les conditions d'encastrement.

- Pour les panneaux de rive :
Moment sur appuis : $M_a = 0.3M_0$
Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$
- Pour les panneaux intermédiaires :
Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$
Moment en travée : $M_t = 0.75M_0$

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront réduit comme suit :

- **Moments en travées :**
 $M_x = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 80.2 = 60.15 \text{ KN.m}$
 $M_y = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 40.83 = 30.62 \text{ KN.m}$
- **Moments aux appuis intermédiaires :**
 $M_x = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 80.2 = -40.1 \text{ KN.m}$
 $M_y = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 40.83 = -20.42 \text{ KN.m}$

a.2 : Ferrailage du panneau :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{40.1 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392 \Rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_x^a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{40.1 \times 10^3}{0.981 \times 27 \times 348} = 4.4 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ avec **St = 20 cm**

Les résultats de ferrailage de panneau le plus sollicité sont résumées dans le tableau suivant :

Sens	Zone	Mu	μ	β	OBS	A (cm ²)	Ferraillage	A _{adoptée}	St (cm)
X-X	Appuis	- 40.1	0.038	0.981	SSA	4.4	6HA10	4.71	20
	Travée	60.15	0.058	0.97	SSA	6.6	6HA14	9.23	20
Y-Y	Appuis	-20.42	0.019	0.990	SSA	2.2	6HA10	4.71	20
	Travée	30.62	0.029	0.985	SSA	3.308	6HA10	4.71	20

Tableau VI.5 : Résultats des ferraillages.

a.3) Vérifications à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ω_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\omega_0 = 0.8 \text{ ‰}$ pour les **HA FeE400**.

-Armatures parallèles à l_x :

$$\omega_0 = \frac{A_{min}^x}{b \times h} \geq \omega_0 \quad \frac{3-\rho}{2} \quad A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} (b \times h)$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \times \frac{3-0.75}{2} (100 \times 30) \longrightarrow A_{min}^x = 2.7 \text{ cm}^2$$

-Armatures parallèles à l_y :

$$\omega_0 = \frac{A_{min}^x}{b \times h} \geq \omega_0 \longrightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \times (b \times h)$$

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \times (100 \times 30) \longrightarrow A_{min}^x = 2.4 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A (cm ²)	Amin (cm ²)	OBS
X-X	Appuis	4.71	2.7	Condition vérifiée
	Travée	9.23		Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	4.71	2.4	Condition vérifiée
	Travée	4.71		Condition vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification de non-fragilité.

➤ **Vérification des espacements : (Art A8.2, 42 BAEL91 modifié 99) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Dans le sens x-x :**

$$St \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 30; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 12 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le sens y-y :**

$$St \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (3 \times 30; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 12 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :(Art .A.5.1.1 BAEL91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$P = q_u \times l_x \times l_y = 99.48 \times 3.6 \times 4.8 = 1710.02 \text{ Kn.m}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

▪ **Sens x-x :**

$$V_{max} = V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{1719.2}{3 \times 4.8} = 119.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{119.38 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Sens y-y :**

$$V_{max} = V_u = \frac{P}{3 \times l_y + l_x} = \frac{1719.2}{2 \times 4.8 + 3.6} = 68.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{68.23 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

a.4) Le calcul à l'état limite de service (ELS) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.75 \\ \nu = 0.2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0622 \\ \mu_y = 0.509 \end{array} \right.$$

Moment isostatique :

Sens l_x $M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0622 \times 72.21 \times 3.6^2 = 61.96 \text{ KN.m}$

Sens l_y $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.509 \times 61.96 = 31.54 \text{ KN.m}$

- Moments en travées :**

$$M_x = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 61.96 = 46.47 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 31.54 = 23.67 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 61.96 = -30.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 31.54 = -15.77 \text{ KN.m}$$

a.5) Vérification état limite de compression :

- Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M^{max}}{\beta \times d \times A_{st}} \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 27} = 0.34 \rightarrow \beta_1 = 0.909 \rightarrow K_1 = 39.95$$

$$\sigma_s = \frac{46.47 \times 10^6}{0.909 \times 270 \times 923} = 205.13 \quad \sigma_s = 205.13 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 205.13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{205.13}{39.95} \rightarrow \sigma_{bc} = 5.13 \text{ MPa} \text{ donc : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Sens	Zone	Ms	A (ELU) Adopt ée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Vérification
X-X	Appuis	- 30.98	4.71	0.174	0.932	58.53	261.38	348	4.48	15	CV
	Travée	47.49	9.23	0.34	0.909	39.95	205.13		5.13		CV
Y-Y	Appuis	- 15.77	4.71	0.174	0.932	58.53	133.05		2.78		CV
	Travée	23.67	4.71	0.174	0.932	58.53	199.70		3.41		CV

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion: Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

b- Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

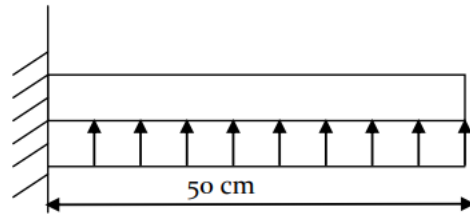


Figure VI. 2:Schéma statique du débord.

b.1) Sollicitation de calcul :

-A L'ELU : $P_u = q_u = 99.48 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{-p_u \times l^2}{2} = \frac{-99.48 \times 0.36^2}{2} = -6.45$$

-A L'ELS : $P_s = q_s = 72.21 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-p_s \times l^2}{2} = \frac{-72.21 \times 0.36^2}{2} = -4.68$$

b.2) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}; d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.45 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.0062 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.45 \times 10^3}{0.997 \times 27 \times 348} = 0.67 \text{ cm}^2$$

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

➤ Condition de non fragilité : (A.4.2.1 BAEL91/modifié 99) :

On doit vérifier que : $A_{adoptée} > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad \text{St} = 25 \text{ cm}$$

b.3 : Vérification à l'ELS :

➤ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 27} = 0.145 \rightarrow \beta_1 = 0.927 \rightarrow K_1 = 64.64$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.015$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{47.49 \times 10^3}{0.927 \times 270 \times 9.23} = 20.55 \longrightarrow \sigma_s = 20.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 20.55 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification état limite de compression dans le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.015 \times 20.55 \quad \sigma_{bc} = 0.308 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

c-Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter le soulèvement du radier, celui-ci est muni de nervures dans les deux sens. La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol. Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees. Les réactions du sol

sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens :

$$b_n = 50 \text{ cm} ; \quad h_n = 80 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

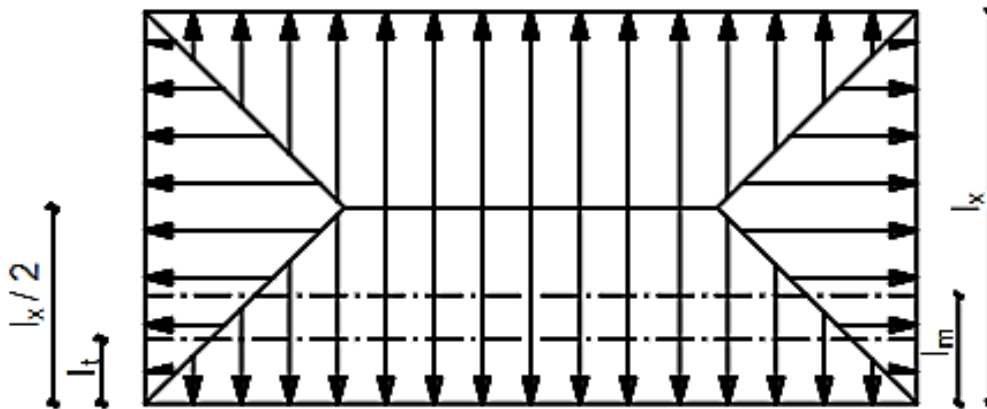


Figure VI.3: Présentation des chargements.

1- Charges revenant à la nervure :

- Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0.333 l_x$$

$$l_t = 0.25 l_x$$

- Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$$

2- Charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant :

$$q_{um} = q_u \times l_m$$

$$q_{sm} = q_s \times l_m$$

- Pour les efforts tranchants :

$$q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$q_{st} = q_s \times l_t$$

3- Détermination des charges :

ELU: $q_u = \left(\sigma_{\max} - \frac{Grad}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(152.43 - \frac{16919.85}{319.6} - \frac{898.94}{71.8} \right) =$
87 KN /ml

ELS: $q_s = \left(\sigma_{\max} - \frac{Grad}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(125.15 - \frac{16919.85}{319.6} - \frac{898.94}{71.9} \right) =$
59.71 KN /ml

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la File 2 dans le sens X-X, et la fille D dans le sens Y-Y.

➤ Sens longitudinal :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	Im	Lt	qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3.6	4.8	0,79	trapezoidale	1.404	1.2096	87	59.71	122.148	240.903	83.833	165.336	105.2	207.547	72.23	142.444
	2	3.5	3.6	0,76	trapezoidale	1.365	1.176	87	59.71	118.755		81.504		102.3		70.22	
b-c	1	4.2	4.8	0.79	trapezoidale	1.638	1.4112	87	59.71	142.506	261.261	97.805	179.309	122.8	225.086	84.26	154.481
	2	3.5	4.2	0.76	trapezoidale	1.365	1.176	87	59.71	118.755		81.504		102.3		70.22	
C-D	1	3.6	4.8	0,84	trapezoidale	1.404	1.2096	87	59.71	122.148	240.903	83.833	165.336	105.2	207.547	72.23	142.444
	2	3.5	3.6	0,81	trapezoidale	1.365	1.176	87	59.71	118.755		81.504		102.3		70.22	
D-E	1	4.2	4.8	0,67	trapezoidale	1.638	1.4112	87	59.71	142.506	261.261	97.805	179.309	122.8	225.086	84.26	154.481
	2	3.5	4.2	0,64	trapezoidale	1.365	1.176	87	59.71	118.755		81.504		102.3		70.22	
E-F	1	3.6	4.8	0,84	trapezoidale	1.404	1.2096	87	59.71	122.148	240.903	83.833	165.336	105.2	207.547	72.23	142.444
	2	3.5	3.6	0,81	trapezoidale	1.365	1.176	87	59.71	118.755		81.504		102.3		70.22	

Tableau VI.8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.

➤ Sens transversal:

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	Lt	qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3.6	4.8	0,79	trapezoidale	1.404	1.209	87	59.71	122.148	264.654	83.833	181.637	105.2	228.009	72.23	156.487
	2	4.2	4.8	0,76	trapezoidale	1.638	1.411	87	59.71	142.506		97.805		122.8		84.26	
b-c	1	3.5	3.6	0.79	trapezoidale	1.365	1.176	87	59.71	118.755	237.51	81.504	163.008	102.3	204.624	70.22	140.437
	2	3.5	4.2	0.76	trapezoidale	1.365	1.176	87	59.71	118.755		81.504		102.3		70.22	
C-D	1	2	3.6	0,84	trapezoidale	0.78	0.672	87	59.71	67.86	135.72	46.574	93.147	58.46	116.928	40.13	80.250
	2	2	4.2	0,81	trapezoidale	0.78	0.672	87	59.71	67.86		46.574		58.46		40.13	

Tableau VI.9 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal.

4- Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

- Sens longitudinal :

