

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Memoire de Fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : Construction Civile et Industrielle (C.C.I)

THEME :

Etude d'un bâtiment (R + 6 + ENTREE SOL + CHARPENTE EN BOIS)

à usage d'Habitations et Services Contreventé par voiles en béton armé

avec l'application de ETABS



Dirigé par :

Madame : IDRES.S

Etudié par :

M^{lle} HARBANE Ferroudja

M^{lle} IMRAHENE Djamilia

Promotion : 2020/2021



Remerciements

À l'issue de ce travail, toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à DIEU le tout puissant qui nous a donné la santé, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de Madame JDRÉS.L. On la remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience et sa confiance, ses remarques et ses conseils, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire. Qu'elle trouve ici le témoignage de notre profonde gratitude.

On voudrait également remercier les membres du jury pour avoir accepté de juger et évaluer ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants du département de Génie Civil pour leur générosité et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles, et qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

Notre reconnaissance s'étend également au corps administratif du département de Génie Civil.

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.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que DIEU te garde dans son vaste paradis, à toi mon PAPA.

À la lumière de mes jours, qui peut être fière et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privation pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse DIEU faire en sorte que ce travail porte son fruit. Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venant de toi. Ma réussite est la tienne, que DIEU t'accorde longue vie dans la santé et le bonheur, à toi ma MAMAN.

À mes chers frères Mokrane, Ahmed, Maamar, Hocine, Chabane et Abdelkader pour l'aide et le soutien que vous m'avez témoigné.

À mes chères sœurs Dehbia et Ghenima qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.

À mes chères belles sœurs et beau-frère, et adorables neveux et nièces : Amine, Anya, Racimet à toute ma famille sans exception.

Aux personnes qui m'ont toujours encouragé et aidé, qui étaient toujours à mes côtés et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'étude, mes chères cousines : Kahina et Melha, et aimables amis : Meriem.S, Akli, Melissa, Dyhia.J, Amel, Brahim.L, Rachida, Ahcene, Fata Zaina, Melina, Inés, Karima, Yamina, Cuiza, Meriem.L, Dyhia.S ...

À toute la promotion Master 2 professionnelle de Génie Civil.