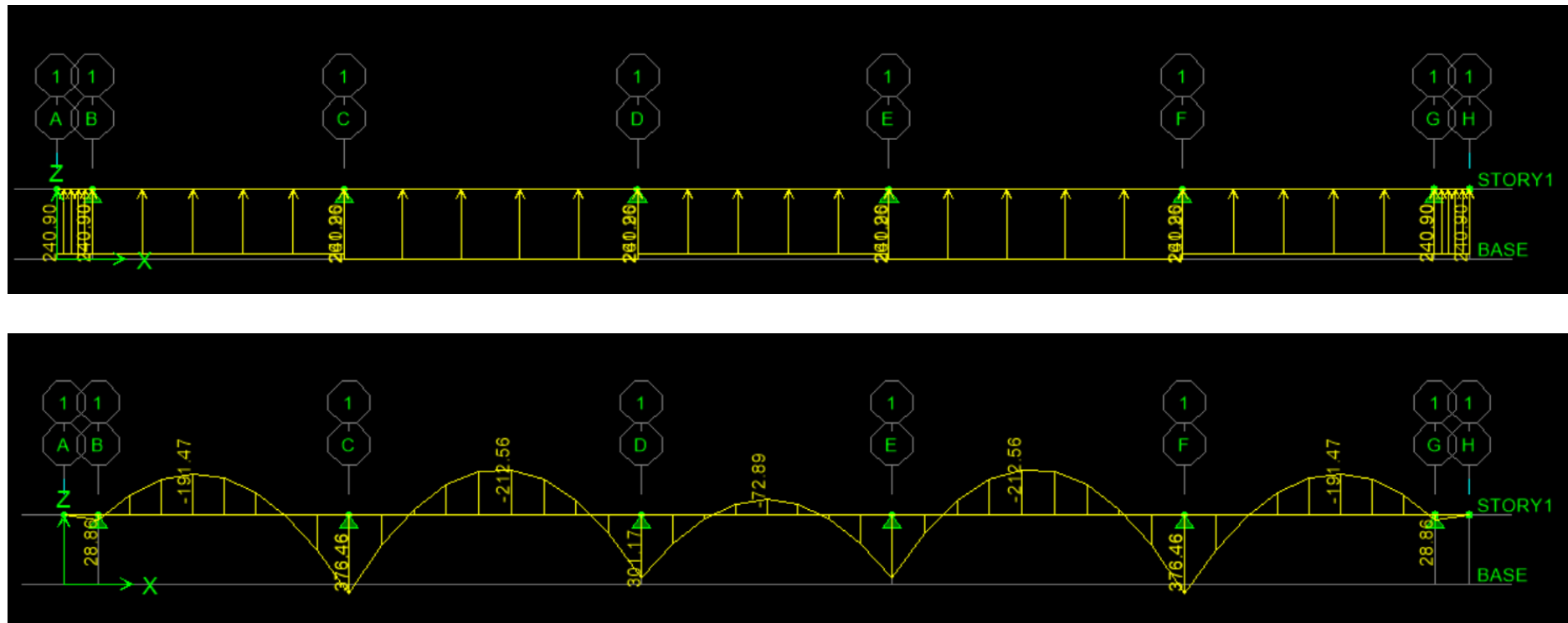


Figure VI.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

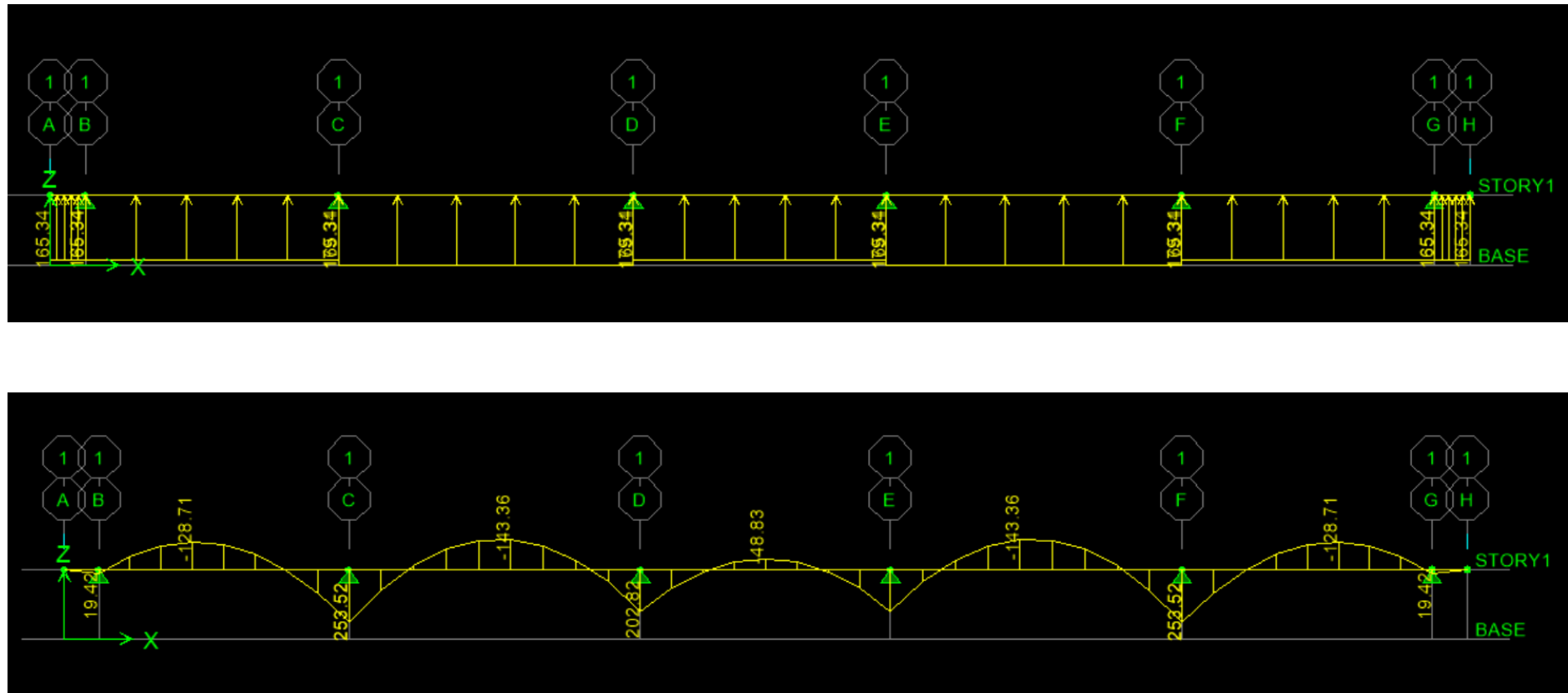


Figure VI.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

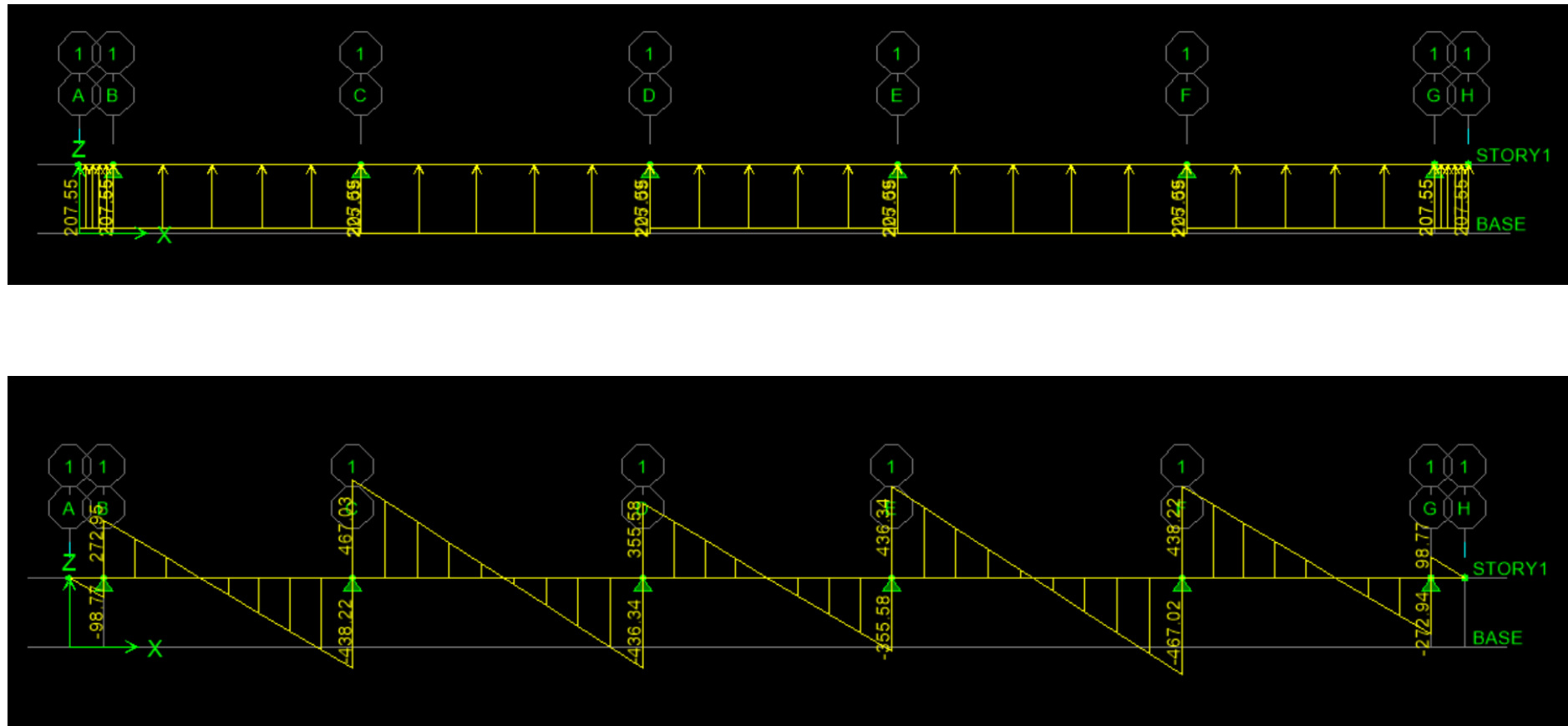


Figure VI.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

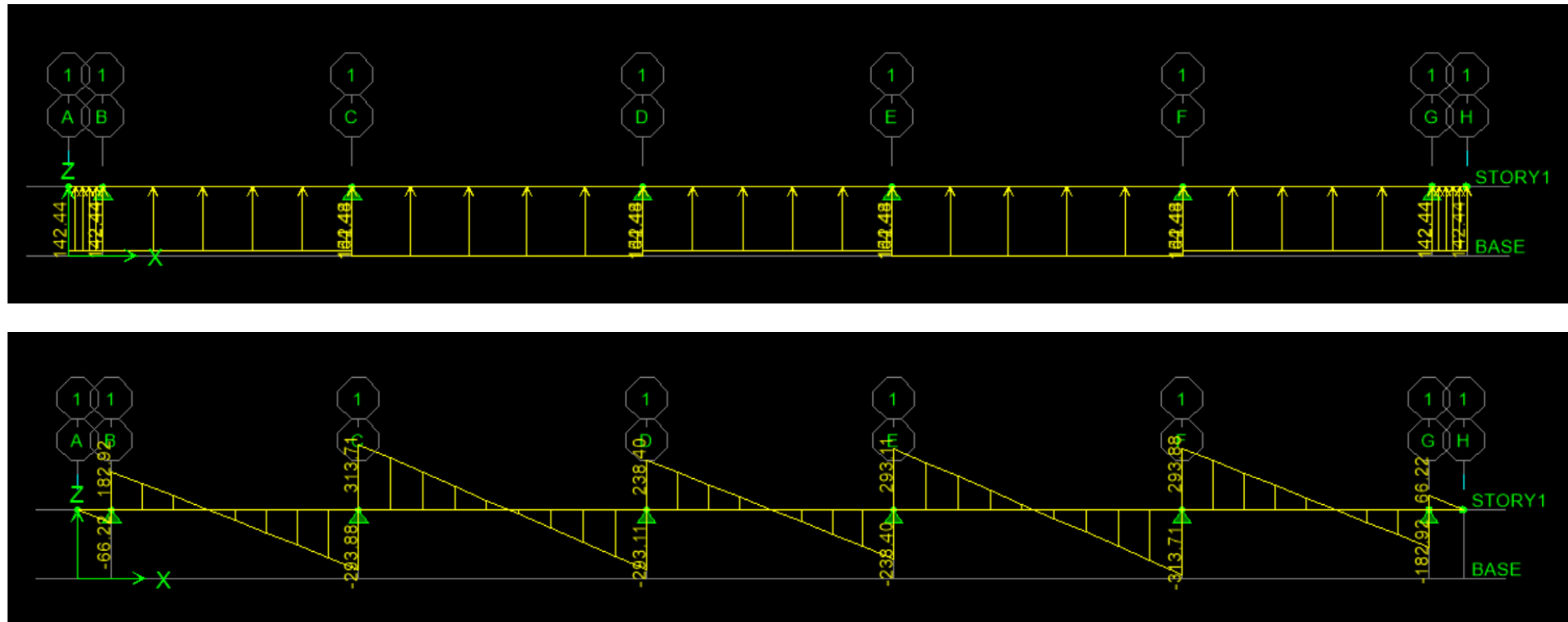


Figure VI.7: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- Sens transversal :