Ferroudja

Dédicaces



Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents

Mes frères

Mes sœurs

Mes oncles et leurs femmes

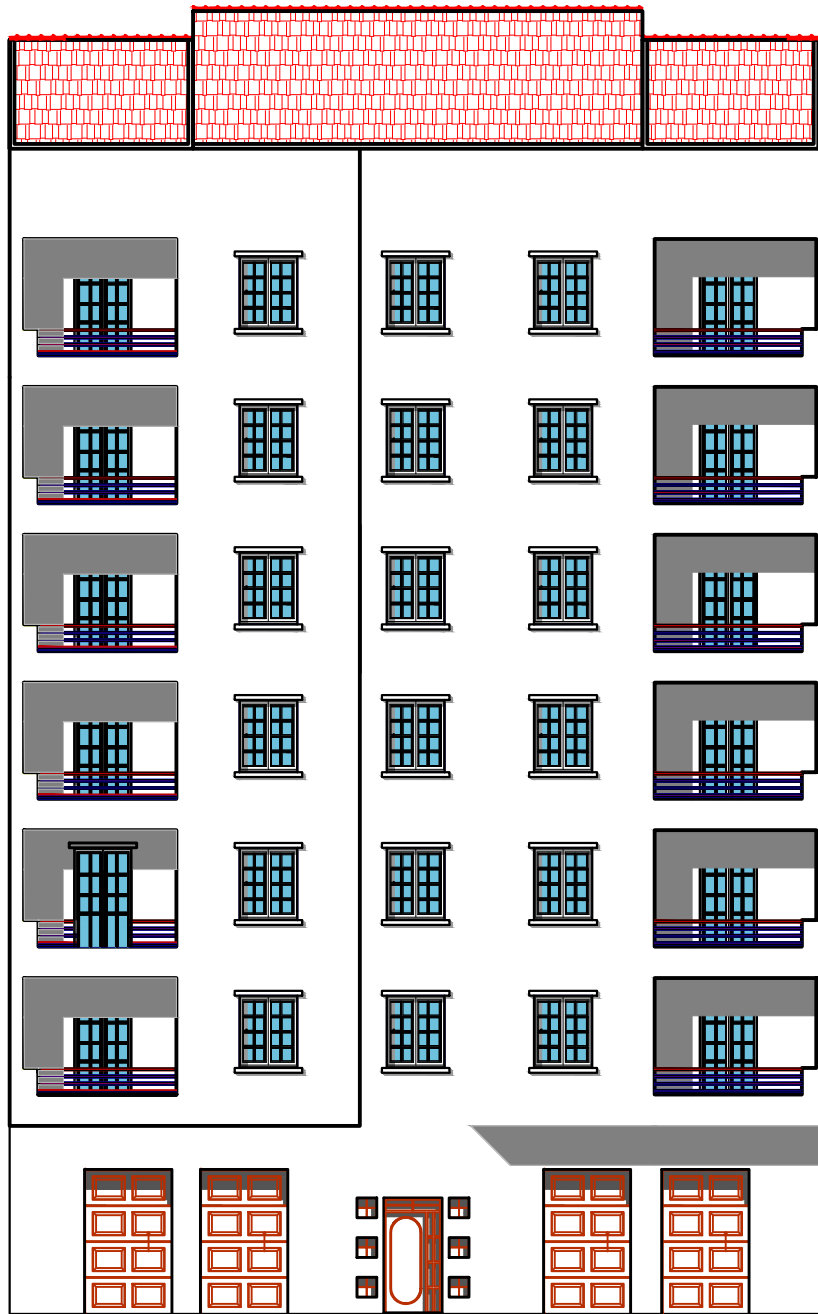
Toutes mes amies

Djamila



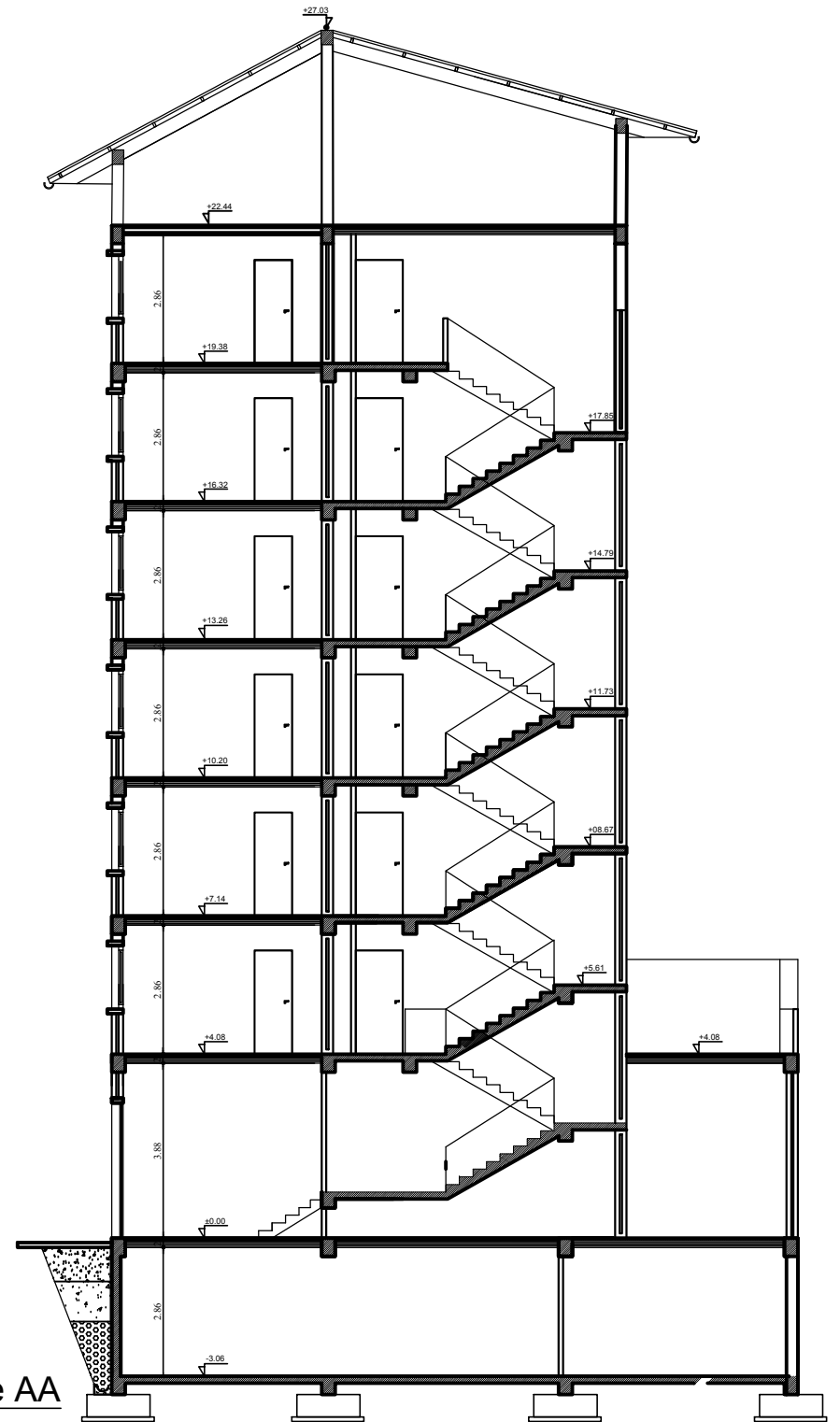
Plans
Plans

d'Architecture
d'Architecture



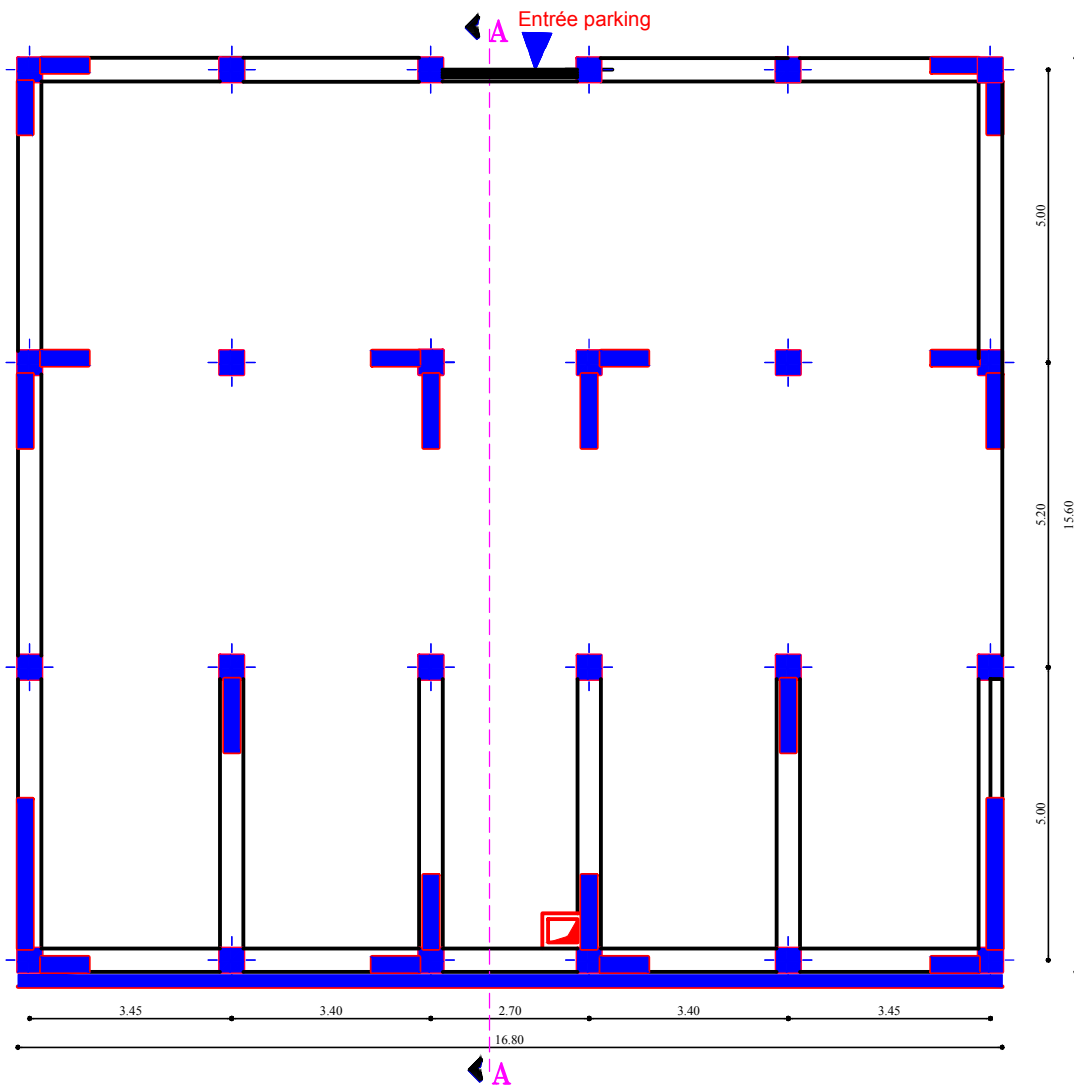
FAÇADE PRINCIPALE

ECH : 1/50

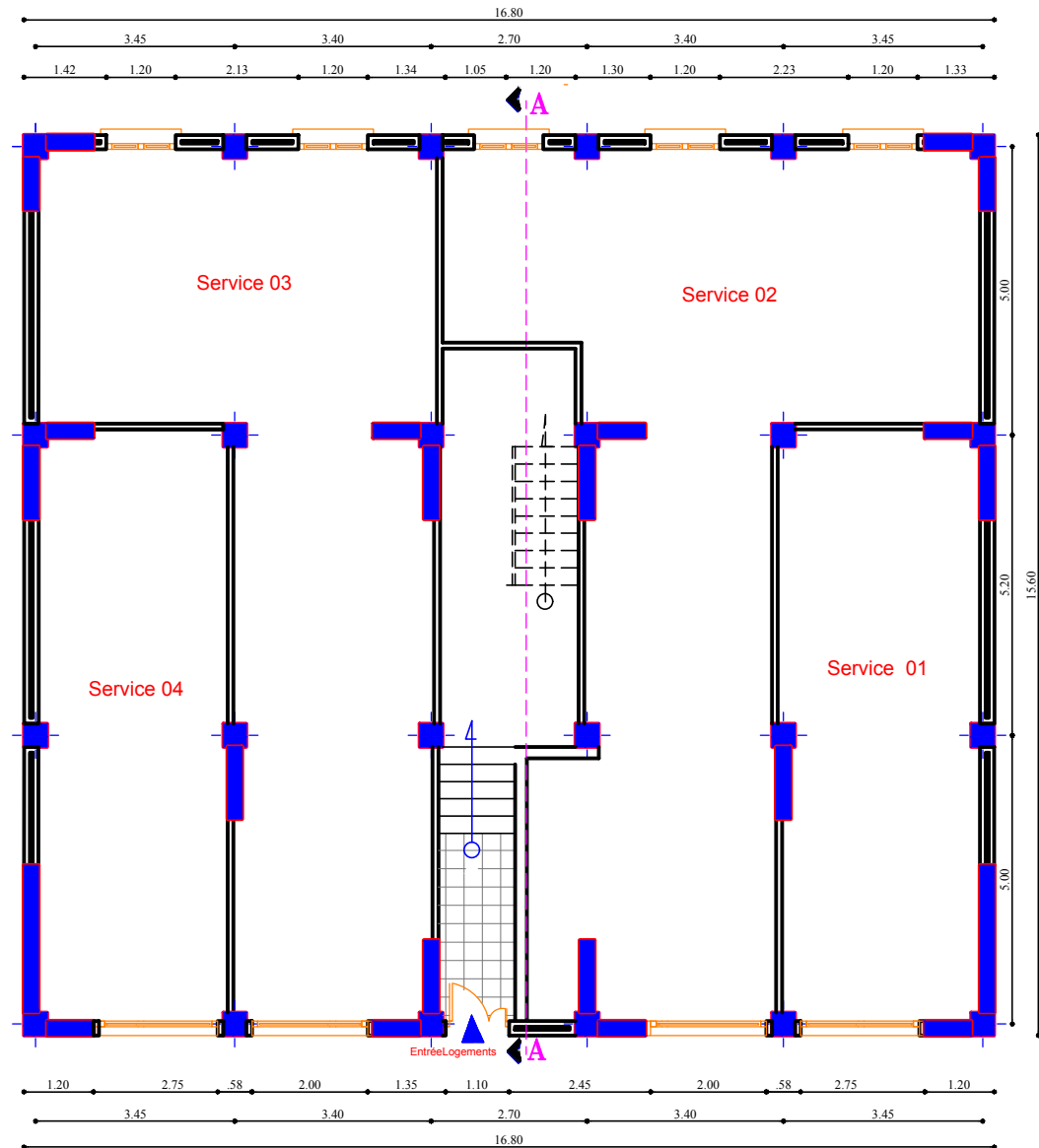


Coupe AA

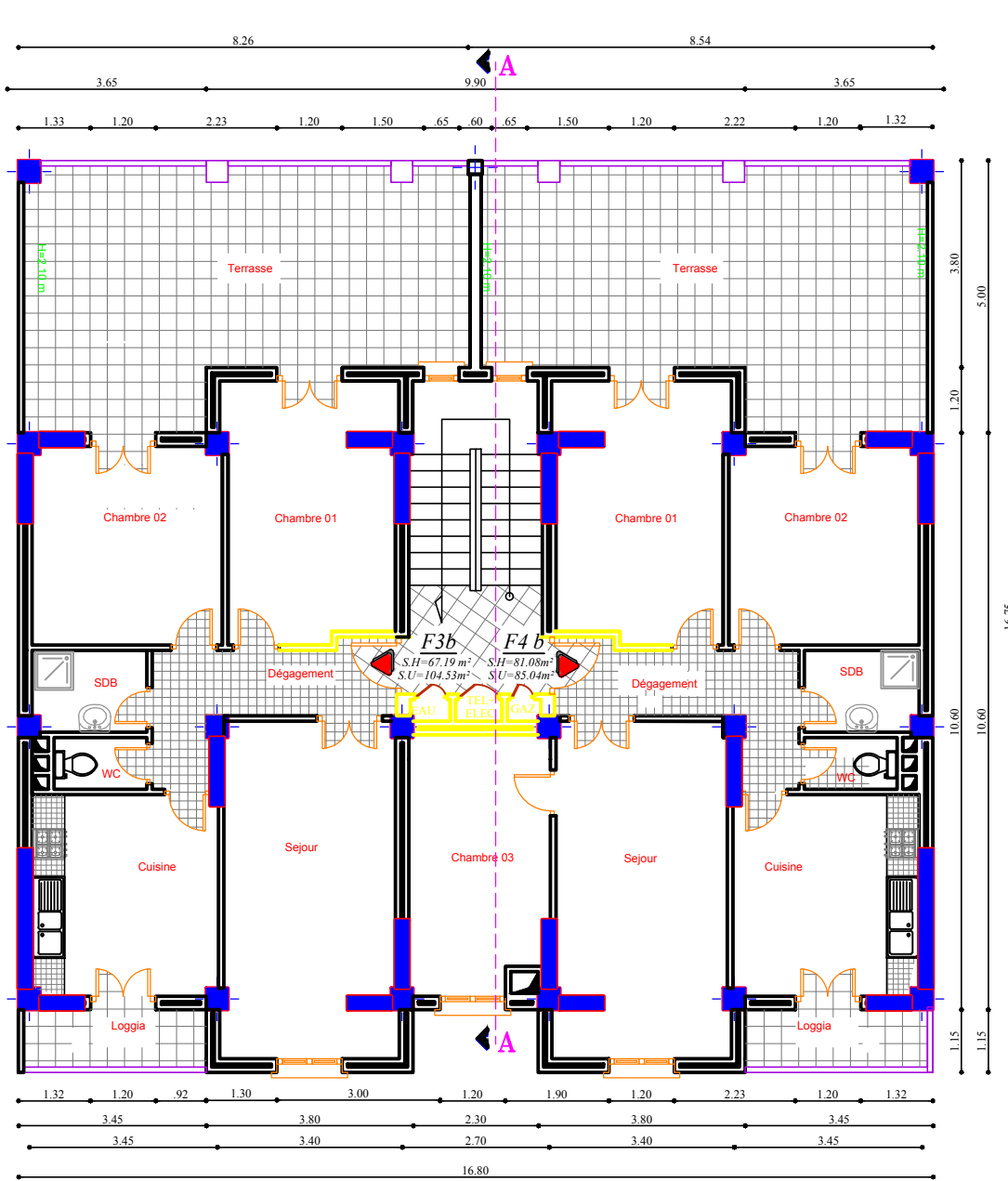
ECH : 1/50



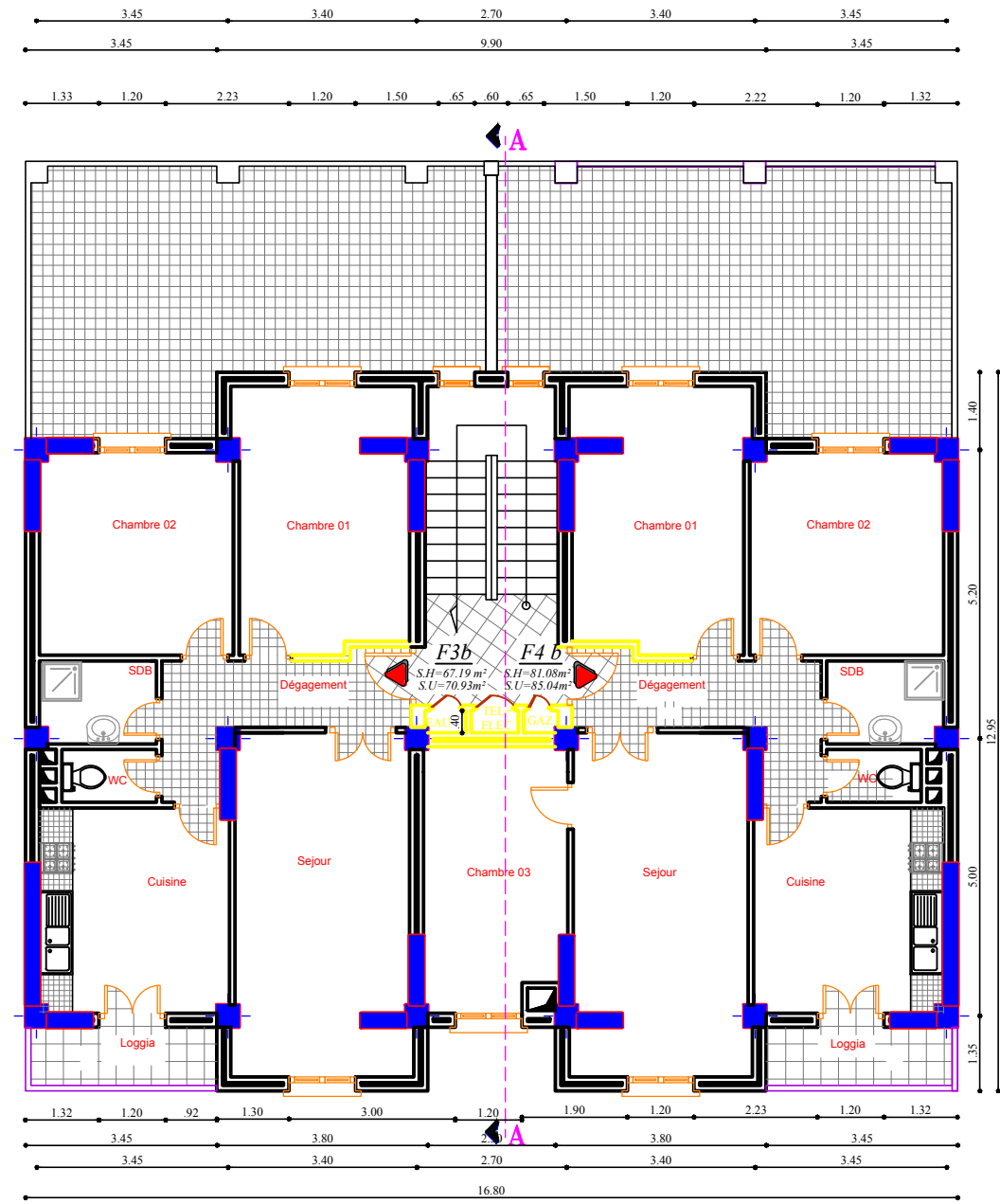
PLAN ENTRE SOL
ECH : 1/50



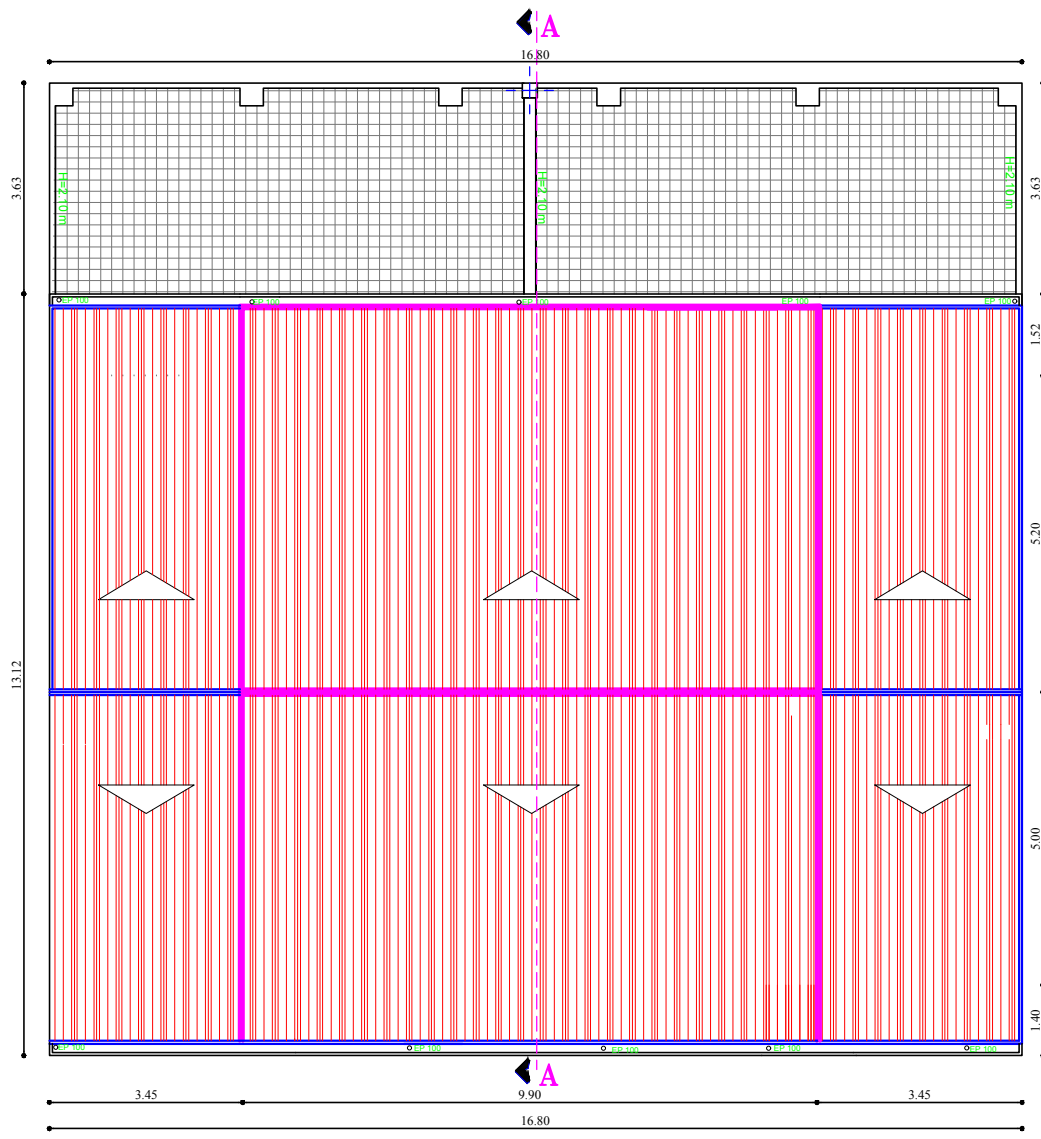
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE
ECH : 1/50



PLAN D'ETAGE : 01
 ECH : 1/50

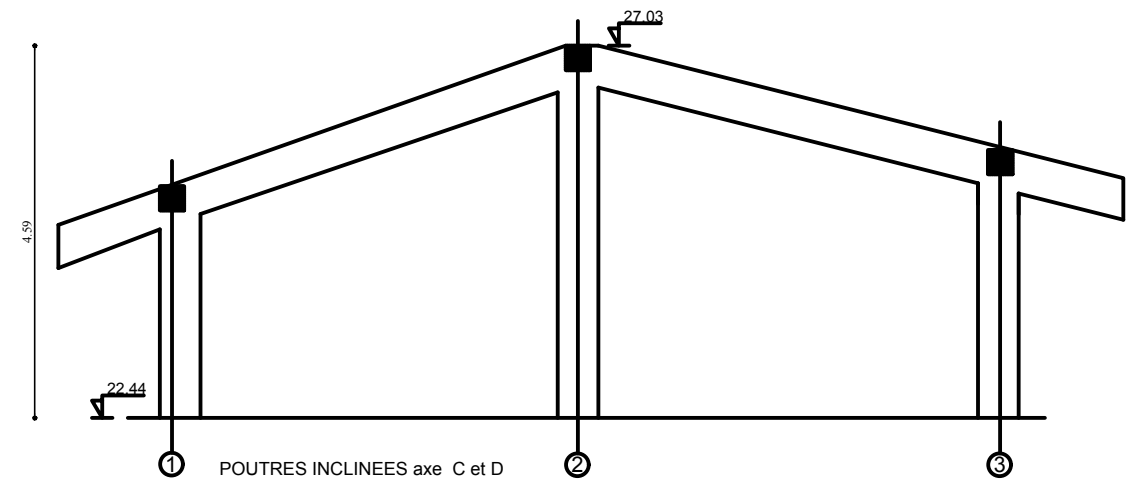
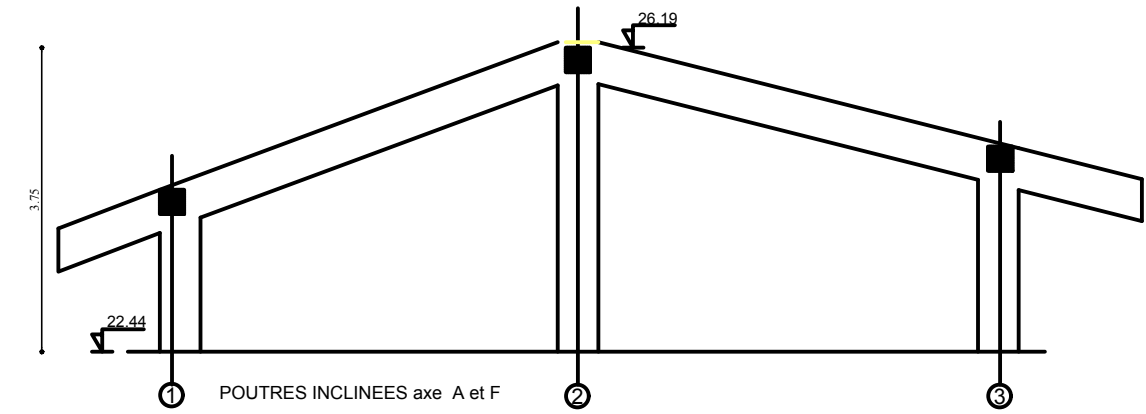
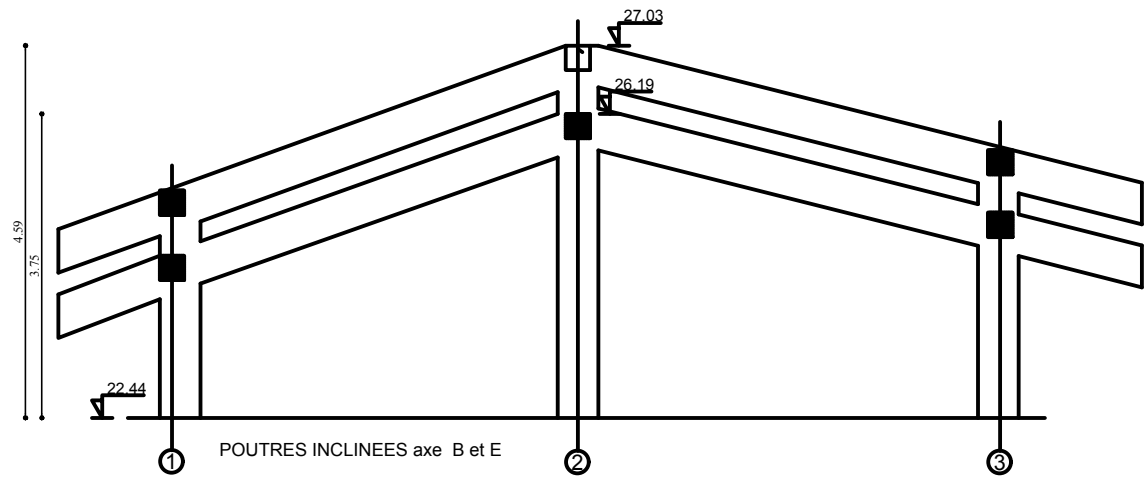


PLAN D'ETAGES : 02, 03, 04, 05 et 06
 ECH : 1/50



PLAN DE TOITURE

ECH : 1/50



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I :

Présentation et description de l'ouvrage

Introduction.....	01
I.1. Description de l'ouvrage.....	01
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	01
I.3. Données du site.....	02
I.4. Eléments constitutifs de l'ouvrage :	
4.1. La superstructure :	
4.1.1. Ossature.....	02
4.1.2. Voiles.....	02
4.1.3. Portiques.....	02
4.1.4. Planchers.....	03
4.1.5. Maçonnerie.....	03
4.1.6. Revêtements.....	04
4.1.7. Escaliers.....	04
4.1.8. Balcons.....	04
4.1.9. Toiture.....	05
4.1.10. Système de coffrage.....	06
4.2. L'infrastructure :	
4.2.1. Les fondations.....	06
4.2.2. Facteurs de choix de type de fondation.....	06
I.5. Règlements en vigueur.....	07
I.6. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :	
6.1. Définition des états limites.....	07
6.2. Types des états limites.....	07
6.3. Actions et sollicitations.....	08
6.4. Combinaisons d'action.....	08
6.5. Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites.....	09
I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	09
7.1. Le béton.....	09
7.1.1. Composition du béton.....	09
7.1.2. Dosage de béton.....	10

7.1.3.	Caractéristiques mécanique du béton selon le BAEL.....	11
7.1.4.	Déformation du béton.....	12
7.1.5.	Modèles de calcul : Contraintes limites du béton.....	13
7.2.	Acier.....	16
7.2.1.	Caractéristiques des aciers utilisés.....	16
7.2.2.	Contraintes limites d'élasticité de l'acier.....	17

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments

Introduction.....	21
-------------------	----

II.1. Pré dimensionnement des planchers :

1.1.	Fonctions des planchers.....	21
1.2.	Plancher en corps creux.....	21

II.2. Pré dimensionnement des portiques :

2.1. Les poutres :

2.1.1.	Poutres principales.....	23
2.1.2.	Poutres secondaires.....	24
2.1.3.	Poutres inclinées de la toiture.....	25

2.2. Les poteaux :

2.2.1.	Généralités.....	25
2.2.2.	Descente de charge.....	26
2.2.3.	Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :	
a)	Charges permanentes.....	28
b)	Surcharges d'exploitation.....	29
2.2.4.	Calcul des poids propres des éléments.....	30
2.2.5.	Calcul des surcharges d'exploitation.....	31
2.2.6.	Loi de dégression des charges d'exploitation.....	31
2.2.7.	Dimensionnement des poteaux.....	34
2.2.8.	Vérification :	
a)	Vérifications relatives au coffrage.....	35
b)	Vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	36
2.3.	Les voiles :	
2.3.1.	Généralités.....	37
2.3.2.	Epaisseur des voiles.....	38
2.3.3.	Vérification des exigences du RPA (Art 7.7.1).....	39

Conclusion.....	40
-----------------	----

Chapitre III :

Calcul des éléments non structuraux

Introduction.....	41
III.1. Calcul du plancher :	
1.1. Calcul et ferrailage de la dalle de compression.....	41
❖ Calcul des armatures :	
1.1.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles.....	42
1.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles.....	42
1.2. Etude de la poutrelle :	
1.2.1. Disposition des poutrelles.....	43
1.2.2. Dimensionnement de la poutrelle.....	43
1.2.3. Calcul de la poutrelle :	
1 ^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire).....	44
2 ^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression.....	45
1.2.4. Choix de la méthode de calcul.....	46
1.2.5. Calcul de la poutrelle à l'ELU :	
a) Application de la méthode pour la poutre « I ».....	50
b) Application de la méthode pour la poutre « II ».....	54
1.2.6. Calcul des armatures à l'ELU :	
1. Armatures longitudinales.....	57
2. Armatures transversales.....	59
1.2.7. Vérifications à l'ELU.....	59
1.2.8. Calcul de la poutrelle à l'ELS :	
a) Application de la méthode pour la poutre « I »	62
b) Application de la méthode pour la poutre « II ».....	66
1.2.9. Vérification à l'ELS.....	68
III.2. Calcul des escaliers :	
2.1. Définition.....	73
2.2. Terminologie.....	73
2.3. Escalier d'étage courant :	
2.3.1. Présentation schématique.....	74
2.3.2. Pré dimensionnement de l'escalier.....	74
1. Dimensionnement de la paillasse et du palier.....	75
2. Détermination des sollicitations de calcul.....	76
3. Calcul à l'ELU.....	77

4. Calcul du ferrailage.....	81
5. Vérifications à L'ELU.....	82
6. Calcul à l'ELS.....	85
7. Vérification à l'ELS.....	90
2.4. Escalier du RDC :	
❖ Etude de la volée intermédiaire de rez-de-chaussée :	
2.4.1. Présentation schématique.....	95
2.4.2. Pré dimensionnement de l'escalier.....	95
1. Dimensionnement de la paillasse et du palier.....	96
2. Détermination des sollicitations de calcul.....	96
3. Calcul à l'ELU.....	97
4. Calcul du ferrailage.....	102
5. Vérifications à L'ELU.....	103
6. Calcul à l'ELS.....	106
7. Vérification à l'ELS.....	111
III.3. Calcul de la poutre palière :	
3.1. Pré dimensionnement de la poutre.....	116
3.2. Détermination des charges et surcharges.....	117
3.3. Combinaisons de charge.....	117
3.4. Calcul à l'ELU.....	117
3.5. Calcul des armatures.....	118
3.6. Vérifications à L'ELU.....	120
3.7. Calcul à L'ELS.....	123
3.8. Vérification à l'ELS.....	124
III.4. Calcul de porte à faux :	
4.1. Pré dimensionnement de la poutre de chaînage.....	127
4.2. Ferrailage :	
Voir Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux (Les poutres).....	127
III.5. Calcul de la charpente :	
5.1. Les différents éléments de la charpente.....	128
5.2. Détermination des charges et surcharges.....	128
5.3. Combinaisons de charge.....	129
5.4. Détermination des efforts revenant aux différents éléments.....	129

5.5.	Dimensionnement des différents éléments :	
5.5.1.	Calcul des pannes.....	130
5.5.2.	Calcul des chevrons.....	133
5.5.3.	Calcul des liteaux.....	135
5.6.	Assemblage de la charpente.....	138

Chapitre IV :

Modélisation de la structure

IV.1.	Généralités.....	140
IV.2.	Introduction.....	140
IV.3.	Concept de base de la M.E.F.....	141
IV.4.	Choix de la méthode de calcul :	
4.1.	Méthode statique équivalente.....	141
4.2.	Méthodes dynamiques :	
4.2.1.	Méthode d'analyse modale spectrale.....	142
4.2.2.	Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	142
IV.5.	Classification de l'ouvrage selon le RPA99/Version 2003.....	143
IV.6.	Modélisation de la structure :	
6.1.	Logiciel utilisé pour la modélisation de la structure.....	143
6.2.	Historique.....	144
6.3.	Description du logiciel « ETABS ».....	145
6.4.	Modélisation de la structure sous « ETABS » :	
6.4.1.	Etapas de la modélisation.....	145
6.4.2.	Manuel d'utilisation.....	146
Étape « 1 »	: Introduction de la géométrie de la structure.....	146
Étape « 2 »	: Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.....	149
Étape « 3 »	: Spécification des propriétés géométriques des éléments.....	149
Étape « 4 »	: Définition des charges statiques (G, Q).....	153
Étape « 5 »	: Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA.....	154
Étape « 6 »	: Définition de la charge sismique (E).....	155
Étape « 7 »	: Chargement des éléments.....	156
Étape « 8 »	: Introduction des combinaisons d'actions.....	156
Étape « 9 »	: Spécification des conditions aux limites.....	157
Étape « 10 »	: Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.....	159
Conclusion.....		159

Chapitre V :

Vérification des exigences du RPA

Introduction.....	160
V.1. Caractéristiques de la structure.....	160
V.2. Les différentes vérifications de RPA :	
2.1. Vérification de la période fondamentale.....	162
2.2. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	163
2.3. Justification du système de contreventement.....	164
2.4. Vérification de l'effort tranchant à la base « V ».....	169
2.5. Vérification de l'excentricité.....	178
2.6. Vérification des déplacements.....	179
2.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.....	183
2.8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	186
Conclusion.....	187

Chapitre VI :

Ferraillage des éléments structuraux

Introduction.....	188
VI.1. Ferraillage des poteaux :	
1.1. Introduction.....	188
1.2. Les combinaisons de charge.....	188
1.3. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :	
1.3.1. Armatures longitudinales.....	188
1.3.2. Armatures transversales.....	190
1.4. Calcul des armatures à L'ELU :	
1.4.1. Armatures longitudinales.....	191
1.4.2. Armatures transversales.....	198
1.5. Vérifications à L'ELU.....	201
1.6. Vérification à l'ELS.....	203
VI.2. Ferraillage des poutres :	
2.1. Introduction.....	209
2.2. Les combinaisons de charge.....	209
2.3. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :	
2.3.1. Armatures longitudinales.....	209
2.3.2. Armatures transversales.....	210

2.4.	Calcul des armatures à L'ELU :	
2.4.1.	Armatures longitudinales : Etapes de calcul de ferrailage.....	211
2.4.2.	Ferrailage des poutres.....	212
2.4.3.	Vérifications à L'ELU.....	217
2.4.4.	Armatures transversales.....	222
2.5.	Vérification à l'ELS.....	226
VI.3. Ferrailage des voiles :		
3.1.	Introduction.....	230
3.2.	Les combinaisons de charge.....	230
3.3.	Conception d'un voile.....	230
3.4.	Comportement d'un voile.....	230
3.5.	Ferrailage des voiles.....	230
3.6.	Exposé de la méthode de calcul :	
1.	Calcul des contraintes.....	232
2.	Calcul des efforts normaux.....	232
3.	Calcul des armatures.....	232
3.7.	Vérification à l'ELS.....	235
3.8.	Exemple de calcul.....	236
3.9.	Calcul du ferrailage des voiles et vérifications à l'ELU et à l'ELS :	
1.	Voile longitudinal VL1.....	240
2.	Voile transversal VT1.....	243
3.	Voile transversal VT2.....	246
4.	Voile transversal VT3.....	249
Conclusion.....		250

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

Introduction.....	251
VII.1. Différents types de fondations :	
1.1. Fondations superficielles.....	251
1.2. Fondations profondes.....	251
VII.2. Choix du type de fondations.....	252
VII.3. Rapport géotechnique du sol.....	252
3.1. Essai de pénétromètre dynamique.....	252
3.2. Interprétation des résultats et recommandations.....	253

VII.4. Pré dimensionnement des semelles :

4.1. Semelles isolées.....	253
4.2. Semelles filantes :	
4.2.1. Pré-dimensionnement des semelles filantes sous voiles.....	254
4.2.2. Pré-dimensionnement des semelles filantes sous poteaux.....	256
4.3. Etude du radier général.....	259
4.3.1. Pré dimensionnement du radier.....	259
4.3.2. Détermination de la surface nécessaire du radier.....	261
4.3.3. Détermination des sollicitations à la base du radier.....	262
4.3.4. Vérifications à l'ELU.....	263
4.3.5. Ferrailage du radier.....	268
4.3.6. Calcul à l'ELU.....	270
4.3.7. Calcul du ferrailage.....	271
4.3.8. Vérifications à l'ELU.....	273
4.3.9. Calcul à l'ELS.....	273
4.3.10. Vérification à l'ELS.....	274
4.3.11. Ferrailage du débord.....	274
4.3.12. Etude des nervures.....	276
1. Chargement simplifié admis.....	276
2. Déterminations des charges.....	277
3. Détermination des efforts.....	277
4. Diagrammes des sollicitations.....	280
5. Calcul des armatures :	
A) Armatures longitudinales.....	283
❖ Vérifications à L'ELU.....	285
B) Armatures transversales.....	286
C) Armatures de peau.....	287
❖ Vérification à l'ELS.....	288

Chapitre VIII :

Introduction.....	289
VIII.1. Pré dimensionnement du mur plaque.....	289
VIII.2. Détermination des sollicitations :	
2.1. Méthode de RANKINE.....	289