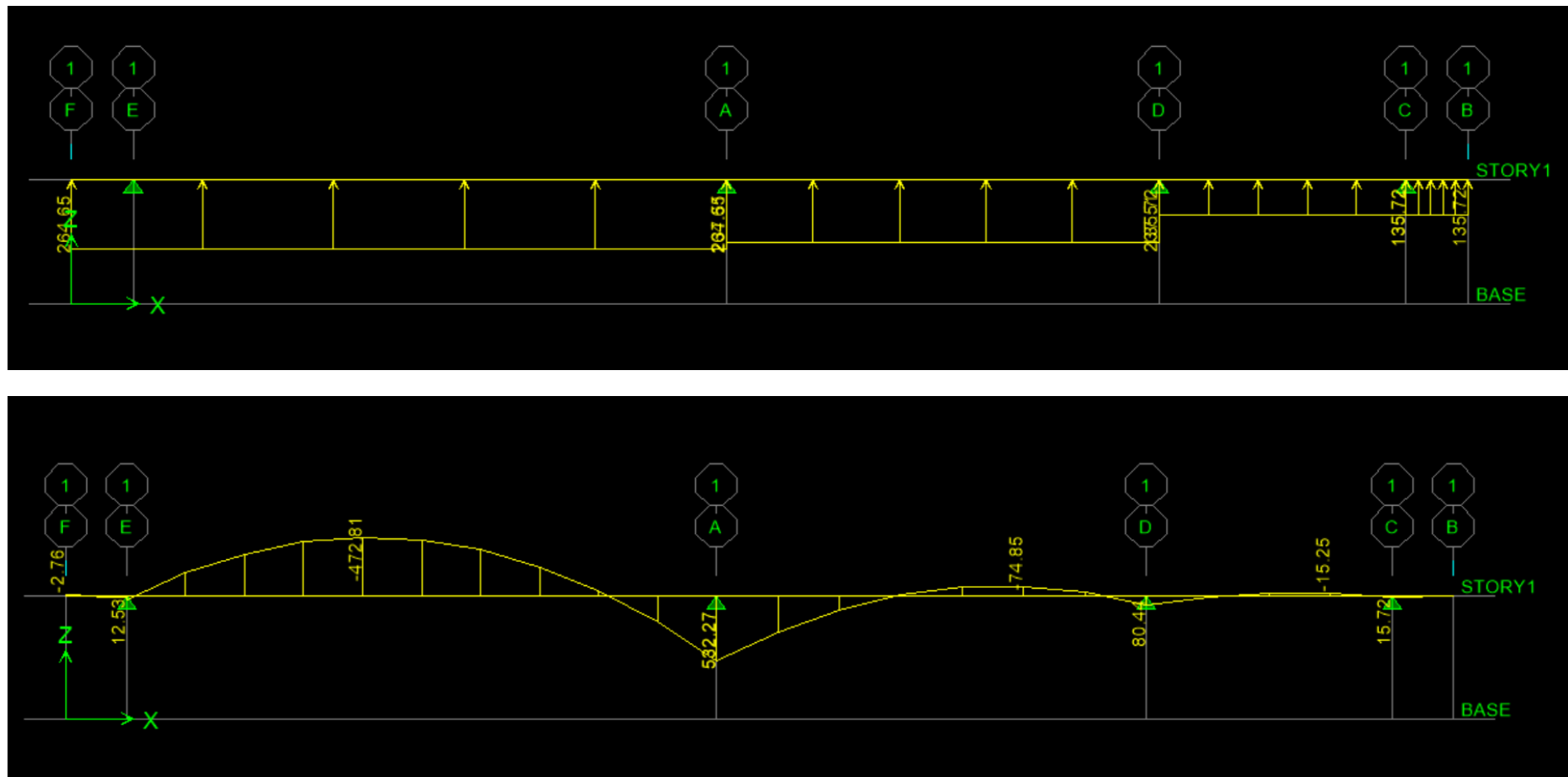


Figure VI.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

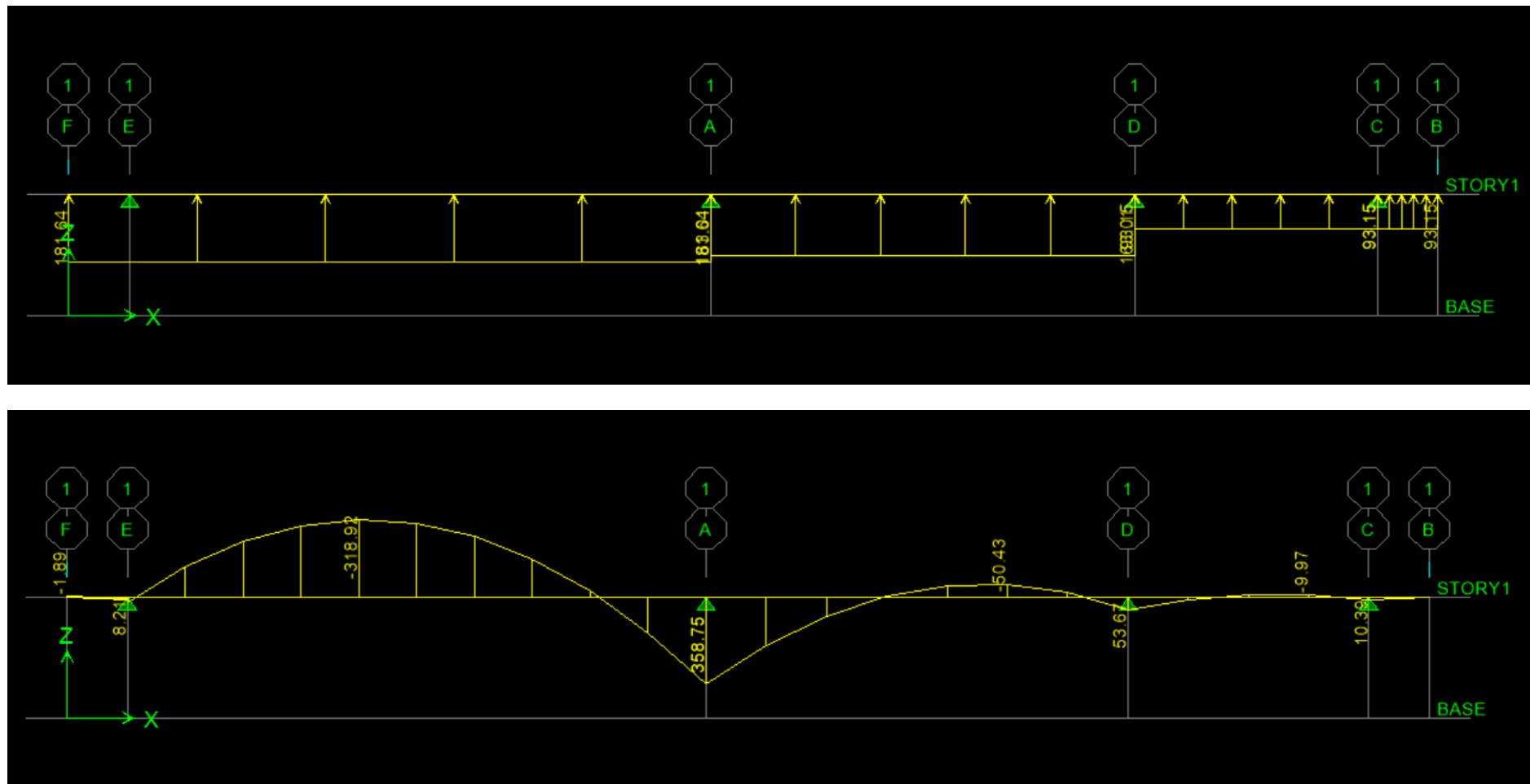


Figure VI.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

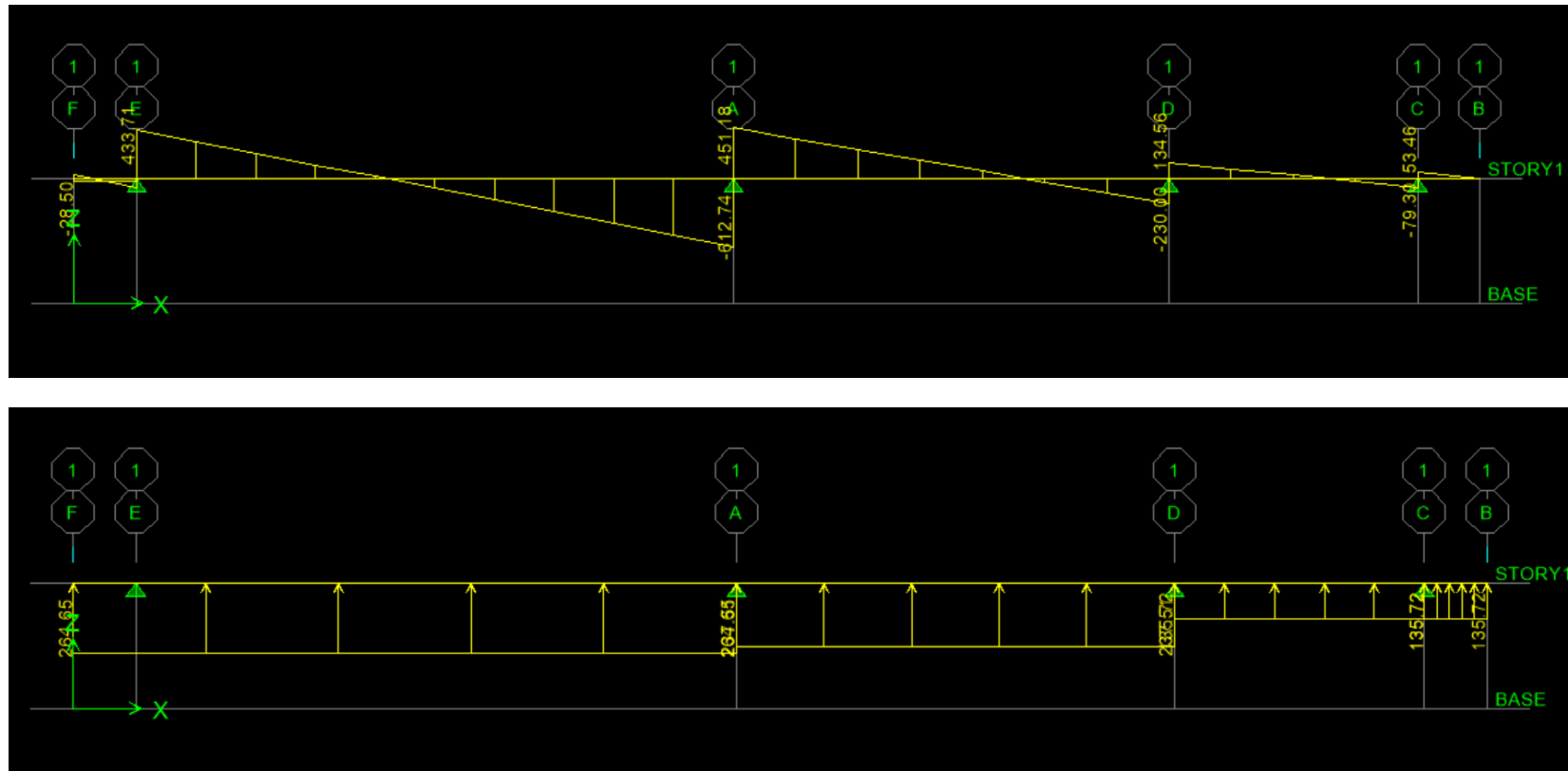


Figure VI.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

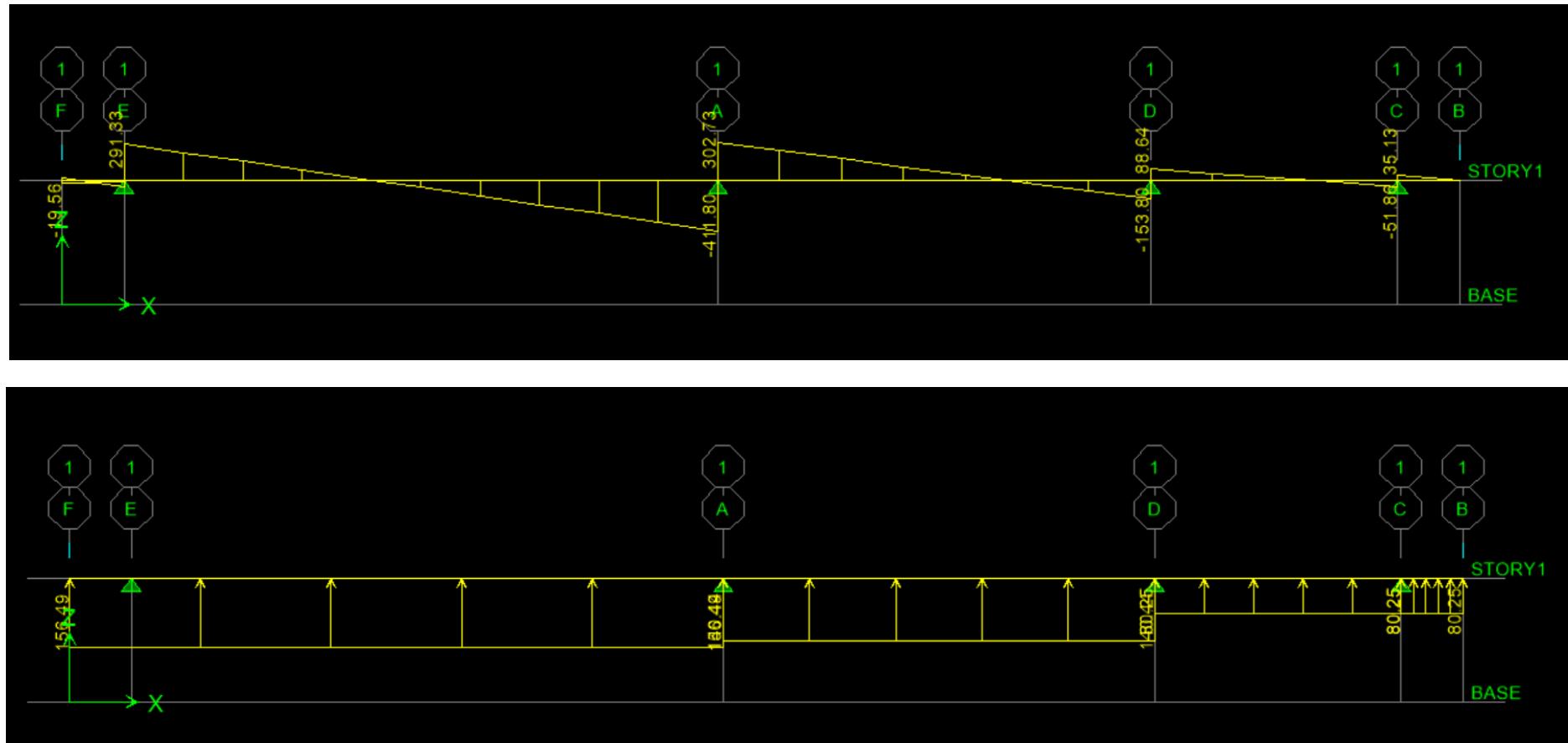


Figure VI.11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

	Sens longitudinale		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a \max (KN.m)$	376.46	253.52	532.27	358.75
$M_t \max (KN.m)$	212.56	143.36	472.81	318.92
$T \max (KN)$	467.03		451.18	

Tableau VI.10 : Les efforts internes dans les nervures.

5- Calcul des Armatures :

➤ Armatures longitudinales : $b = 50 \text{ cm}$; $d = 77 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	μ_l	Section	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
XX	Appuis	376.46	0.089	0.392	SSA	0.953	14.74	5HA16 filante + 5HA14 = 17.74
	Travée	212.56	0.05	0.392	SSA	0.974	8.14	4HA16 filante + 4HA14 = 14.18
YY	Appuis	532.27	0.126	0.392	SSA	0.932	20.9	6HA16 filante + 6HA14 = 21.28
	Travée	472.81	0.112	0.392	SSA	0.940	18.77	6HA16 filante + 6HA14 = 21.28

Tableau VI.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

➤ Armatures transversales : (Art A.7.2.2 BAEL 91 modifiée 99)

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit} \quad \varphi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \varphi_{\max}\right) = \min\left(\frac{80}{4} ; 12 \times 1.6\right) = \min(20 ; 19.2) = 10 \text{ cm}$$

Soit **St = 10 cm** en zone nodale.