Etude du mur plaque

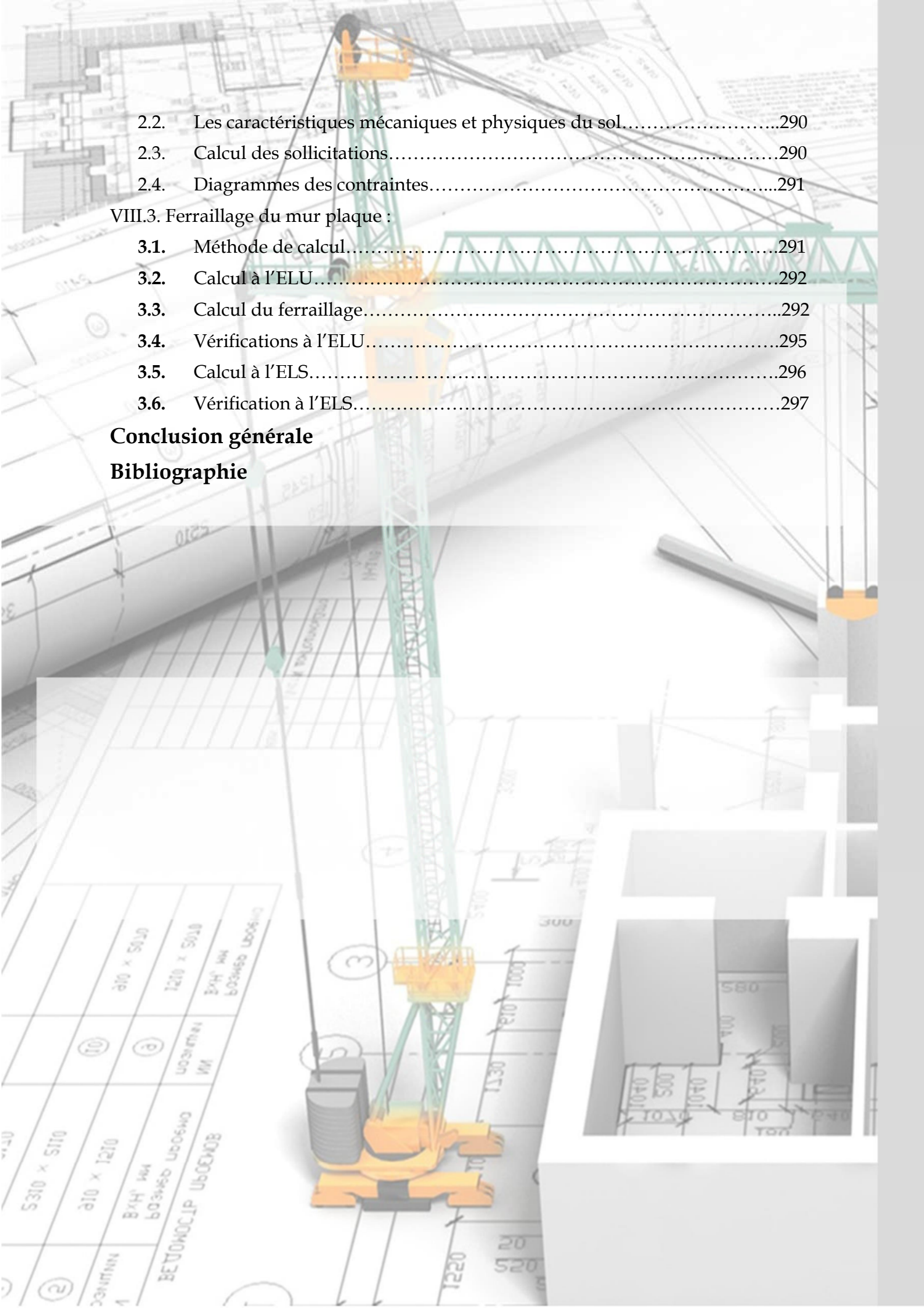
2.2.	Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.....	290
2.3.	Calcul des sollicitations.....	290
2.4.	Diagrammes des contraintes.....	291

VIII.3. Ferrailage du mur plaque :

3.1.	Méthode de calcul.....	291
3.2.	Calcul à l'ELU.....	292
3.3.	Calcul du ferrailage.....	292
3.4.	Vérifications à l'ELU.....	295
3.5.	Calcul à l'ELS.....	296
3.6.	Vérification à l'ELS.....	297

Conclusion générale

Bibliographie



Liste des figures

Chapitre I :	Présentation et description de l'ouvrage	
Figure I.1.	Schéma descriptif des murs intérieurs et extérieurs	03
Figure I.2.	Principaux termes relatifs à un escalier	04
Figure I.3.	Schéma descriptif de la toiture	05
Figure I.4.	Les types de fondations	06
Figure I.5.	Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	11
Figure I.6.	Evolution de la résistance à la traction en fonction de la compression	12
Figure I.7.	Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU	14
Figure I.8.	Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS	14
Figure : I.9.	Diagramme contrainte-déformation de l'acier	19
Figure I.10.	Diagramme contrainte-déformation de calcul	20
Chapitre II :	Pré dimensionnement des éléments	
Figure II.1.	Coupe transversale d'un plancher en corps creux	22
Figure II.2.	Pré dimensionnement des poutres principales	24
Figure II.3.	Pré dimensionnement des poutres secondaires	24
Figure II.4.	Pré dimensionnement des poutres inclinées	25
Figure II.5.	Surface d'influence du poteau le plus sollicité (B5)	27
Figure II.6.	Coupe verticale d'un plancher d'étage courant	28
Figure II.7.	Coupe verticale d'un mur extérieur et d'un mur intérieur	29
Figure II.8.	Loi de dégression des surcharges	32
Figure II.9.	Coupe d'un voile en élévation	38
Figure II.10.	Coupe verticale des types de voiles en plan	38
Chapitre III :	Calcul des éléments non structuraux	
III.1.	Calcul du plancher :	
Figure III.1.1.	Plancher en corps creux	41
Figure III.1.2.	Ferraillage de la dalle de compression	42
Figure III.1.3.	Surface revenant aux poutrelles	43
Figure III.1.4.	La nervure	44
Figure III.1.5.	Schéma statique de la travée poutrelle	44

Figure III.1.6. Diagramme des moments	48
Figure III.1.7. Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées de la poutre I	50
Figure III.1.8. Diagramme des moments fléchissants à l'ELU	53
Figure III.1.9. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	54
Figure III.1.10. Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées de la poutre II	54
Figure III.1.11. Diagramme des moments fléchissants à l'ELU	56
Figure III.1.12. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	56
Figure III.1.13. Diagramme des moments fléchissants à l'ELS pour la poutre « I »	65
Figure III.1.14. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS pour la poutre « I »	65
Figure III.1.15. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS pour la poutre « II »	67
Figure III.1.16. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS pour la poutre « II »	67
Figure III.1.17. Calcul de la flèche	70
III.2. Calcul des escaliers :	
Figure III.2.1. Schéma de l'escalier	73
Figure III.2.2. Schéma statique de l'escalier d'étage courant	74
Figure III.2.3. Schéma statique de calcul à L'ELU	77
Figure III.2.4. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	80
Figure III.2.5. Schéma statique de calcul à L'ELS	86
Figure III.2.6. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	89
Figure III.2.7. Schéma statique de l'escalier du RDC	95
Figure III.2.8. Schéma statique de calcul à L'ELU	98
Figure III.2.9. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	101
Figure III.2.10. Schéma statique de calcul à L'ELS	107
Figure III.2.11. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	110
III.3. Calcul de la poutre palière :	
Figure III.3.1. Schéma de la poutre palière	116
Figure III.3.2. Pré dimensionnement de la poutre palière	117
Figure III.3.3. Schéma statique de calcul à L'ELU	117
Figure III.3.4. Diagrammes des efforts internes à l'ELU	118
Figure III.3.5. Schéma statique de calcul à L'ELS	123

Figure III.3.6. Diagrammes des efforts internes à l'ELS	124
III.4. Calcul de porte à faux :	
Figure III.4.1. Pré dimensionnement des poutres de chaînage	127
III.5. Calcul de la charpente :	
Figure III.5.1. Schéma de la toiture	128
Figure III.5.2. Disposition des pannes sur les poutres	130
Figure III.5.3. Schéma de chargement des pannes	130
Figure III.5.4. Schéma statique de la panne	131
Figure III.5.5. Disposition des chevrons sur les pannes	133
Figure III.5.6. Schéma de chargement des chevrons	133
Figure III.5.7. Schéma de chargement des liteaux	135
Figure III.5.8. Disposition des différents éléments de la toiture	139

Chapitre IV :

Modélisation de la structure

Figure IV.1. Version du logiciel « ETABS »	144
Figure IV.2. Icône du logiciel « ETABS » sur système d'exploitation Windows 7	146
Figure IV.3. Choix des unités	146
Figure IV.4. Démarrer un nouveau model	146
Figure IV.5. Introduction de la géométrie de base	147
Figure IV.6. Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y	148
Figure IV.7. Introduction des étages	148
Figure IV.8. Définition des matériaux	149
Figure IV.9. Introduction des propriétés mécaniques du béton	149
Figure IV.10. Définition des poutres	150
Figure IV.11. Définition des poteaux	150
Figure IV.12. Définition des planchers	151
Figure IV.13. Vue en plan des éléments structuraux d'un étage	152
Figure IV.14. Définition des charges statiques (G ; Q)	153
Figure IV.15. Définition du poids propre	153
Figure IV.16. Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003	154
Figure IV.17. Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003	155
Figure IV.18. Définition des charges sismiques	155
Figure IV.19. Désignation des charges sismiques pour les directions principales	155
Figure IV.20. Chargement des éléments	156

Figure IV.21. Introduction des combinaisons d'actions	156
Figure IV.22. Encastrement des appuis	157
Figure IV.23. Introduction des diaphragmes	157
Figure IV.24. Vue en 3D de la structure	158
Figure IV.25. Disposition des voiles en plan	158

Chapitre VI : *Ferraillage des éléments structuraux*

VI.1. Ferraillage des poteaux :

Figure VI.1.1. Délimitation de la zone nodale	189
Figure VI.1.2. Les moments exerçant sur les poteaux	192
Figure VI.1.3. Disposition des contraintes (SEC)	193
Figure VI.1.4. Section de béton homogénéisée	205

VI.2. Ferraillage des poutres :

Figure VI.2.1. Disposition des armatures tendues (SSA)	211
Figure VI.2.2. Disposition des armatures (SDA)	211
Figure VI.2.3. Délimitation de la zone nodale	224

VI.3. Ferraillage des voiles :

Figure VI.3.1. Numérotation des voiles sur ETABS	231
Figure VI.3.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles	235

Chapitre VII : *Etude de l'infrastructure*

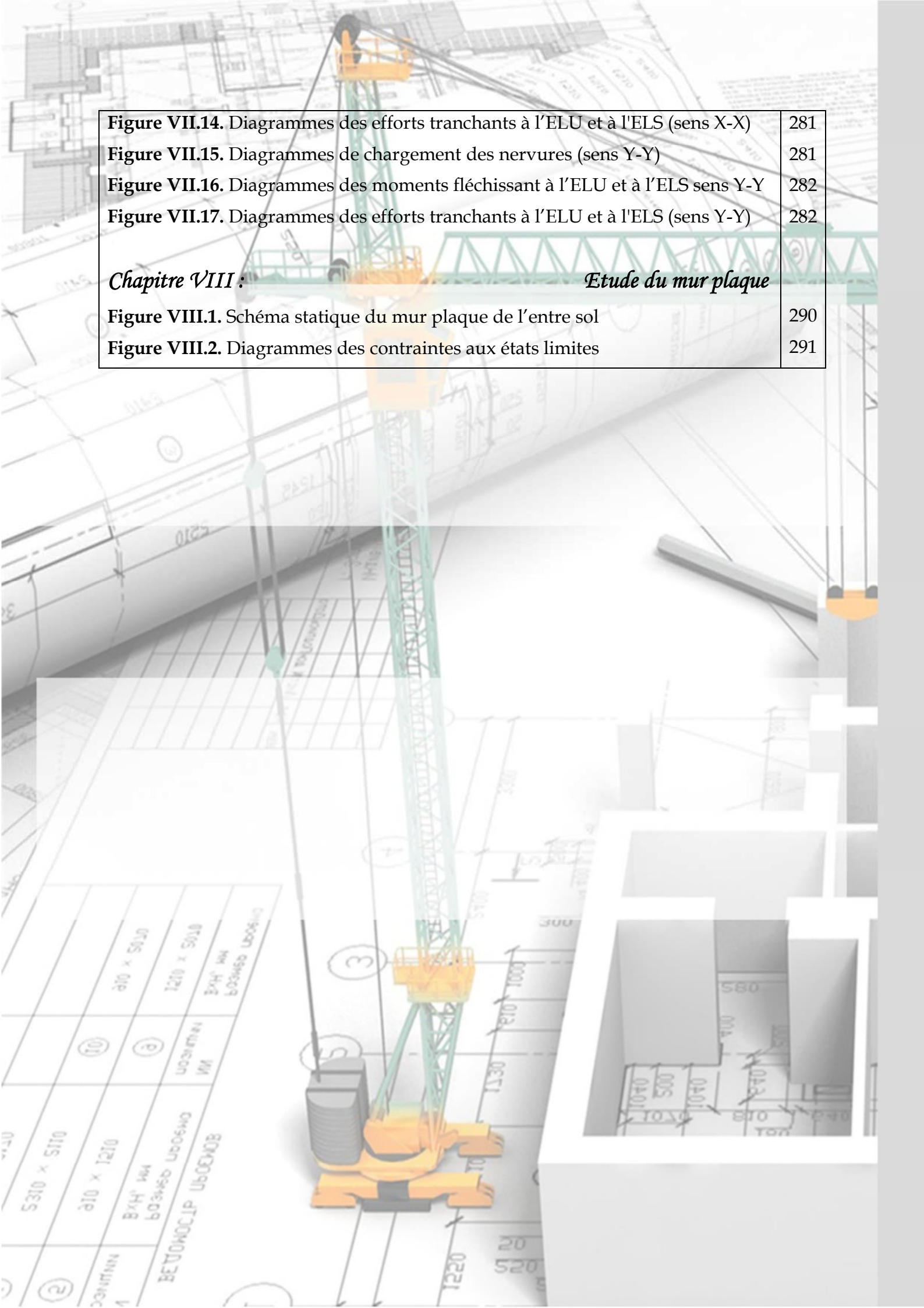
Figure VII.1. Dimensionnement d'une semelle isolée	253
Figure VII.2. Semelles filantes sous poteaux	256
Figure VII.3. Répartition des efforts dans la semelle	257
Figure VII.4. Coupe verticale d'un radier général	261
Figure VII.5. Diagramme des contraintes sous radier	264
Figure VII.6. Périmètre utile des poteaux	267
Figure VII.7. Périmètre utile des voiles	267
Figure VII.8. Schéma statique du débord	274
Figure VII.9. Présentation du chargement simplifié	276
Figure VII.10. Répartition triangulaire	276
Figure VII.11. Répartition trapézoïdale	276
Figure VII.12. Diagrammes de chargement des nervures (sens X-X)	280
Figure VII.13. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS sens X-X	280

Figure VII.14. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS (sens X-X)	281
Figure VII.15. Diagrammes de chargement des nervures (sens Y-Y)	281
Figure VII.16. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS sens Y-Y	282
Figure VII.17. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS (sens Y-Y)	282

Chapitre VIII :

Etude du mur plaque

Figure VIII.1. Schéma statique du mur plaque de l'entre sol	290
Figure VIII.2. Diagrammes des contraintes aux états limites	291



Liste des tableaux

Chapitre I :	Présentation et description de l'ouvrage	
Tableau I.1.	Caractéristiques géométriques des aciers	16
Tableau I.2.	Caractéristiques mécaniques des aciers	17
Chapitre II :	Pré dimensionnement des éléments	
Tableau II.1.	Charges permanentes du plancher d'étage courant et RDC	28
Tableau II.2.	Charges permanentes des murs extérieurs	29
Tableau II.3.	Charges permanentes des murs intérieurs	29
Tableau II.4.	Surcharges d'exploitation des différents éléments	29
Tableau II.5.	Coefficients de dégression des surcharges	32
Tableau II.6.	Récapitulatif de la descente de charge du poteau le plus sollicité	34
Chapitre III :	Calcul des éléments non structuraux	
Tableau III.1.	Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELU (poutre I)	53
Tableau III.2.	Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELU (poutre II)	56
Tableau III.3.	Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELS (poutre I)	65
Tableau III.4.	Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELS (poutre II)	67
Chapitre V :	Vérification des exigences du RPA	
Tableau V.1.	Charges permanentes et d'exploitations	160
Tableau V.2.	La période et le Pourcentage des masses participantes	164
Tableau V.3.	Valeurs de pénalités P_q sens « X-X »	174
Tableau V.4.	Valeurs de pénalités P_q sens « Y-Y »	174
Tableau V.5.	Valeur du poids total de la structure	175
Tableau V.6.	Efforts tranchants à la base donnés par « ETABS »	177
Tableau V.7.	Comparaison des résultats des forces sismiques	177
Tableau V.8.	Vérification de l'excentricité dans le sens « X-X »	179