En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40\text{cm}$$

Soit **St = 20 cm** en *zone courante*.

➤ **Armatures transversales minimales : (Art 7.5.2.2 RPA 99 modifié 2003)**

$$A_{min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3\text{cm}^2$$

Soit : **At = 6HA8 = 3.01 cm² (01 cadres et 02 étrier).**

➤ **Armatures de peau : (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$AP = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } AP = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

6- Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 77 \times \frac{2.1}{400} = 4.65\text{cm}^2$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_a = 15.73 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travées :**

$$A_t = 8.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

✓ **Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 467.03 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{467.03 \times 10^3}{500 \times 770} = 1.21 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens transversal : $T_u^{\max} = 451.18 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{451.18 \times 10^3}{500 \times 770} = 1.17 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

7: Vérification à l'ELS :

▪ Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

▪ Dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \quad \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	B1	K1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
XX	Appuis	15.73	253.52	0.40	0.902	36.02	231.75	348	6.43	15	C.V
	Travée	11.10	143.36	0.288	0.915	43.82	183.31	348	4.18	15	C.V
YY	Appuis	21.28	358.75	0.55	0.889	30.04	246.27	348	8.19	15	C.V
	Travée	19.75	318.92	0.51	0.892	31.3	235.1	348	7.5	15	C.V

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion

Ce travail nous a permis de voir et de connaître les différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

Parmi ces différents problèmes on peut citer, la conception, car il est primordial de bien concevoir une structure, de bien disposer et dimensionner les voiles pour avoir une bonne répartition des efforts, ce qui va nous éviter des désagréments par la suite.

Mais dans toute cette équation complexe, l'élément le plus prépondérant est le facteur expérience qui est vraiment indispensable.

Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisant, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace à déceler et résoudre les différents problèmes.

En dernier, ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Bibliographie

Règlements :

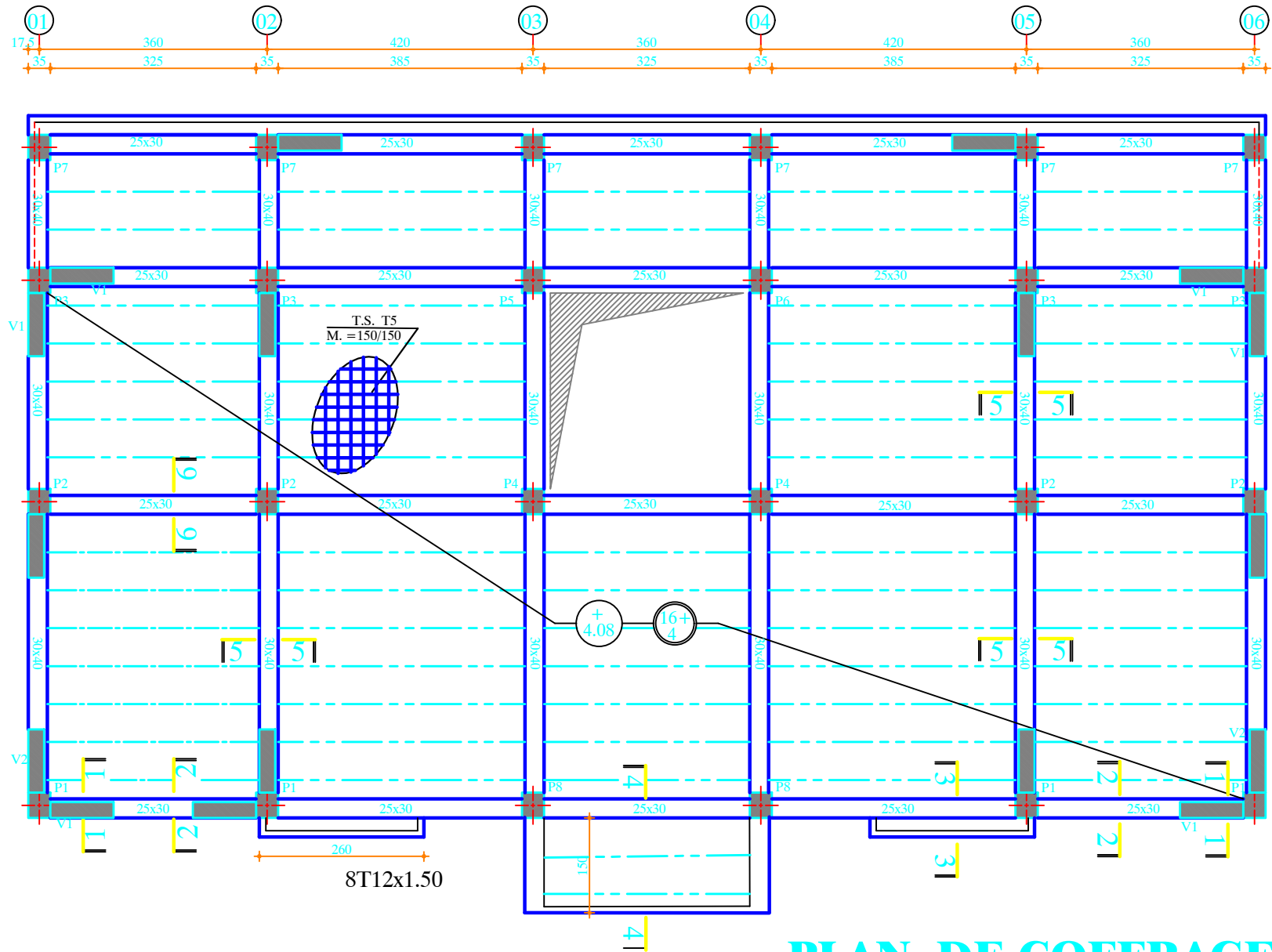
- ❖ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin).
- ❖ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

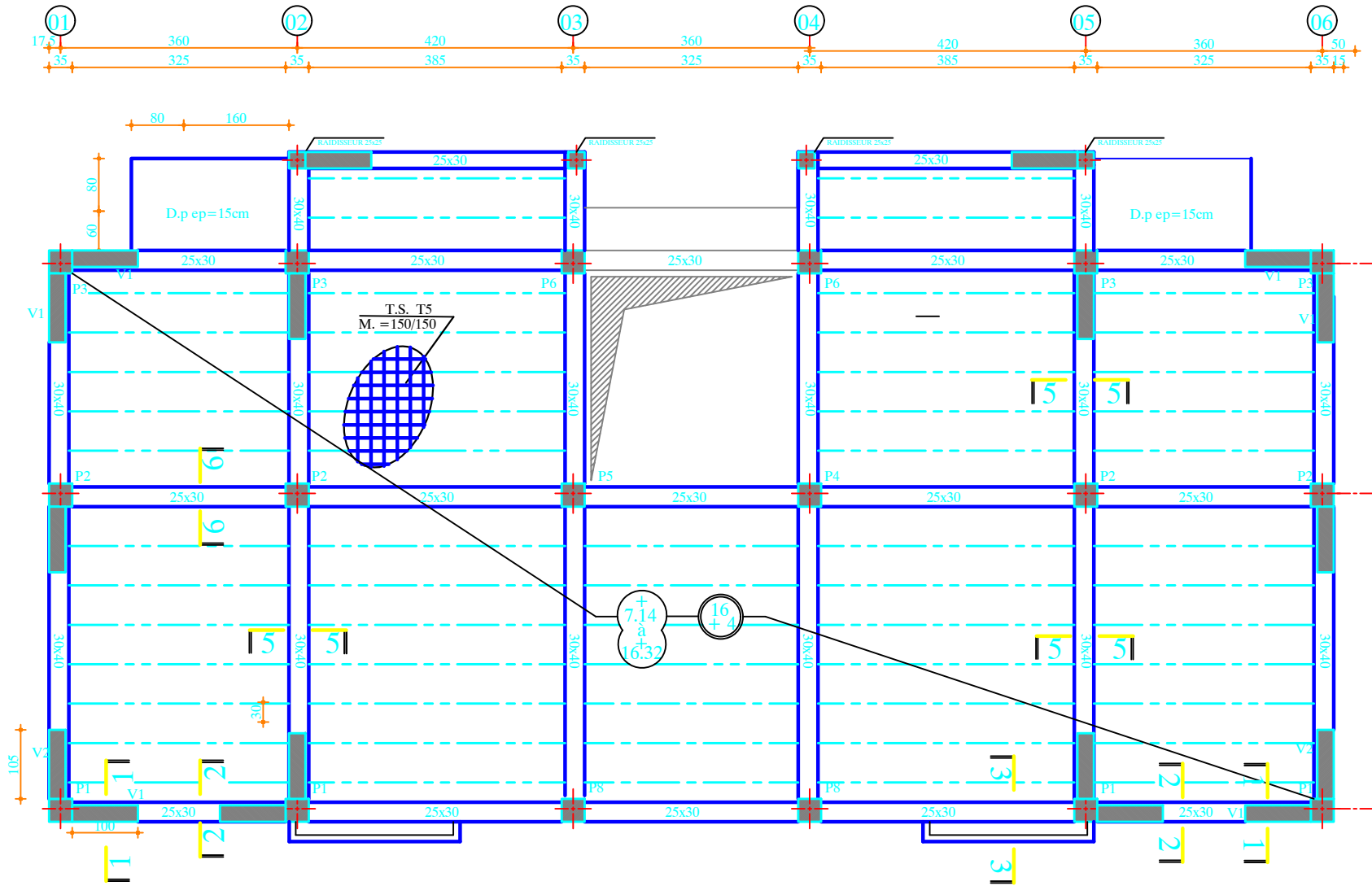
- ❖ Logiciel ETABS 9.7.4.
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- ❖ EXCEL 2007.
- ❖ WORD 2007.
- ❖ AUTOCAD 2009.

Ouvrage :

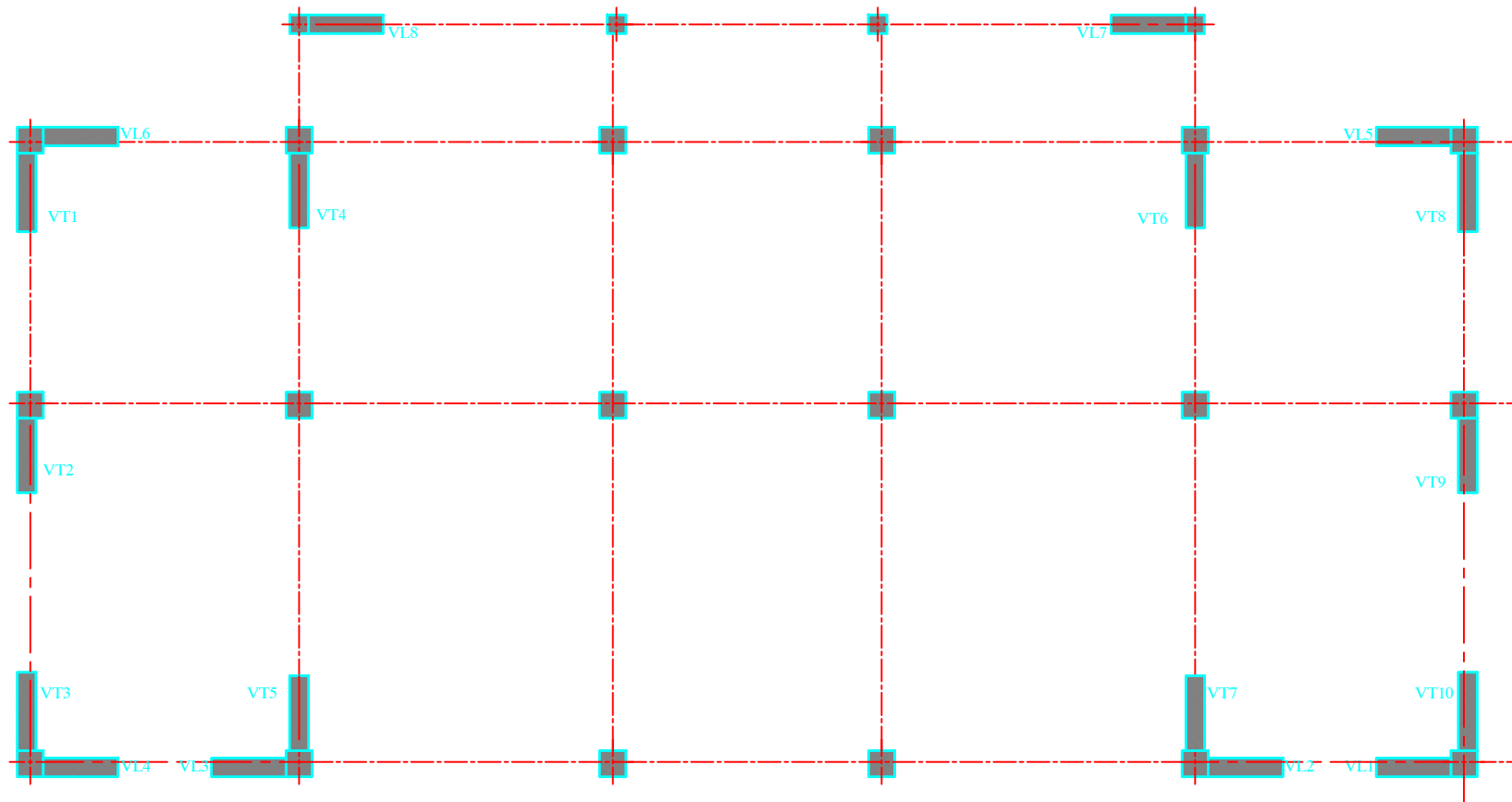
- ❖ Formulaire du béton armé de (Tomes 1et 2 Victor DAVIDOVICI).
- ❖ Les abaques de PIGEAUD.
- ❖ Formulaire de RDM youde xiong.
- ❖ Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
- ❖ Logiciel d'analyses des structures (Dr BENYAHY KARIM).