Tableau V.9. Vérification de l'excentricité dans le sens « Y-Y »	179
Tableau V.10. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens « X-X »	181
Tableau V.11. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens « Y-Y »	181
Tableau V.12. Vérification des effets P- Δ dans le sens « X-X »	184
Tableau V.13. Vérification des effets P- Δ dans le sens « Y-Y »	185
Chapitre VI :	Ferraillage des éléments structuraux
VI.1. Ferraillage des poteaux :	
Tableau VI.1.1. Efforts internes dans le sens le plus défavorable des poteaux	195
Tableau VI.1.2. Ferraillage des poteaux à l'ELU	197
Tableau VI.1.3. Sections d'armature choisies pour les poteaux	197
Tableau VI.1.4. Détermination des armatures transversales dans les poteaux	200
Tableau VI.1.5. Vérifications des armatures transversales dans les poteaux	200
Tableau VI.1.6. Détermination des zones nodales	202
Tableau VI.1.7. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux	203
Tableau VI.1.8. Vérification de la condition de non fragilité	204
Tableau VI.1.9. Vérification des contraintes dans le béton	208
Tableau VI.1.10. Récapitulatif de ferraillage des poteaux	208
VI.2. Ferraillage des poutres :	
Tableau VI.2.1. Efforts internes dans le sens le plus défavorable des poutres	212
Tableau VI.2.2. Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle	212
Tableau VI.2.3. Ferraillage des poutres principales	216
Tableau VI.2.4. Ferraillage des poutres secondaires	216
Tableau VI.2.5. Ferraillage des poutres inclinées	216
Tableau VI.2.6. Ferraillage des poutres de chaînage	216
Tableau VI.2.7. Détermination des zones nodales	224
Tableau VI.2.8. Vérification des contraintes dans les aciers et dans le béton	227
Tableau VI.2.9. Récapitulatif de ferraillage des poutres	229
VI.3. Ferraillage des voiles :	
Tableau VI.3.1. Ferraillage du voile longitudinal VL1 (Zone I)	240
Tableau VI.3.2. Ferraillage du voile longitudinal VL1 (Zone II)	241
Tableau VI.3.3. Ferraillage du voile longitudinal VL1 (Zone III)	242
Tableau VI.3.4. Ferraillage du voile transversal VT1 (Zone I)	243
Tableau VI.3.5. Ferraillage du voile transversal VT1 (Zone II)	244

Tableau VI.3.6. Ferrailage du voile transversal VT1 (Zone III)	245
Tableau VI.3.7. Ferrailage du voile transversal VT2 (Zone I)	246
Tableau VI.3.8. Ferrailage du voile transversal VT2 (Zone II)	247
Tableau VI.3.9. Ferrailage du voile transversal VT2 (Zone III)	248
Tableau VI.3.10. Ferrailage du voile transversal VT3 (Zone I)	249

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1. Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	255
Tableau VII.2. Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)	255
Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux	257
Tableau VII.4. Calcul du moment de renversement	265
Tableau VII.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier	266
Tableau VII.6. Ferrailage du radier	272
Tableau VII.7. Vérification des contraintes dans le béton	274
Tableau VII.8. Récapitulatif de ferrailage du radier	275
Tableau VII.9. Charges revenant à la nervure (sens longitudinal)	278
Tableau VII.10. Charges revenant à la nervure (sens transversal)	279
Tableau VII.11. Moments fléchissant sens « X-X »	282
Tableau VII.12. Efforts tranchants sens « X-X »	283
Tableau VII.13. Moments fléchissant sens « Y-Y »	283
Tableau VII.14. Efforts tranchants sens « Y-Y »	283
Tableau VII.15. Ferrailage des nervures	285
Tableau VII.16. Vérification des contraintes dans les aciers et le béton	288
Tableau VII.17. Récapitulatif de ferrailage des nervures	288

Chapitre VIII :

Etude du mur plaque

Tableau VIII.1. Contraintes dans un massif	289
Tableau VIII.2. Ferrailage du mur plaque	294
Tableau VIII.3. Vérification des contraintes dans le béton	297



*Chapitre I:
Présentation et
description de l'ouvrage*

Introduction :

Les ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister, avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée.

Ce chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale du bâtiment),
- Les éléments constructifs (éléments structuraux et non structuraux),
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre ouvrage consiste à l'étude et calcul des différents éléments de résistance d'un bâtiment (RDC + 6 étages + Entre sol + toiture) destiné à usage multiple (Services et habitations).

Il est implanté à DRAA BEN KHEDDA dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 Version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le bâtiment comporte :

- ◆ Un entre sol à usage de parking ;
- ◆ Un rez-de-chaussée à usage de service ;
- ◆ 06 étages à usage d'habitation avec un appartement F3 et un appartement F4 ;
- ◆ Une toiture : charpente en bois ;
- ◆ Une cage d'escalier dont deux types d'escalier ;
- ◆ Un mur de soutènement.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

- **En plan :**

- Longueur totale du bâtiment : $L = 16,80 \text{ m}$
- Largeur totale du bâtiment : $l = 16,75 \text{ m}$
- Largeur totale (Sous-Sol et RDC) : $l = 15,60 \text{ m}$
- Largeur totale (du 1^{er} étage) : $l = 16,75 \text{ m}$
- Largeur totale (du 2^{er} étage au 6^{ème} étage) : $l = 12,95 \text{ m}$

- **En élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment (charpente comprise) : **H = 27,03 m**
- Hauteur de l'entre sol : **H = 3,06 m**
- Hauteur du RDC : **H = 4,08 m**
- Hauteur des étages courants : **H = 3,06 m**

I.3. Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le **RPA 99/ version 2003** comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) ;

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 ;

Le site est considéré comme un site meuble (S3) ;

La contrainte admissible du sol évaluée par le laboratoire géotechnique spécialisé est:
 $\sigma_{sol} = 2,00$ bars.

I.4. Eléments constitutifs de l'ouvrage :

4.1. La superstructure :

C'est la partie de la construction située au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments :

4.1.1. Ossature :

Le bâtiment est à ossature mixte. Le contreventement est assuré par des voiles et des portiques (poteaux et poutres) dont la disposition se fait dans les deux sens (longitudinal et transversal) pour assurer une bonne tenue vis-à-vis des actions sismiques.

4.1.2. Voiles :

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

Deux types de voiles sont utilisés dans cet ouvrage :

- Voiles périphériques (boîte rigide): disposés à la périphérie du bâtiment, à l'entre sol destinés à reprendre les efforts de poussées et de butées des terres.

- Voiles de contreventements : destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

4.1.3. Portiques :

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux, capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

4.1.4. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. On distingue deux types de planchers :

a) Planchers en corps creux :

Ils sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, et d'une dalle de compression, disposées suivant le sens transversal.

Ils ont pour fonctions de :

- * Séparer les différents niveaux ;
- * Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure) ;
- * Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

b) Dalle pleine en béton armé :

La dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur un coffrage plat, reposant sur des appuis. Le diamètre des armatures et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et de l'importance des charges qu'elle supporte.

Elles sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux, en particulier au niveau des escaliers (paliers et volées).

4.1.5. Maçonnerie :

Le bâtiment est réalisé d'un remplissage en maçonnerie non rigide.

- ◆ Murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses (8 trous) de 10 cm d'épaisseur, séparés d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer l'isolation phonique et thermique.
- ◆ Murs intérieurs : Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

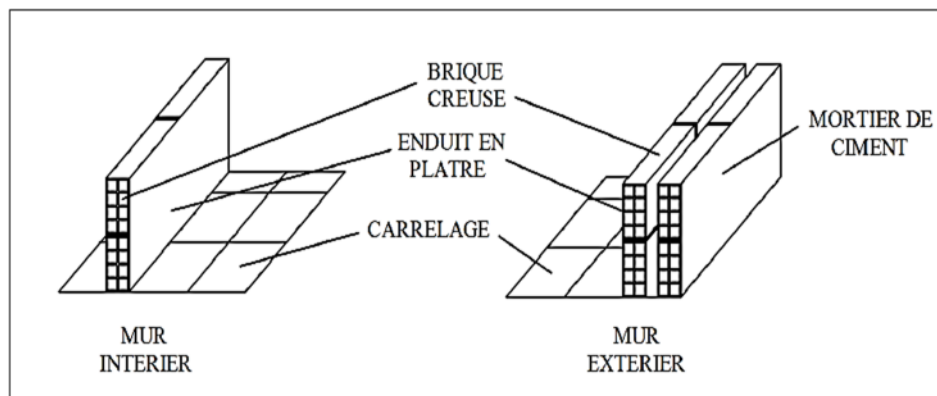


Figure I.1. Schéma descriptif des murs intérieurs et extérieurs

4.1.6. Revêtements :

Les revêtements utilisés sont les suivants :

- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers ;
- Céramique pour les sanitaires et cuisines ;
- Enduit en ciment pour les façades extérieures, cages d'escaliers et les locaux humides ;
- Enduit en plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

4.1.7. Escaliers :

Ouvrage permettant de se déplacer à pied d'un niveau à un autre d'une habitation, constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers).

Dans notre cas, nous disposons d'une cage d'escalier menant du RDC aux étages courants:

- ✓ L'escalier du RDC est composé de trois volées et deux paliers ;
- ✓ L'escalier des étages courants est composé de deux volées et un palier.

L'escalier est composé des éléments suivants :

- Le palier de départ ;
- Le palier de repos ;
- Le palier d'arrivée ;
- La volée qui n'est autre qu'une suite interrompue de marches.

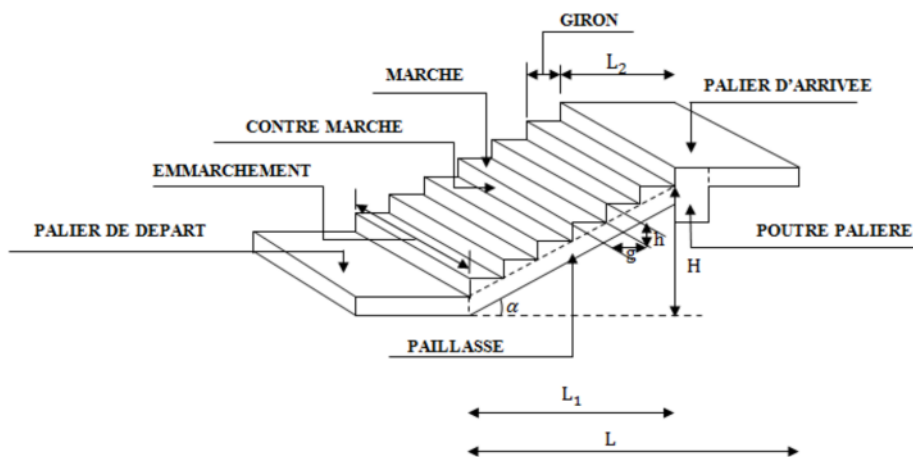


Figure I.2. Principaux termes relatifs à un escalier

4.1.8. Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, réalisés en corps creux.

4.1.9. Toiture :

C'est une surface ou couverture permettant principalement de protéger l'intérieur des édifices contre l'infiltration d'eau lors des intempéries et l'humidité. Elle est en tuiles de terres cuites et se compose de deux éléments :

a) Charpente :

Assemblage de pièces en bois qui servent de squelette et support de couverture pour toiture. Elle est constituée de deux versants, chacun se compose de :

* **Ferme** : elle est de forme triangulaire, sert à transmettre le poids de la toiture aux éléments porteurs verticaux.

* **Panne** : Elle s'appuie sur la ferme. Il existe trois types de panne : panne faitière, panne intermédiaire et panne sablière.

* **Chevrans** : Fixés sur les pannes, servent de support aux matériaux de couverture.

* **Liteaux** : Fixés sur les chevrons, servent de support aux tuiles.

La charpente doit assurer les fonctions suivantes :

- Supporter son poids propre (fermes, pannes ou fermettes) ;
- Porter les matériaux de couverture ;
- Résister aux pressions et dépressions exercées par le vent sur un versant et aux dépressions sur l'autre ;
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions ;
- Porter le plafond suspendu aux solives ou fermettes.

b) Couverture :

Sa fonction est de rendre imperméable la construction par des matériaux tels que tuiles, ardoises, ou autres portés par la charpente.

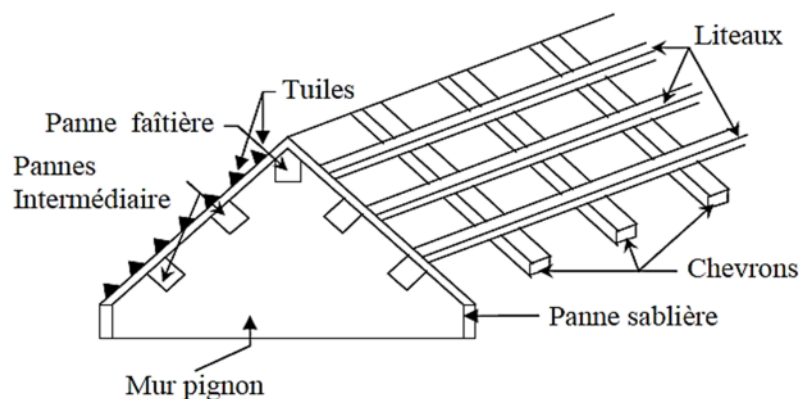


Figure I.3. Schéma descriptif de la toiture

4.1.10. Système de coffrage :

Le bâtiment est réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les portiques et les planchers.

4.2. L'infrastructure :

C'est la partie de la construction située au-dessous du sol, elle contient :

4.2.1. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

On distingue trois types de fondations :

- ✚ Semelle isolée ;
- ✚ Semelle filante ;
- ✚ Radier général.

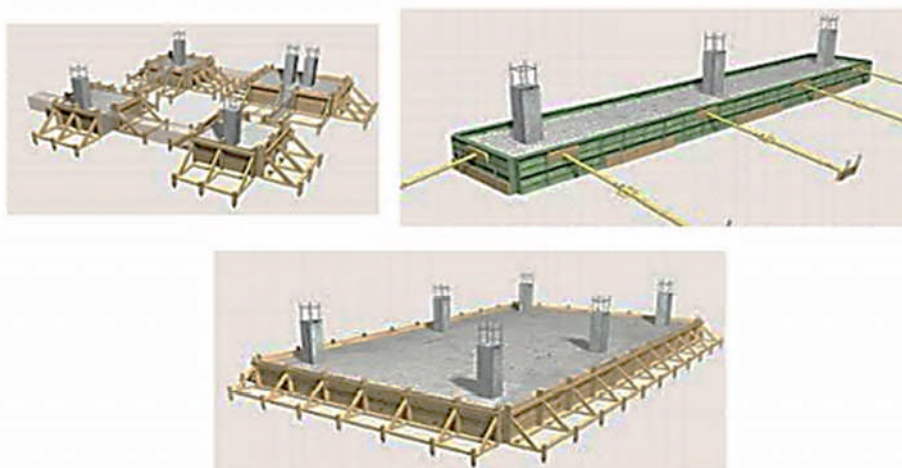


Figure I.4. Les types de fondations

4.2.2. Facteurs de choix de type de fondation :

- _ La nature de l'ouvrage à fonder : Pont, bâtiment d'habitation,...
- _ La nature du terrain : Connaissance du terrain par sondages et définition des Caractéristiques.
- _ Le site : Urbain ; montagne, bord de mer,.....
- _ La mise en œuvre des fondations : Terrain sec, présence de l'eau,...
- _ Le coût des fondations : Facteur important mais non décisif.

I.5. Règlements en vigueur :

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie :

- **RPA99/Version 2003** (Règles Parasismiques Algériennes/Version 2003)
- **BAEL 91/modifié 99** (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites)
- **CBA 93** (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- **DTR B.C.2.2** (Document Technique Règlementaire : Charges permanentes et charges d'exploitation).

I.6. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :

6.1. Définition des états limites :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions.

6.2. Type des états limites :

On distingue des états limites ultimes et des états limitent de service.

6.2.1. Etats limites ultimes « ELU » : (Art A.4.3, 41, BAEL 91/modifié 99)

Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage.

Ils correspondent à la limite :

- ◆ De l'équilibre statique de la construction (renversement) ;
- ◆ De la résistance de chacun des matériaux (rupture) ;
- ◆ De la stabilité de forme (flambement).

6.2.2. Etats limites de service « ELS » : (Art 4.2, BAEL 91/modifié 99)

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- ✓ Ouvertures excessives des fissures ;
- ✓ Compression excessive du béton ;
- ✓ Déformations excessives des éléments porteurs ;
- ✓ Vibrations excessives et inconfortables ;
- ✓ Pertes d'étanchéité.

6.3. Actions et sollicitations :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

6.3.1. Action permanentes « G » :

Ce sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la section ;
- Le poids des équipements fixes ;
- Le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides ;
- Les déformations imposées à la structure.

On note :

G_{\max} : Actions permanentes défavorables

G_{\min} : Actions permanentes favorables

6.3.2. Actions variables « Q_i » :

Ce sont les actions dont l'intensité est plus au moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes, on distingue :

- ◆ Les charges d'exploitation
- ◆ Les actions dues à la température
- ◆ Les actions appliquées en cour d'exécution
- ◆ Les actions climatiques

On note :

Q : action variable de base

6.3.3. Actions accidentelles « F_a » :

Ce sont des actions rares avec une faible durée d'application tel que : les chocs violents, les séismes et les explosions.

6.4. Combinaisons d'action :

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définis comme suit :

6.4.1. Combinaisons d'action du BAEL 91 :

- ✓ ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ✓ ELS : $G + Q$

6.4.2. Combinaisons d'action du RPA99 version 2003 :

- ✓ $G + Q \pm E$ (E : effort de séisme)
- ✓ $0,8G \pm E$ (pour les fondations)

6.5. Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :**6.5.1. Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35G + 1,5Q$$

Où :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les Règles Parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

Pour les poutres et les poteaux :

$$0,8G \pm E$$
$$G + Q \pm E$$

Avec :

E : l'effort sismique horizontal

6.5.2. Etat limite de service :

La seule combinaison à considérer est :

$$G + Q$$

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment est réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus importants du point de vue de leur bonne résistance.

7.1. Le béton :

Le béton est un mélange hétérogène fabriqué suivant une étude de composition établie en laboratoire (en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances). Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

7.1.1. Composition du béton :

Il est composé de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,)

a) Ciment :

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b) Granulats:

Les granulats comprennent les sables et les graviers :

🚧 Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5 mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

🚧 Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Les qualités recherchées dans le béton sont en général :

- La résistance mécanique à la compression simple et pour certains cas, la résistance à la traction et la résistance aux chocs ;
- La résistance aux agents agressifs tels que l'eau de mer, les eaux séléniteuses, les eaux acides, les produits industriels ;
- La déformation instantanée et différée, le retrait....
- La maniabilité, c'est à dire la facilité de mise en œuvre ;
- L'aspect de surface finie, la couleur (béton blanc, coloré) ;
- Les qualités particulières telles que : La masse pour (les bétons lourds, béton de protection contre les radiations), la légèreté (bétons légers pour ouvrage d'art ou bâtiment), la faible conductivité thermique.

7.1.2. Dosage de béton :

Le dosage d'un mètre cube de béton courant est composé de :

- Ciment portland artificiel (CPA325) : **350 kg/m³**
- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)
 - ✓ Graviers : **800 L (D ≤ 25 mm)**
 - ✓ Sable : **400 L (D < 5 mm)**
- Eau de gâchage : **175 L**

La réalité pratique conduit vers le rapport : eau/ciment = 0,5, pour limiter le retrait du béton.

- Si eau/ciment > 0,5 : un dosage trop élevé en eau, ce qui conduit à un fort retrait.
- Si eau/ciment < 0,5 : il y a insuffisance d'eau, ce qui conduit à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

7.1.3. Caractéristiques mécanique du béton selon le BAEL :

a) Résistance caractéristique du béton à la compression (f_{cj}) :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression, mesurée à 28 jours de temps de durcissement notée f_{c28} .

Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées dont le diamètre est la moitié de la hauteur (16/32).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{Art A2. 1. 11, BAEL91/modifié 99})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$f_{cj} = 1,10 \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

Le choix de f_{c28} :

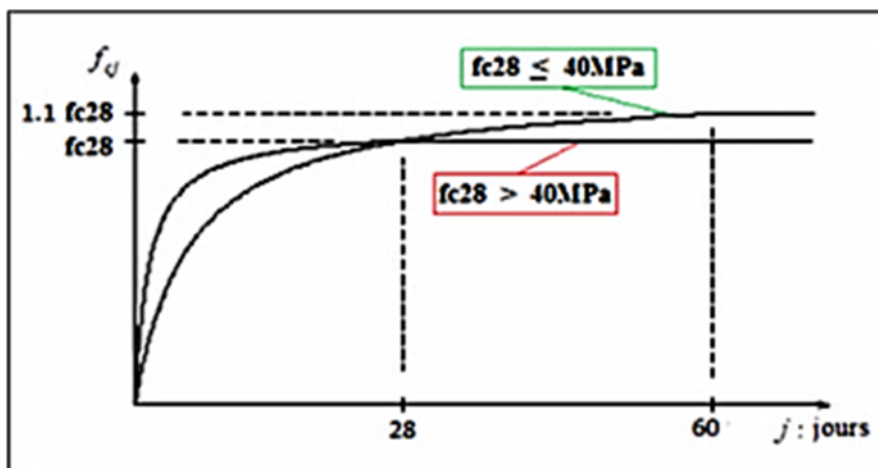


Figure I.5. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour l'étude de ce projet, la résistance caractéristique à la compression adoptée sera :

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

b) Résistance caractéristique du béton à la traction (f_{tj}) :

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression.

Conventionnellement, elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art A2.1.12, BAEL 91/modifié 99})$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

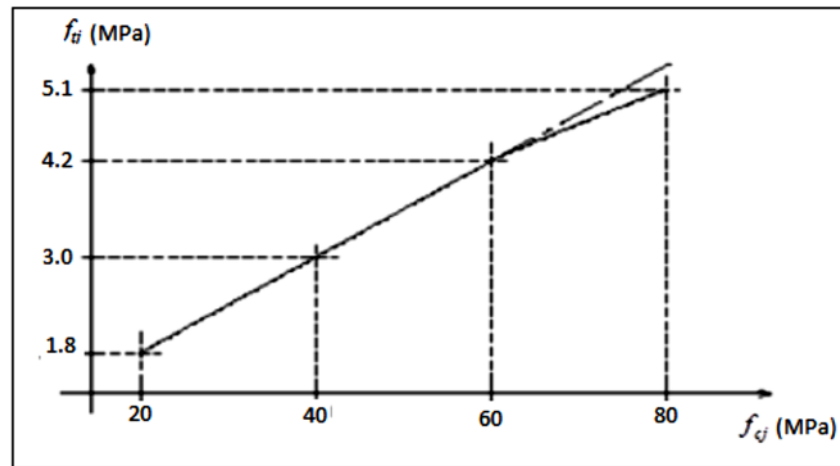


Figure I.6. Evolution de la résistance à la traction en fonction de la compression

7.1.4. Déformation du béton :

a) Module de déformation longitudinale :

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

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

🚧 Module de déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{Art A2.1.21, BAEL 91/modifié 99})$$

🚧 Module de déformation longitudinale différée :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{1}{3} \cdot E_{ij} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{Art A2.1.22, BAEL 91/modifié 99})$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

b) Module de déformation transversale :

Le module d'élasticité transversale « G » caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad \text{en [MPa]}$$

Avec :

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

ν : Coefficient de Poisson ;

➤ **Coefficients de poisson : (Art 2.1, 3, BAEL 91/modifié 99)**

Le coefficient de poisson « ν » par définition est le rapport entre la déformation relative transversale « ε_t » et la déformation relative longitudinale « ε_l ».

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

Et :

Δd/d : Déformation relative transversale ;

Δl/l : Déformation relative longitudinale.

Il est pris égal à :

ν = 0 pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU)

ν = 0,2 pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS)

7.1.5. Modèles de calcul : Contraintes limites du béton :

a) A l'état limite ultime « ELU » :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{Art. A4. 3. 41, BAEL 91/modifié 99})$$

Avec :

f_{bc} : Contrainte ultime du béton en compression ;

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, qui a pour valeurs :

- ✓ γ_b = 1,5 dans le cas d'une situation courante
- ✓ γ_b = 1,15 dans le cas d'une situation accidentelle

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) d'application des combinaisons d'actions

- ✓ θ = 1 : si la durée d'application est > 24 heures
- ✓ θ = 0,9 : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures
- ✓ θ = 0,85 : si la durée d'application est < à 1 heure

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on aura :

- Dans le cas d'une situation courante :

On a : $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

- Dans le cas d'une situation accidentelle :

On a : $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1$ $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

➤ **Diagramme contrainte -déformation :**

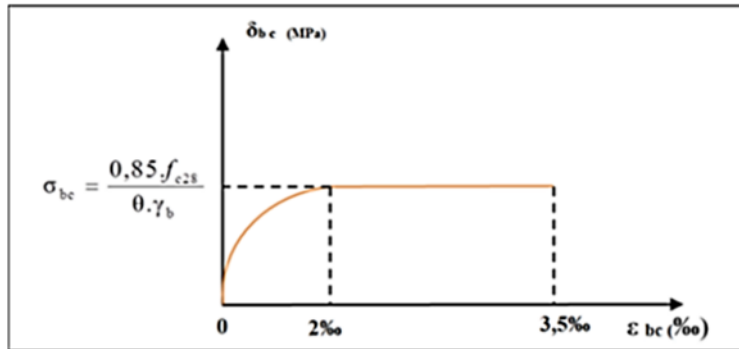


Figure I.7. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

Le diagramme est composé :

- D'un tronç de courbe parabolique (état élastique) $0 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$
- D'une partie rectangle (état plastique) $2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ (compression avec flexion)

Avec :

ϵ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression

b) A l'état limite de service (ELS) :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{Art.A4.5.2, BAEL 91/modifié 99})$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible à l'ELS

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on aura : $\sigma_{bc} = 0,6 \times 25$ $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

➤ **Diagramme contrainte -déformation:**

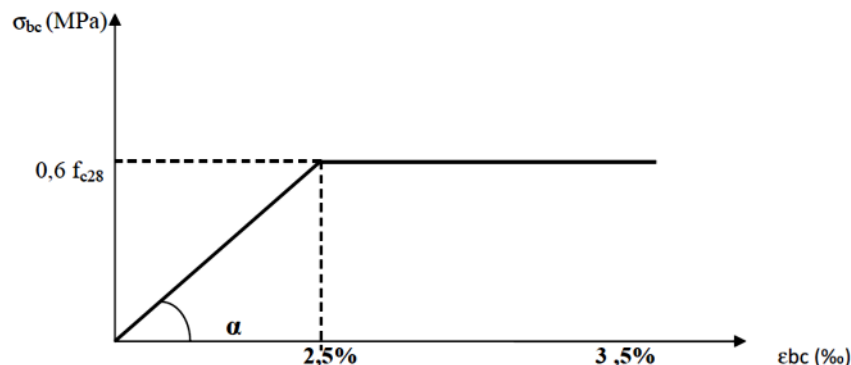


Figure I.8. Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS

❖ **Contrainte limite de cisaillement à l'E.L.U :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{Art. A5. 1. 21, BAEL 91/modifié 99})$$

Avec :

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

b_0 : Largeur de la section cisailée (largeur de l'âme) ;

d : Hauteur utile de la poutre ($0,9 \cdot h$: position d'aciers tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

- **Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :**

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0, 2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{F.P.N}$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0, 15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{F.P ou F.T.P}$$

❖ **Fluage du béton :**

Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps.

Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E_\infty = 3E_i$.

❖ **Phénomène de retrait :**

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air libre tend à se raccourcir ; ceci est dû à l'évaluation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration. Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation ;
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage ;
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait ;
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes ;
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

❖ **Dilatation thermique :**

Une variation de température peut entraîner des dilatations qui engendrent ensuite des contraintes internes de traction.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalles, voile, façades...) des bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25 m à 50 m selon la région.

❖ **Poids volumique du béton :**

Le poids volumique est de l'ordre de :

- ◆ 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé
- ◆ 2500 daN/m³ s'il est armé.

7.2. Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0,08 % et 1,67 %. Il présente une très bonne résistance à la traction et à la compression. Son rôle est de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton.

Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface.

On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour **0,15 à 0,25 %** de carbone
- Aciers durs pour **0,25 à 0,40 %** de carbone

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec **$f_e \leq 500$ MPa**, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5 %.

7.2.1. Caractéristiques des aciers utilisés :**a) Caractéristiques géométriques :**

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm²)	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,222	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques des aciers

b) Caractéristiques mécaniques :

Dans le présent projet, on utilisera deux types d'aciers dont les principales caractéristiques sont dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture [%]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	550	550	8	1,3	1

Tableau I.2. Caractéristiques mécaniques des aciers

- **Module d'élasticité longitudinale « Es » :**

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

Il a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.2.1, BAEL 91/modifié 99})$$

7.2.2. Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

a) Etat limite ultime (ELU) :

La contrainte limite ultime est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{Art. A4.3.2, BAEL 91/modifié 99})$$

Avec :

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

f_e : Limite d'élasticité garantie (résistance caractéristique)

γ_s : Coefficient de sécurité ;

Tel que :

$\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables

$\gamma_s = 1,0$ pour les situations accidentelles

1) Pour les aciers H.A : $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,0} \quad \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

2) Pour les treillis soudés (T.S) : $f_e = 520$ MPa

$$\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{520}{1,15} \quad \sigma_{st} = 452,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{520}{1,0} \quad \sigma_{st} = 520 \text{ MPa}$$

b) Etat limite de service « ELS » :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton (risque de corrosion des armatures), on a été amenée à limiter les contraintes des armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles BAEL91/modifié99, on distingue trois cas de fissurations :

1. Fissuration peu préjudiciable :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz ni de produits chimiques), dans ce cas il n'est soumis à aucune condensation, donc il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = f_e \quad (\text{Art.A4.5.32, BAEL 91/modifié 99})$$

La valeur obtenue est : $\sigma_s = 400$ Mpa.....Pour les HA

2. Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments soumis à des condensations et exposés aux intempéries, risque d'infiltration, la contrainte de traction des armatures est limité à :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \text{ en [MPa]} \quad (\text{Art.A4.5.33, BAEL 91/modifié 99})$$

3. Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs (intempéries marines, acides..).
La contrainte de traction des armatures est limité à :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} \cdot f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \text{ en [MPa]} \quad (\text{Art.A4.5.34, BAEL 91/modifié 99})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration relatif aux armatures utilisées :

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence (HA) de $\varnothing > 6$ mm

$\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence (HA) de $\varnothing < 6$ mm

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses et treillis soudés

* **Protection des armatures : (Art.A7.1, BAEL91/modifié 99)**

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

- ◆ $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- ◆ $C \geq 3 \text{ cm}$: pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ◆ $C \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et clos et non exposées aux condensations.