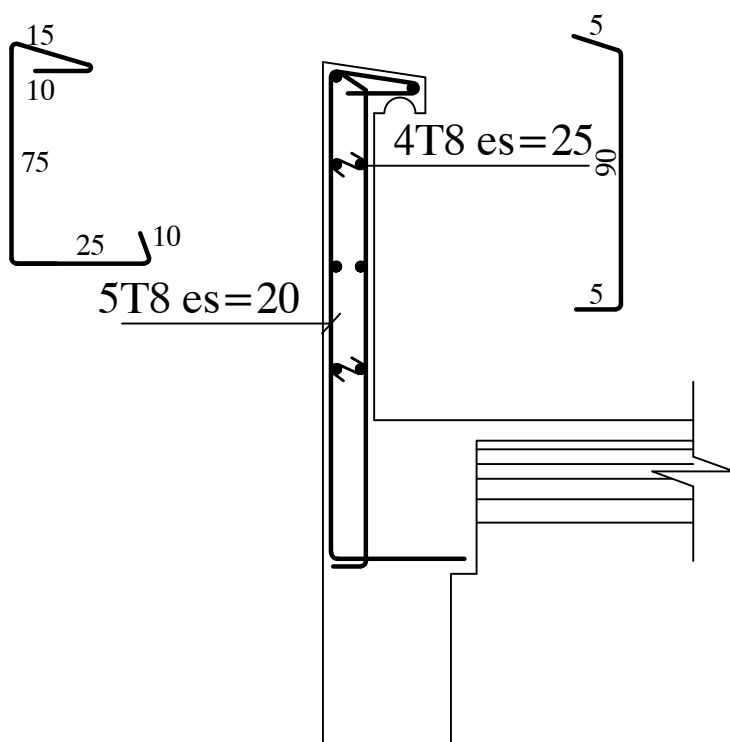
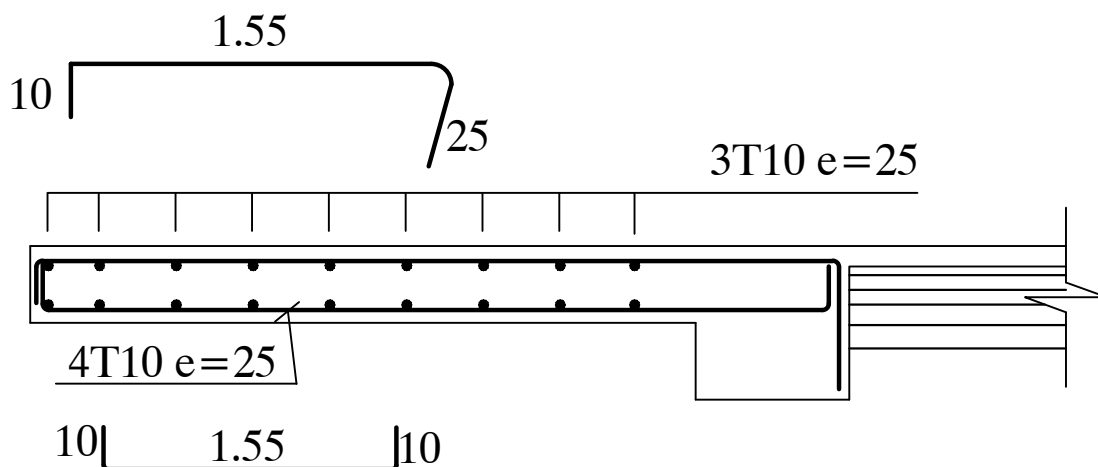
PLAN DE COFFRAGE RDC



PLAN DE COFFRAGE ETAGE COURANT



REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: NAIT CHALAL Ouisa DAHMANI Mella	Projet d'étude d'un bâtiment (B+7) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
DIRIGE PAR: IDOUR A.	DISPOSITION DES VOIES	DATE : 27/11/2022



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

NAIT CHALAL Ouiza
DAHMANI Mella

Projet d'étude
d'un bâtiment (R+7)
à usage
d'habitation et
commerciale

ECHELLE

1/50e

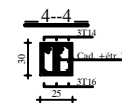
DIRIGE PAR:

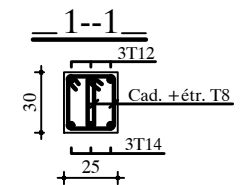
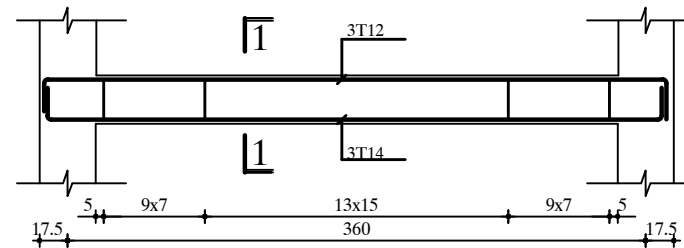
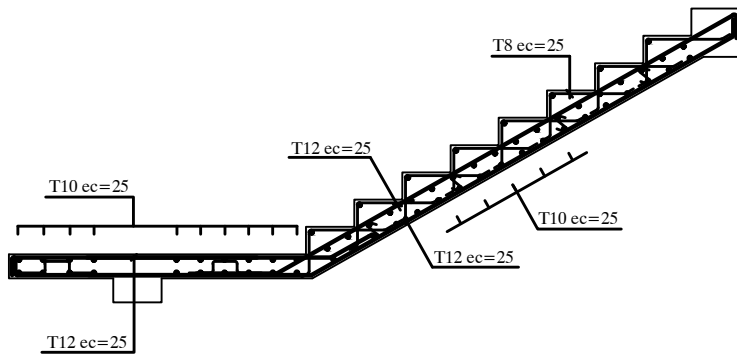
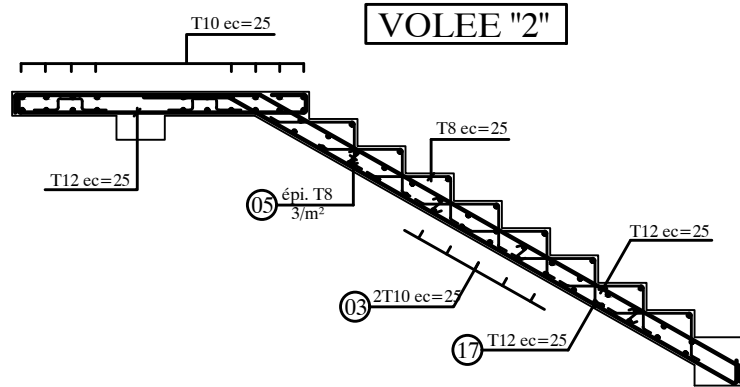
IDDIE A.

FERRAILLAGE balcon et
acrotère

DATE :

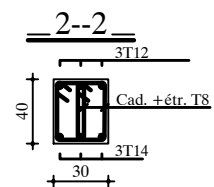
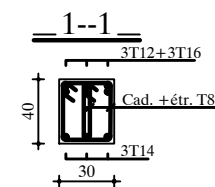
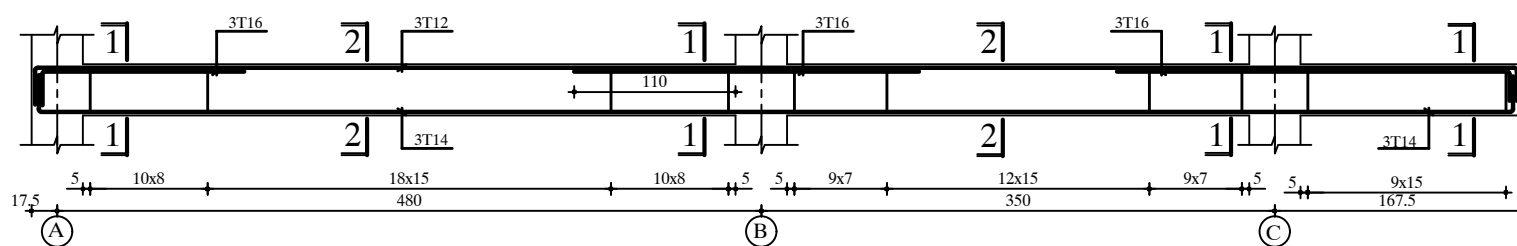
27/11/2022

[illegible]

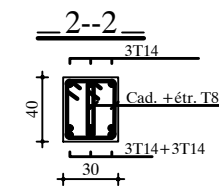
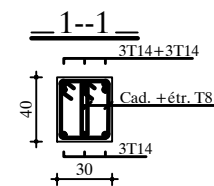
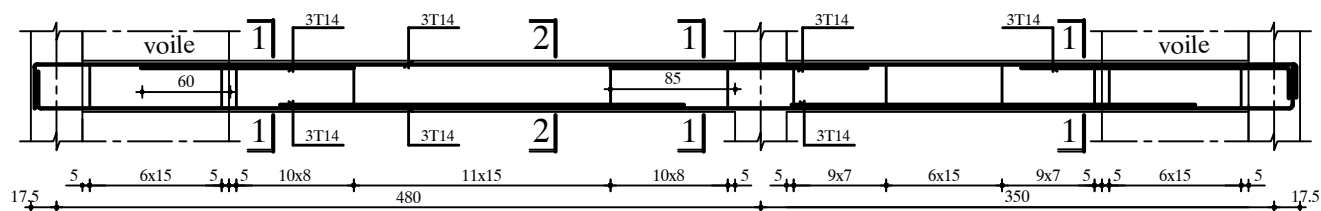


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: NAÏF CHALAL Ouisa DAHMANI Mella	Projet d'étude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
DIRIGE PAR: IDDIE A.	FERRAILLAGE escalier et poutre paliers	DATE : 27/11/2022