➤ **Diagramme contrainte - déformation : (Art.A.2.2, 2 BAEL 91/modifié 99)**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation à l'allure suivante :

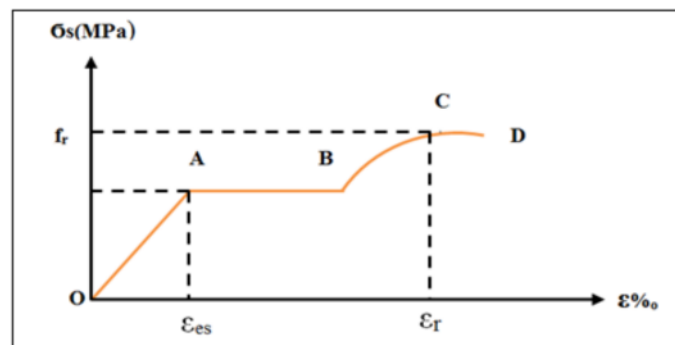


Figure : I.9. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec :

f_r : Résistance à la rupture ;

f_e : Limite d'élasticité ;

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

ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- **Zone 0A** : Domaine élastique linéaire.
- **Zone AB** : Domaine plastique.
- **Zone BC** : Domaine de raffermissement.
- **Zone CD** : Domaine de striction.

Pour les calculs on utilise le diagramme contrainte-déformation de calcul selon (BAEL 91/Art 2.2.2) :

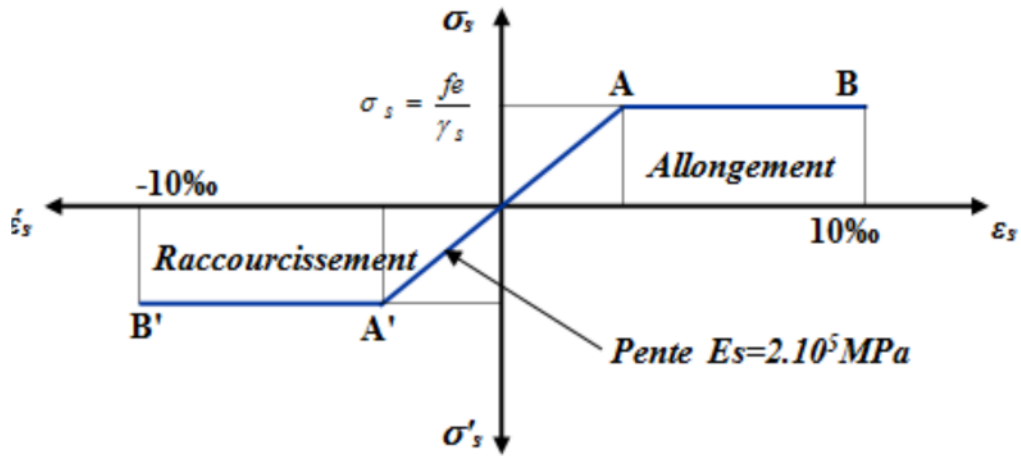


Figure I.10. Diagramme contrainte-déformation de calcul



Chapitre II :
Pré dimensionnement
des éléments

Introduction :

Ce deuxième chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments qui constituent notre structure tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles, d'où cette étape est le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Ce pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99 / Version 2003
- Le CBA 93
- Le BAEL 91 modifié en 99

Les dimensions obtenues ne sont pas définitives ; elles peuvent être augmentées après vérification.

II.1. Pré dimensionnement des planchers :

Un plancher est une aire plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges.

1.1. Fonctions des planchers :

Il assure deux fonctions principales :

✓ Une fonction de résistance mécanique :

Qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux. Ces derniers les transmettent aux fondations.

✓ Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique :

Elle est assurée par :

- Une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales,
- Des hourdis associés avec des poutrelles,
- Une dalle de compression contre les bruits.

1.2. Plancher en corps creux :

Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée de treillis soudés, reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée. L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée de manière à ce que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnerait aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur totale du plancher, notée « h_t » est donnée par :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art. B. 6. 8. 423, BAEL 91/modifié 99})$$

Avec :

h_t : Épaisseur du plancher (hauteur totale du plancher) ;

L_{\max} : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles (sens secondaires).

On prend une section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

$$L_{\max} = L - b$$

Dans notre cas nous avons :

$$L_{\max} = 345 - 25 = 320 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} = \frac{320}{22,5} \quad h_t \geq 14,22 \text{ cm}$$

Ainsi, on opte pour : $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de type $(16 + 4) \text{ cm}$ qui sera valable pour tous les étages :

16 cm : Hauteur du corps creux ;

4 cm : Hauteur de la dalle de compression.

Conclusion :

On adoptera un plancher de **20 cm** d'épaisseur composé de corps creux de **16 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

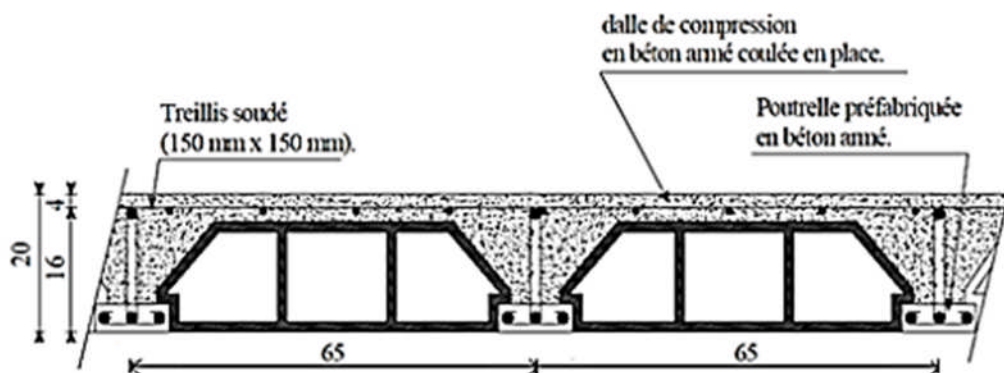


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher en corps creux

II.2. Pré dimensionnement des portiques :

Le système de portiques est constitué des éléments horizontaux : les poutres, et des éléments verticaux : les poteaux et les voiles.

2.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, leur rôle est de transmettre les charges et les surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue :

- ❖ Des poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- ❖ Des poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement des poutres est basé sur deux critères :

🚧 Critère de rigidité (flèche) Selon les règles de BAEL91 modifié 99/Art A.4.14:

Les dimensions (h, b) de la poutre doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{cases}$$

Avec :

L : Portée libre de la plus grande travée considérée entre nu d'appui ;

h : Hauteur totale de la poutre ;

b: Largeur de la poutre.

🚧 Vérification de la flèche selon le RPA 99 version 2003/Art 7-5-1 (zone II.a) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

2.1.1. Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles, parallèles à la plus grande portée. Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les transmettent aux poteaux.

Dans notre plan les poutres principales sont suivant l'axe Y-Y.

a) Hauteur de la poutre :

On a :

$$L_{\max} = 520 - 25 = 495 \text{ cm}$$

$$\frac{495}{15} \leq h_t \leq \frac{495}{10} \quad 33 \text{ cm} \leq h_t \leq 49,5 \text{ cm}$$

On prend: $h_t = 35 \text{ cm}$

b) Largeur de la poutre :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : **b = 25 cm**

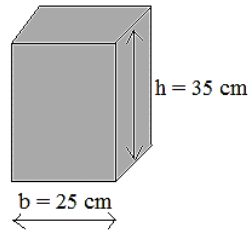


Figure II.2. Pré dimensionnement des poutres principales

c) Vérifications relatives aux exigences du RPA 99 (Art7.5, 1):

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : La section des poutres principales est : **(b x h) = (25 x 35) cm²**

2.1.2. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, leur rôle principal est de transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs.

Dans notre plan les poutres secondaires sont suivant l'axe X-X.

a) Hauteur de la poutre :

On a:

$$L_{\text{max}} = 345 - 25 = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \quad 21,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm}$$

On prend: **h_t = 30 cm**

b) Largeur de la poutre :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : **b = 25 cm**

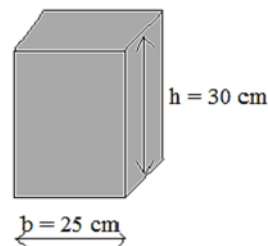


Figure II.3. Pré dimensionnement des poutres secondaires

c) Vérifications relatives aux exigences du RPA 99 (Art7.5, 1):

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La section des poutres secondaires est : **(b x h) = (25 x 30) cm²**

2.1.3. Poutres inclinées de la toiture :

Sont des chainages inclinés ou rampants, leur dimensions dépend de la portée de la poutre.

a) Hauteur de la poutre :

On a :

$$L_{max} = 520 - 25 = 495 \text{ cm}$$

$$\frac{495}{15} < h_{pi} < \frac{495}{10} \quad 33 \text{ cm} \leq h_{pi} \leq 49,5 \text{ cm}$$

On prend: $h_{pi} = 35 \text{ cm}$

b) Largeur de la poutre :

$$0,4h_{pi} \leq b \leq 0,7h_{pi} \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : $b_{pi} = 25 \text{ cm}$

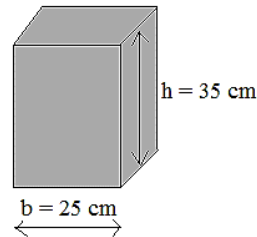


Figure II.4. Pré dimensionnement des poutres inclinées

c) Vérifications relatives aux exigences du RPA 99 (Art7.5, 1):

$h \geq 30 \text{ cm}$ $35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$b \geq 20 \text{ cm}$ $25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{35}{25} = 1,4 < 4 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

La section des poutres inclinées de la toiture est : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

Conclusion générale :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées pour les poutres sont :

- ✚ Poutres principales PP : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$
- ✚ Poutres secondaires PS : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$
- ✚ Poutres inclinées de la toiture PI : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

2.2. Les poteaux :

2.2.1. Généralités :

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

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

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l’état limite de service (ELS) en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l’effort normal N.

On calculera la descente de charge sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charges.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S_{\text{pot}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{Avec: } N_s = G + Q$$

Avec :

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau ;

S : Section transversale du poteau ;

G : Charge permanente ;

Q : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges ;

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression, donnée par :

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

Selon le RPA 99/Art.A7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$ (en zone IIa)
- $\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ (avec h_e = hauteur libre d'étage)
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Remarque :

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité.

2.2.2. Descente de charge :

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprises par celui-ci, elles sont cumulées à partir du dernier niveau jusqu'aux fondations.

a) Surface d'influence :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau (B5).

* L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité sera déterminée comme suit :

$$S_{\text{total}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1,575 \times 2,475 \quad S_1 = 3,90 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,60 \times 2,475 \quad S_2 = 3,96 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,575 \times 2,375 \quad S_3 = 3,74 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,60 \times 2,375 \quad S_4 = 3,80 \text{ m}^2$$

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 15,40 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Total}} = 15,40 \text{ m}^2$$

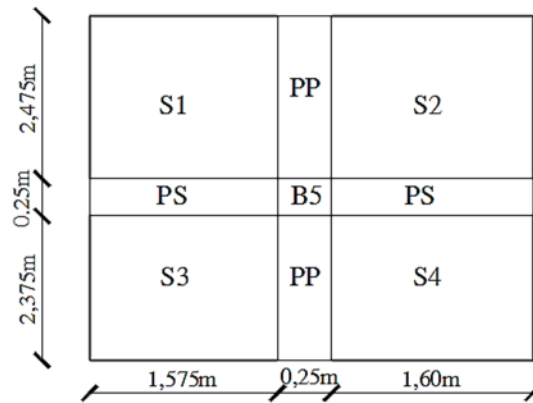


Figure II.5. Surface d'influence du poteau le plus sollicité (B5)

* La surface horizontale de la toiture revenant au poteau (B5) est :

$$S' = (1,575 + 0,25 + 1,60) \times (2,475 + 0,25 + 2,375) = 17,47 \text{ m}^2 \quad S' = 17,47 \text{ m}^2$$

b) Calcul de l'angle α_1 et α_2 :

Dans notre cas, on a deux pentes différentes α_1 et α_2 .

* Calcul de α_1 :

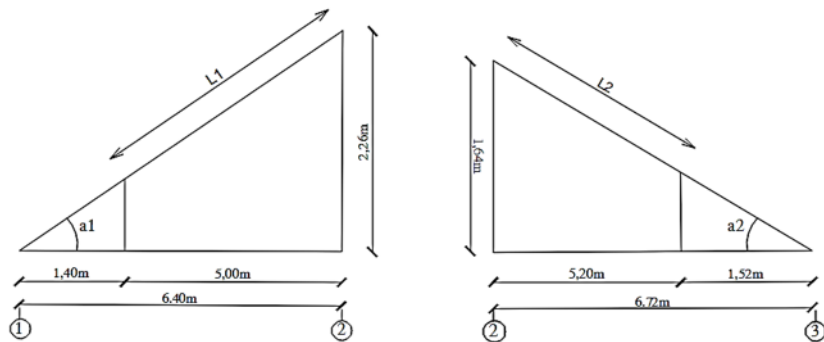
$$\text{tang } \alpha_1 = \frac{2,26}{6,40} = 0,353$$

D'où : $\alpha_1 = 19,45^\circ$

* Calcul de α_2 :

$$\text{tang } \alpha_2 = \frac{1,64}{6,72} = 0,244$$

D'où : $\alpha_2 = 13,71^\circ$



c) Calcul de L_1 et L_2 :

$$L_1 = \frac{5,00}{\cos \alpha_1} = \frac{5,00}{\cos 19,45} \quad L_1 = 5,30 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{5,20}{\cos \alpha_2} = \frac{5,20}{\cos 13,71} \quad L_2 = 5,35 \text{ m}$$

* La surface inclinée de la toiture revenant au poteau (B5) est :

$$S'_t = S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4$$

$$S'_1 = \frac{L_1}{2} \times \frac{3,40}{2} = \frac{5,30}{2} \times \frac{3,40}{2} \quad S'_1 = 4,50 \text{ m}^2$$

$$S'_2 = \frac{L_2}{2} \times \frac{3,40}{2} = \frac{5,35}{2} \times \frac{3,40}{2} \quad S'_2 = 4,55 \text{ m}^2$$

$$S'_3 = \frac{L_1}{2} \times \frac{3,45}{2} = \frac{5,30}{2} \times \frac{3,45}{2} \quad S'_3 = 4,57 \text{ m}^2$$

$$S'_4 = \frac{L_2}{2} \times \frac{3,45}{2} = \frac{5,35}{2} \times \frac{3,45}{2} \quad S'_4 = 4,61 \text{ m}^2$$

$$S'_t = 18,23 \text{ m}^2$$

2.2.3. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

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

a) Charges permanentes :

➤ **Toiture :**

- Couverture en tuile mécanique (linteau compris) : 0,45 KN/m²
- Pannes + chevrons + fixation : 0,10 KN/m²
- Mur pignon (e_p = 10 cm): 0,90 KN/m²

G_T = 1,45 KN/m²

➤ **Plancher sous toiture (corps creux) :**

- Plancher corps creux (16 + 4) : 2,80 KN/m²
- Enduit plâtre (e_p = 2 cm) : 0,20 KN/m²
- Mur pignon: 0,90 KN/m²

G_T = 3,90 KN/m²

➤ **Plancher d'étage courant et RDC :**

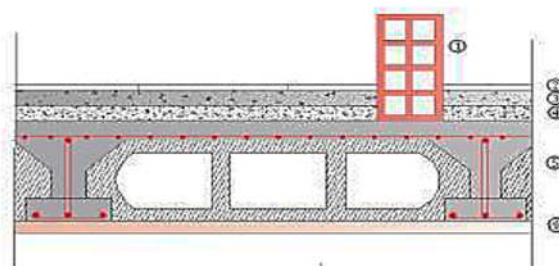


Figure II.6. Coupe verticale d'un plancher d'étage courant

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse	0,10	9	0,90
2	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Couche de sable	0,02	18	0,36
5	Plancher en corps creux (16 + 4)	0,20	14	2,80
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Charges permanentes totale : G_T				5,10

Tableau II.1. Charges permanentes du plancher d'étage courant et RDC

➤ **Maçonnerie:**

Notre structure comporte deux types de murs en maçonnerie, murs extérieures et murs intérieures.