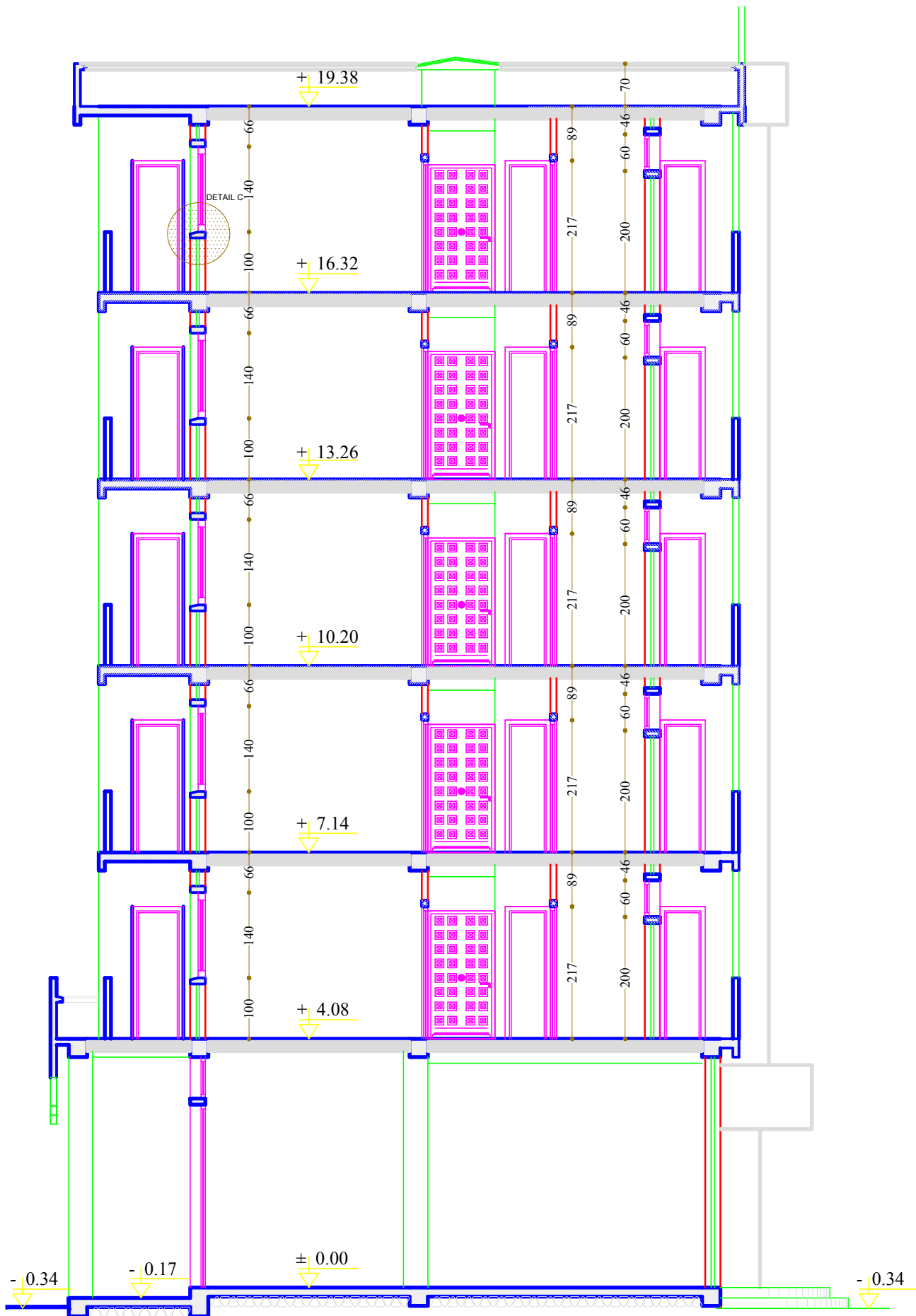
POUTRES PRINCIPALE LOIN DU VOILE



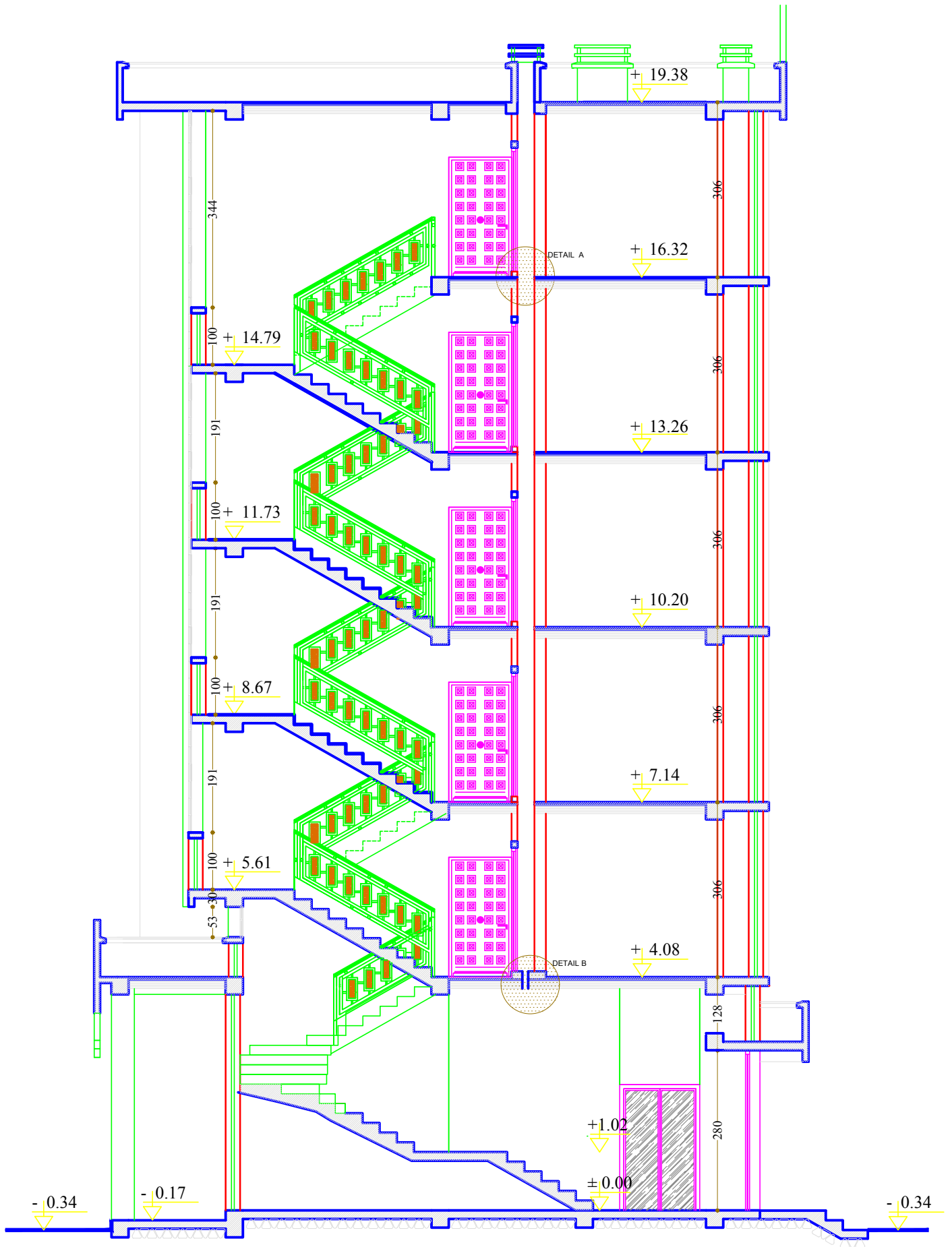
POUTRES PRINCIPALE ADHERENTES



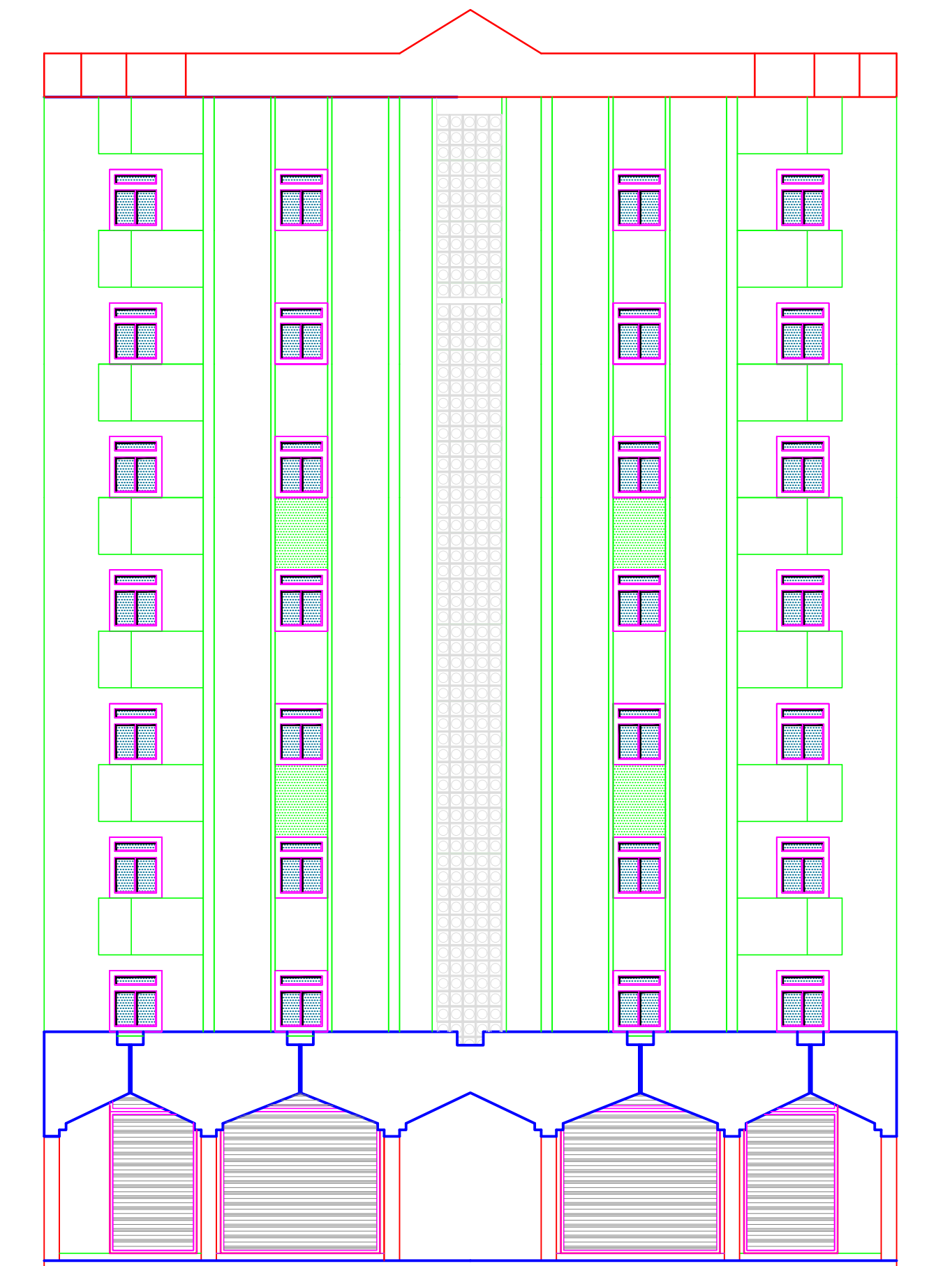
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: MAMMERI MAMMERI	Projet d'étude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
DIRIGE PAR: MAMMERI A.	FERRAILLAGE poutres principales	DATE : 27/11/2022



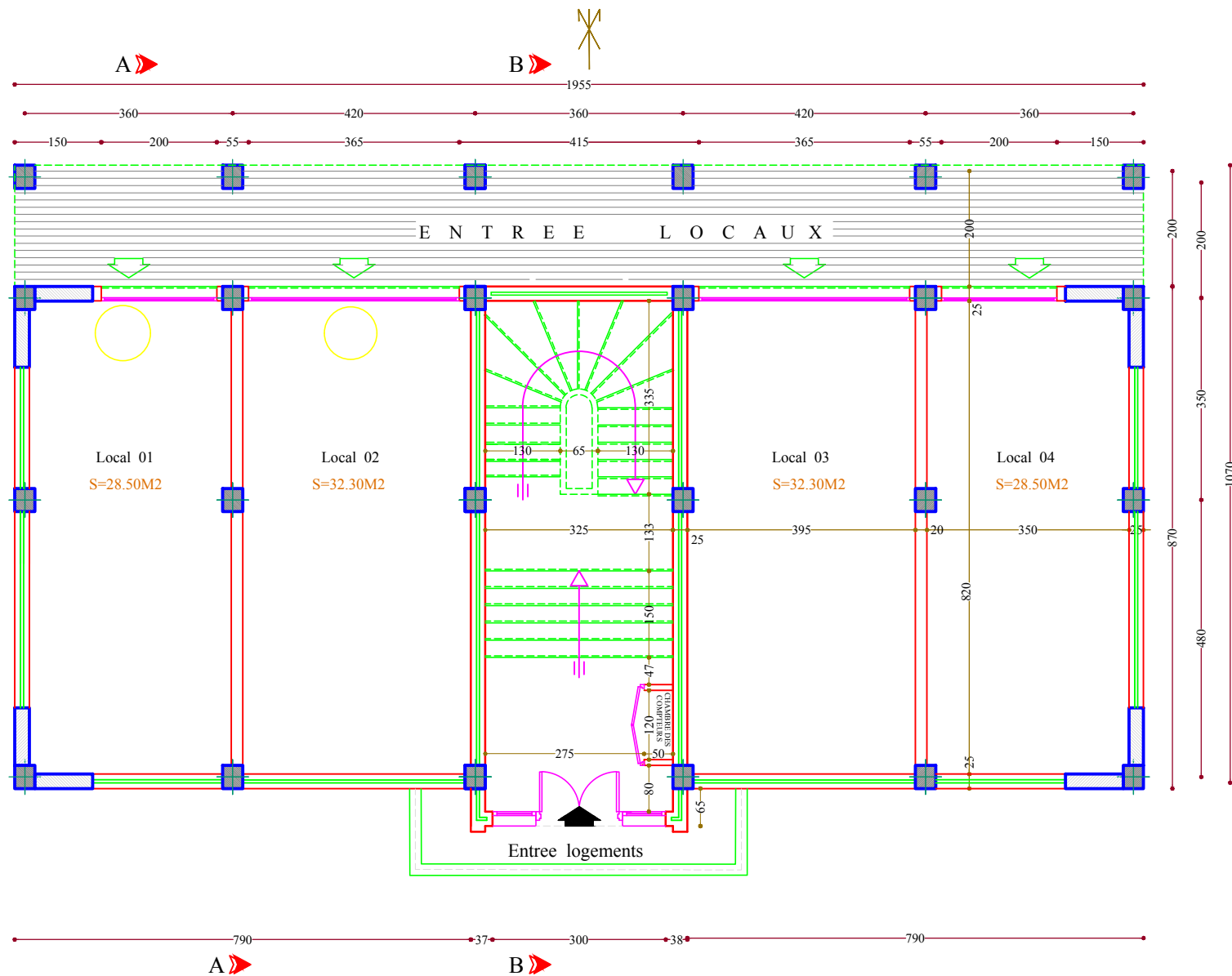
COUPE A.A



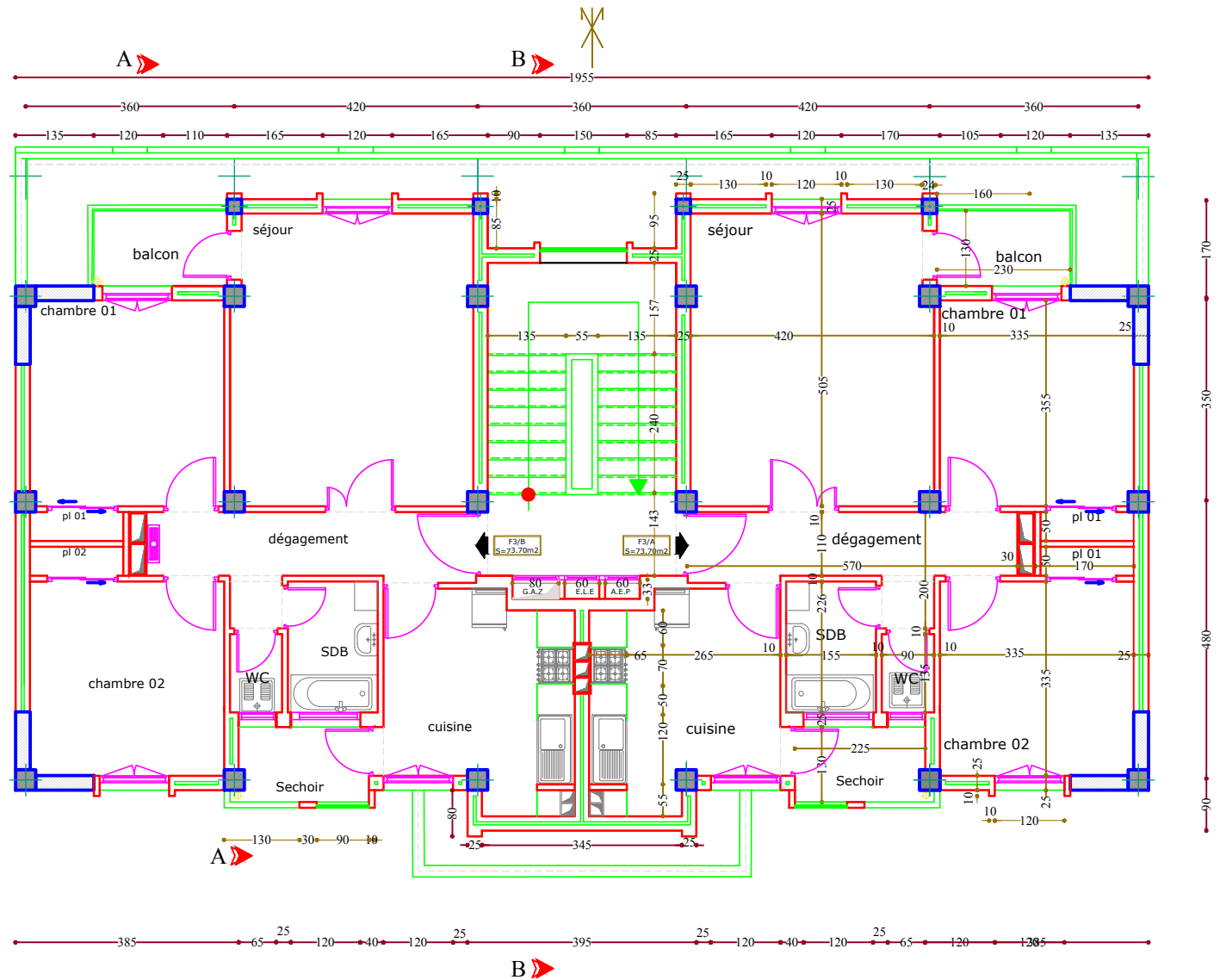
COUPE B.B



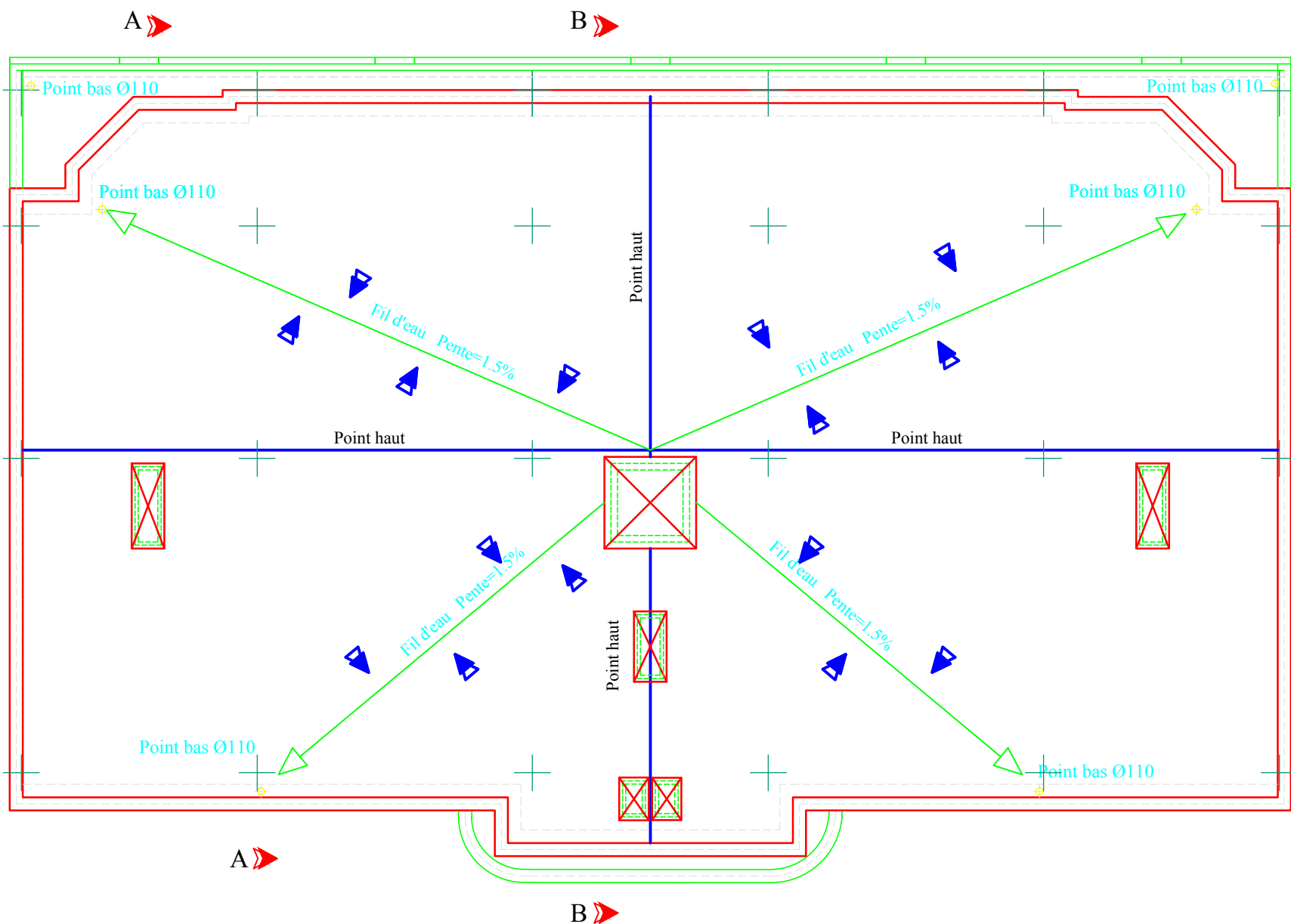
FACADE POSTERIEURE



PLAN DU RDC

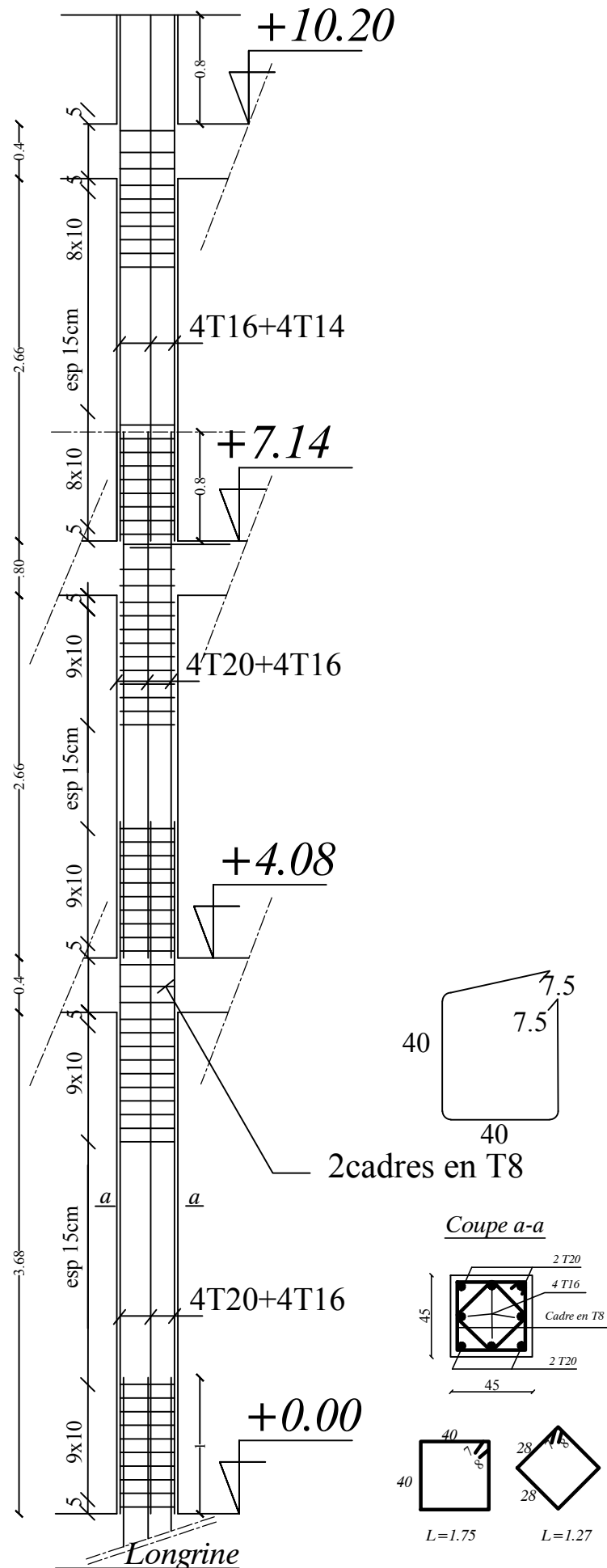


PLAN ETAGE COURANT

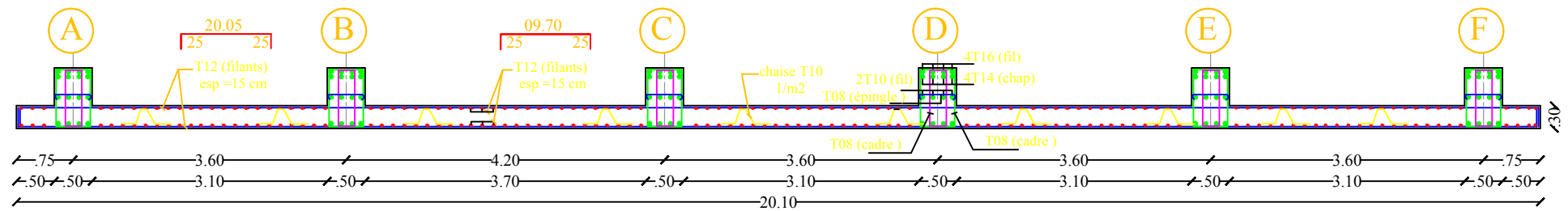


PLAN DE TERRASSE

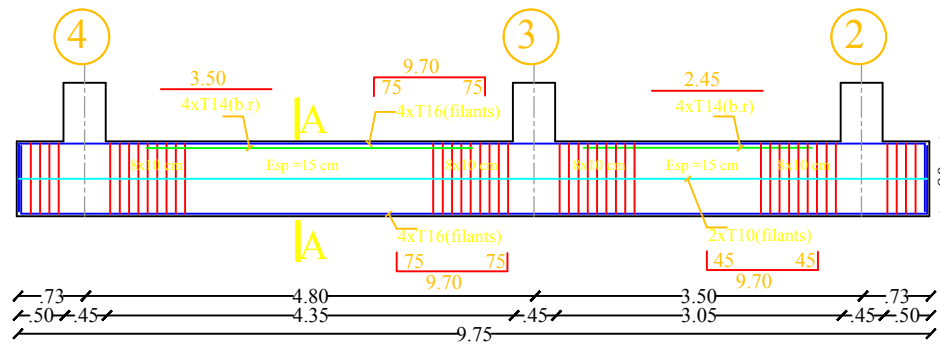
FERRAILLAGE DES POTEAUX (45x45)



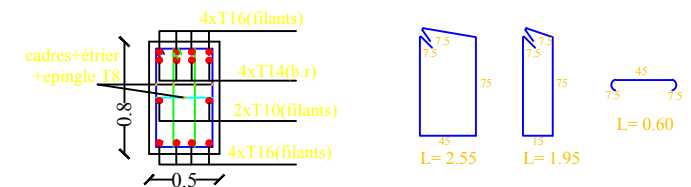
Ferraillage du radier générale



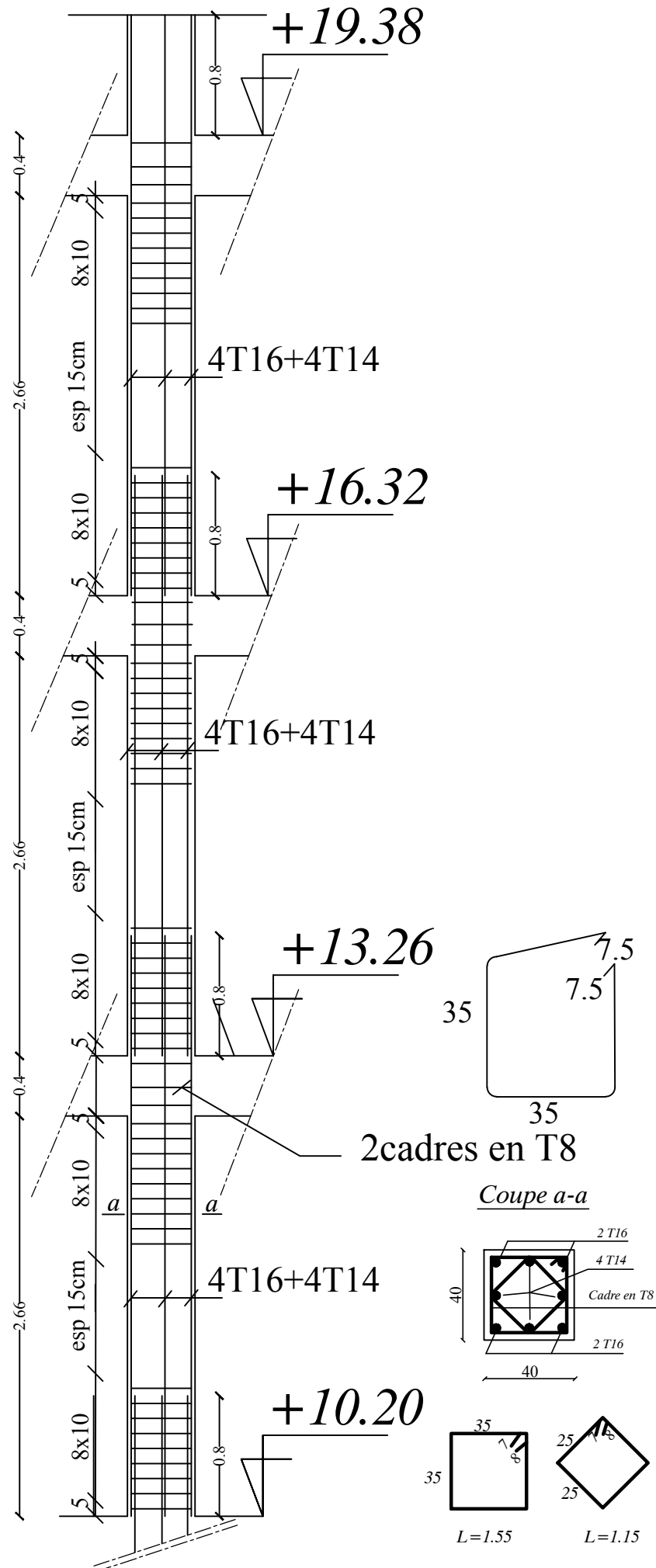
Ferraillage des nervures axe A.B.C.D.E.F



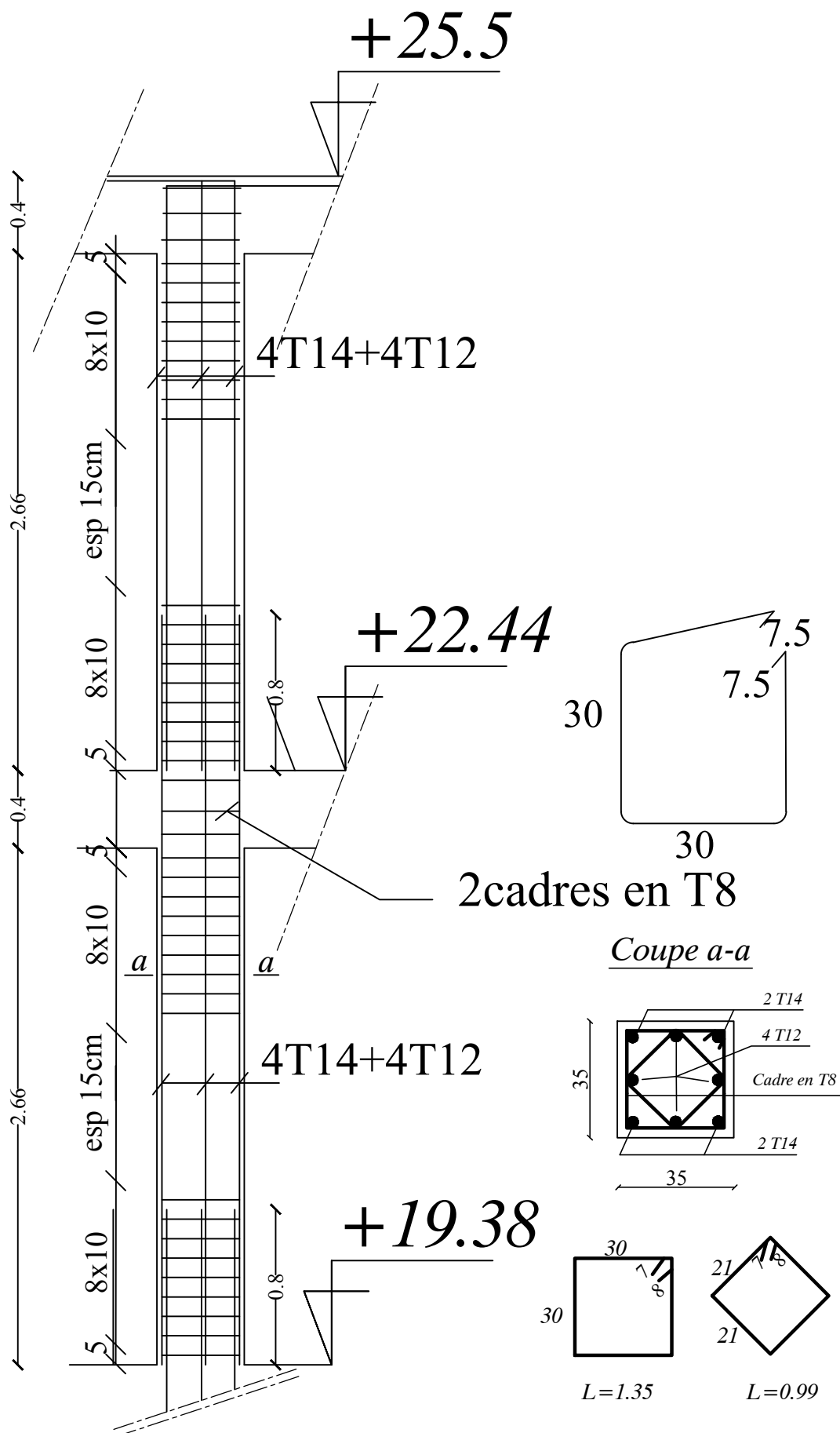
COUPE 1-1

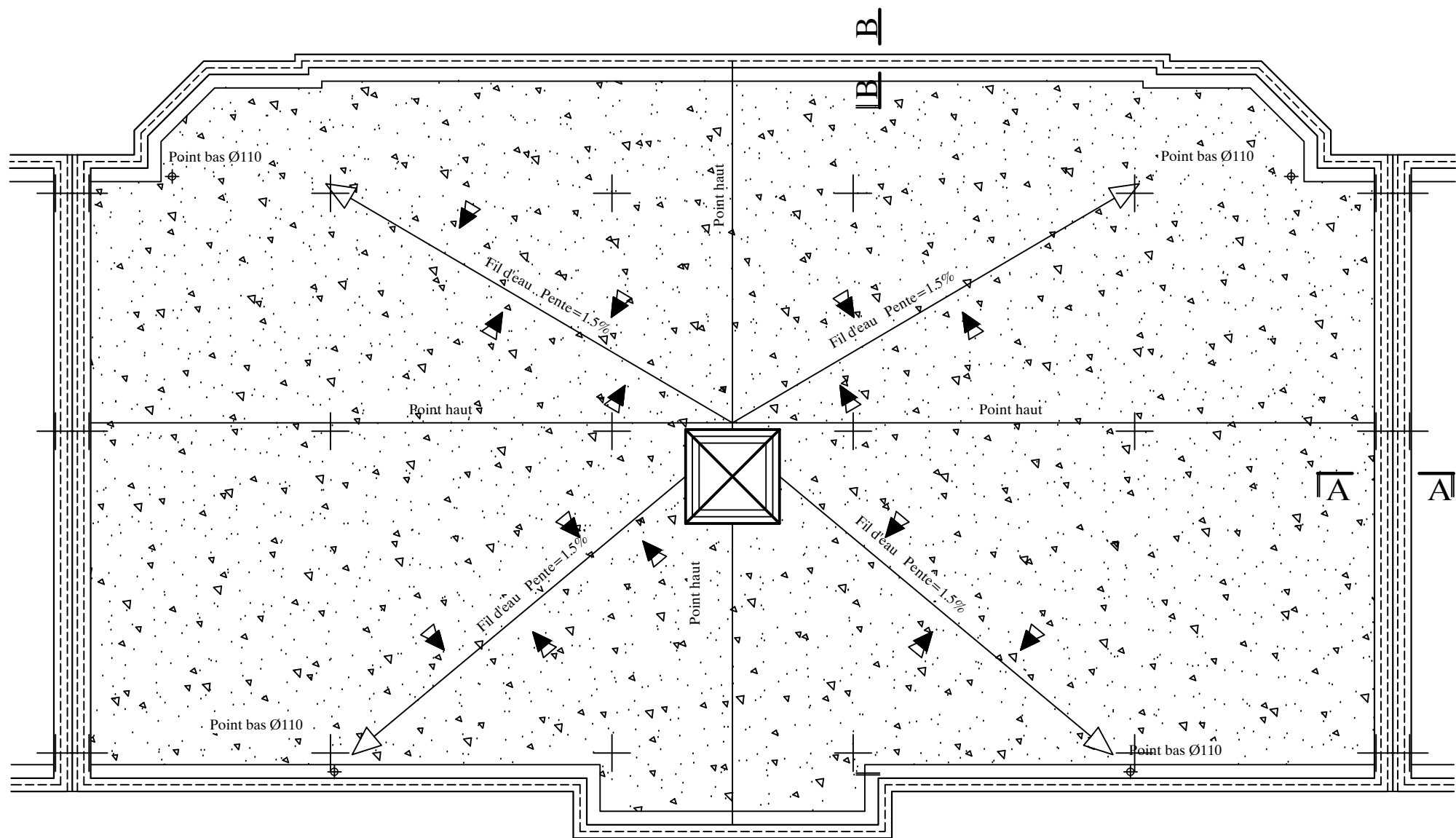


FERRAILLAGE DES POTEAUX (40x40)

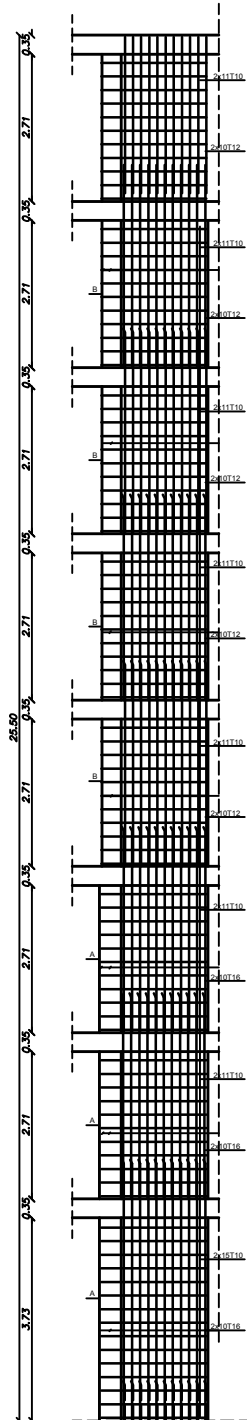


FERRAILLAGE DES POTEAUX (35x35)

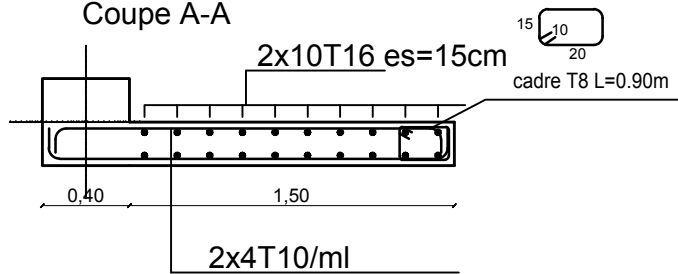




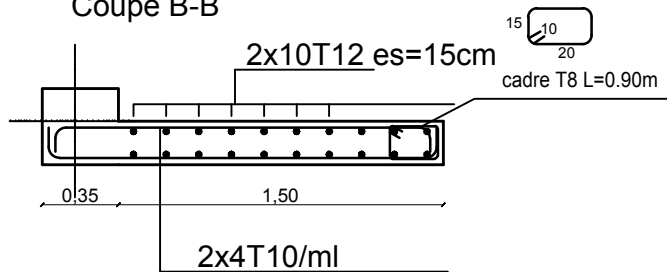
FERRAILLAGE VOILE



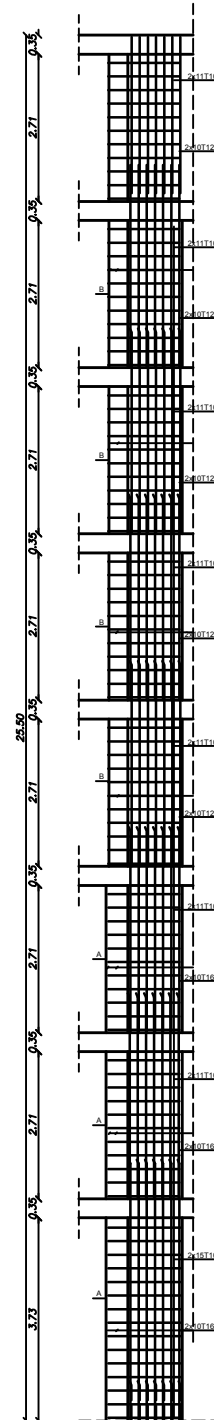
Coupe A-A



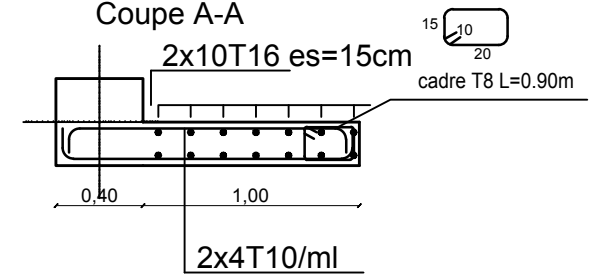
Coupe B-B



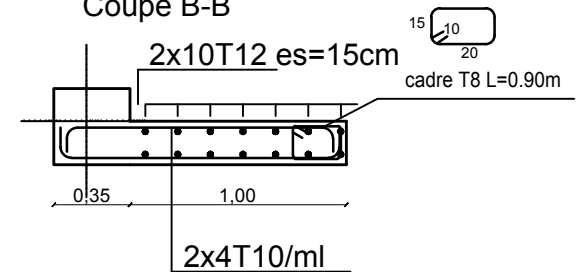
FERRAILLAGE VOILE



Coupe A-A



Coupe B-B



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

ETUDIE PAR: MART CHERAL Oulm BAHMANE Mella	Projet d'étude d'un bâtiment (D+7) à usage d'habitation et commerciale	ECHELLE 1/50e
DIRIGE PAR: ZOUER A.	FERRAILLAGE Voiles	DATE : 27/11/2022