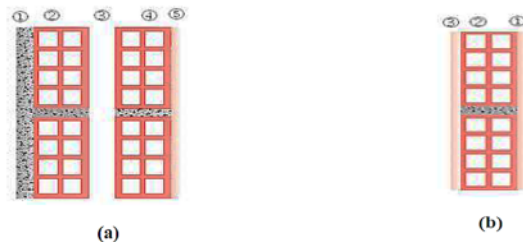


Figure II.7. Coupe verticale d'un mur extérieur et d'un mur intérieur

1) **Murs extérieurs :**

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	20	0,40
2	Cloison en briques creuses	0,10	9	0,90
3	Lame d'air	0,05	0,00	0,00
4	Brique creuse	0,10	9	0,90
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Charges permanentes totale : G_T				2,40

Tableau II.2. Charges permanentes des murs extérieurs

2) **Murs intérieurs :**

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Charges permanentes totale : G_T				1,30

Tableau II.3. Charges permanentes des murs intérieurs

b) **Surcharges d'exploitation :**

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges par le DTR B.C 2.2 des différents éléments, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Élément	Surcharge Q (KN/m ²)
Toiture	1
Plancher sous toiture	1
Plancher étage courant à usage d'habitation	1,5
Plancher RDC à usage de service	2,5
Escalier	2,5

Tableau II.4. Surcharges d'exploitation des différents éléments

2.2.4. Calcul des poids propres des éléments :

a) Toiture :

$$G_{\text{toiture}} = G \times S = (18,23 \times 0,55) + (17,47 \times 0,90) \quad G_{\text{toiture}} = 25,75 \text{ KN}$$

b) Poids propre des planchers :

➤ Plancher sous toiture :

$$G_{\text{pt}} = G \times S = 3,90 \times 15,40 \quad G_{\text{pt}} = 60,06 \text{ KN}$$

➤ Plancher d'étage courant :

$$G_{\text{pec}} = G \times S = 5,10 \times 15,40 \quad G_{\text{pec}} = 78,54 \text{ KN}$$

➤ Plancher RDC :

$$G_{\text{pRDC}} = G \times S = 5,10 \times 15,40 \quad G_{\text{pRDC}} = 78,54 \text{ KN}$$

c) Poids propre des poutres :

➤ Poutres principales :

$$G_{\text{pp}} = S_{\text{pp}} \times L \times \rho$$

Avec :

ρ : Poids volumique du béton, qui est égal à 25 KN/m³

S_{pp} : Section transversale de la poutre principale.

$$G_{\text{pp}} = 0,25 \times 0,35 \times (2,475 + 2,375) \times 25 \quad G_{\text{pp}} = 10,61 \text{ KN}$$

➤ Poutres secondaires :

$$G_{\text{ps}} = S_{\text{ps}} \times L \times \rho$$

Avec :

S_{ps} : Section transversale de la poutre secondaire.

$$G_{\text{ps}} = 0,25 \times 0,30 \times (1,575 + 1,60) \times 25 \quad G_{\text{ps}} = 5,95 \text{ KN}$$

* Le poids total :

$$P = P_{\text{pp}} + P_{\text{ps}} \Rightarrow P = 10,61 + 5,95 \quad P = 16,56 \text{ KN}$$

➤ Poutres inclinées :

$$G_{\text{pi}} = S_{\text{pi}} \times L \times \rho$$

Avec :

S_{pi} : Section transversale de la poutre inclinée.

$$G_{\text{pi}} = b \cdot h \cdot \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right) \times \rho = 0,25 \times 0,35 \times \left(\frac{5,30}{2} + \frac{5,35}{2} \right) \times 25$$

$$G_{\text{pi}} = 11,65 \text{ KN}$$

d) Poids propre des poteaux :

Pour calculer le poids propre des poteaux, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$S_{\text{pot}} = (a \times b)$$

Tel que : $a = 25 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$

$$G_{\text{pot}} = S_{\text{pot}} \times h_{\text{pot}} \times \rho_b$$

Avec :

S_{pot} : Section horizontal du poteau.

ρ : Poids volumique du béton, qui est égal à 25 KN / m^3 .

➤ Poteau sous toiture :

$$G_{\text{pot Toiture}} = 0,25 \times 0,25 \times 4,59 \times 25 \quad G_{\text{pot Toiture}} = 7,17 \text{ KN}$$

➤ Poteau d'étage courant (du 1^{er} au 6^{ème} étage):

$$G_{\text{pot Etage}} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 \quad G_{\text{pot Etage}} = 4,78 \text{ KN}$$

➤ Poteau du RDC :

$$G_{\text{pot RDC}} = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25 \quad G_{\text{pot RDC}} = 6,37 \text{ KN}$$

➤ Poteau de l'entre sol :

$$G_{\text{pot SS}} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 \quad G_{\text{pot SS}} = 4,78 \text{ KN}$$

2.2.5. Calcul des surcharges d'exploitation :

$$Q = Q \times S$$

$$\text{Toiture : } Q = 18,23 \times 1 \quad Q_{\text{toiture}} = 18,23 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher sous toiture : } Q = 15,40 \times 1 \quad Q_{\text{p sous toiture}} = 15,40 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant : } Q = 15,40 \times 1,5 \quad Q_{\text{p étage courant}} = 23,10 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher RDC : } Q = 15,40 \times 2,5 \quad Q_{\text{p RDC}} = 38,50 \text{ KN}$$

2.2.6. Loi de dégression des charges d'exploitation :

La dégression des charges s'applique aux bâtiments avec un grand nombre de niveaux, bâtiments à usage d'habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciaux.

Le document technique réglementaire (DTR) nous impose une dégression des surcharges d'exploitation si le nombre de niveau $n \geq 5$, afin de tenir compte de la non-simultanéité de l'application des surcharges sur tous les planchers (surcharges différentes).

Notre ouvrage est composé de 6 étages ($n \geq 5$), donc on doit appliquer la méthode.

La loi de dégression est donnée par la formule suivante :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5$$

Avec :

Q_0 : Surcharge d'exploitation de la toiture

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i ($i = 1$ à 8)

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

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

♦ Coefficients de dégression des surcharges : $(3+n/2n)$

N°	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Niveau	Toiture	6	5	4	3	2	1	RDC	Entre sol
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,69

Tableau II.5. Coefficients de dégression des surcharges

Dans notre cas, les surcharges d'exploitations sont réduites aux proportions suivantes :

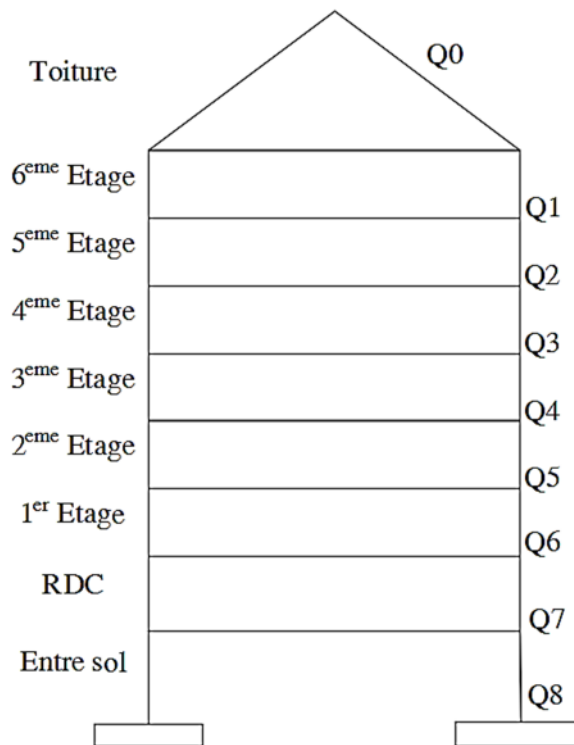


Figure II.8. Loi de dégression des surcharges

❖ Surcharges Cumulées :

- Toiture = Q_0
- 06^{ème} = $Q_0 + Q_1$
- 05^{ème} = $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- 04^{ème} = $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- 03^{ème} = $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- 02^{ème} = $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- 01^{er} = $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- RDC = $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- Entre sol = $Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

❖ Application numérique :

- Toiture = **18,23 KN**
- 06^{ème} = $18,23 + 15,40 = \mathbf{33,63 KN}$
- 05^{ème} = $18,23 + 0,95 (15,40 + 23,10) = \mathbf{54,80 KN}$
- 04^{ème} = $18,23 + 0,90 (15,40 + 23,10 + 23,10) = \mathbf{73,67 KN}$
- 03^{ème} = $18,23 + 0,85 (15,40 + 23,10 + 23,10 + 23,10) = \mathbf{90,22 KN}$
- 02^{ème} = $18,23 + 0,80 (15,40 + 23,10 + 23,10 + 23,10 + 23,10) = \mathbf{104,47 KN}$
- 01^{er} = $18,23 + 0,75 (15,40 + 23,10 + 23,10 + 23,10 + 23,10 + 23,10)$
= **116,40 KN**
- RDC = $18,23 + 0,714 (15,40 + 23,10 + 23,10 + 23,10 + 23,10 + 23,10 + 23,10)$
= **128,19 KN**
- Entre sol = $18,23 + 0,69 (15,40 + 23,10 + 23,10 + 23,10 + 23,10 + 23,10 + 23,10 + 38,50) = \mathbf{151,05 KN}$

2.2.7. Dimensionnement des poteaux :

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Efforts normaux (KN)	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids planchers	Poids poteaux	Poids poutres	G _{total}	G _{cumulée}	Q _{total}	Q _{cumulée}	N _s = G _c + Q _c	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	S _{adoptée}
Toiture	25,75	7,17	11,65	44,57	44,57	18,23	18,23	62,80	41,87	25 x 25
6	60,06	4,78	16,56	81,40	125,97	15,40	33,63	159,60	106,40	30 x 30
5	78,54	4,78	16,56	99,88	225,85	23,10	54,80	280,65	187,10	30 x 30
4	78,54	4,78	16,56	99,88	325,73	23,10	73,67	399,40	266,27	30 x 30
3	78,54	4,78	16,56	99,88	425,61	23,10	90,22	515,83	343,89	35 x 35
2	78,54	4,78	16,56	99,88	525,49	23,10	104,47	629,96	419,97	35 x 35
1	78,54	4,78	16,56	99,88	625,37	23,10	116,40	741,77	494,51	35 x 35
RDC	78,54	6,37	16,56	101,47	726,84	23,10	128,19	855,03	570,02	40 x 40
Entre sol	78,54	4,78	16,56	99,88	826,72	53,90	151,05	977,77	651,85	40 x 40

Tableau II.6. Récapitulatif de la descente de charge du poteau le plus sollicité

2.2.8. Vérification :

a) Vérifications relatives au coffrage :

Selon l'article (Art 7.4.1) du RPA 99 Version 2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivant :

- $\text{Min}(b \times h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b \times h) \geq \frac{h_e}{20}$ en Zone IIa
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

❖ **Poteaux de la toiture : (25 × 25) cm²**

$\text{Min}(25 \times 25) \geq 25 \text{ cm}$ $25 \text{ cm} = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$\text{Min}(25 \times 25) \geq \frac{h_e}{20}$ $25 \text{ cm} > \frac{459}{20} = 22,95 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$ $0,25 \leq \frac{25}{25} = 1 < 4 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

❖ **Poteaux d'étage courant (6^{ème}, 5^{ème} et 4^{ème} étage) : (30 × 30) cm²**

$\text{Min}(30 \times 30) \geq 25 \text{ cm}$ $30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$\text{Min}(30 \times 30) \geq \frac{h_e}{20}$ $30 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$ $0,25 \leq \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

❖ **Poteaux d'étage courant (3^{ème}, 2^{ème} et 1^{er} étage) : (35 × 35) cm²**

$\text{Min}(35 \times 35) \geq 25 \text{ cm}$ $35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$\text{Min}(35 \times 35) \geq \frac{h_e}{20}$ $35 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$ $0,25 \leq \frac{35}{35} = 1 < 4 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

❖ **Poteaux du RDC : (40 × 40) cm²**

$\text{Min}(40 \times 40) \geq 25 \text{ cm}$ $40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$\text{Min}(40 \times 40) \geq \frac{h_e}{20}$ $40 \text{ cm} > \frac{408}{20} = 20,40 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$ $0,25 \leq \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

❖ **Poteaux de l'entre sol : (40 × 40) cm²**

$\text{Min}(40 \times 40) \geq 25 \text{ cm}$ $40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$\text{Min}(40 \times 40) \geq \frac{h_e}{20}$ $40 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$ $0,25 \leq \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées, donc les sections des poteaux sont admissibles.

b) Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le risque de flambement d'un élément étant lié aux dimensions de ce dernier. Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Cette instabilité dépend de :

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

Le calcul du poteau au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau ;

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 \times L_0$) **(BAEL99/ArtB.8.3, 31) ;**

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) **(L'article B.84.1 CBA.93 pages 157) ;**

I : Moment d'inertie du poteau :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad \text{et} \quad I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} \quad \text{Avec: } b = h \Rightarrow I = I_{xx} = I_{yy} = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

S : Section transversal du poteau ($S = b \times h$) tel que : $b = h$.

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7 \cdot L_0}{\sqrt{\frac{b^3}{12}}} = 0,7 \cdot L_0 \cdot \sqrt{\frac{12}{b}} = 2,425 \cdot \frac{L_0}{b}$$

❖ **Poteaux de l'entre sol : (40 × 40) cm²**

$$L_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m} \quad ; \quad b = 0,40 \text{ m}$$

$$\lambda = 2,425 \cdot \frac{L_0}{b} = 2,425 \times \frac{2,71}{0,40} = 16,43 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poteau du RDC : (40 x 40) cm²**

$$L_0 = 4,08 - 0,35 = 3,73 \text{ m} \quad ; \quad b = 0,40 \text{ m}$$

$$\lambda = 2,425 \cdot \frac{L_0}{b} = 2,425 \times \frac{3,73}{0,40} = 22,61 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poteau d'étage courant (1^{ème}, 2^{ème} et 3^{er} étage) : (35 × 35) cm²**

$$L_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m} ; \quad b = 0,35 \text{ m}$$

$$\lambda = 2,425 \cdot \frac{L_0}{b} = 2,425 \times \frac{2,71}{0,35} = 18,78 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poteau d'étage courant (4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage) : (30 × 30) cm²**

$$L_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m} ; \quad b = 0,30 \text{ m}$$

$$\lambda = 2,425 \cdot \frac{L_0}{b} = 2,425 \times \frac{2,71}{0,30} = 21,90 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poteau de la toiture : (25 × 25) cm²**

$$L_0 = 4,59 - 0,35 = 4,24 \text{ m} ; \quad b = 0,25 \text{ m}$$

$$\lambda = 2,425 \cdot \frac{L_0}{b} = 2,425 \times \frac{4,24}{0,25} = 41,13 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La condition de l'élanement « $\lambda \leq 50$ » est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

2.3. Les voiles :**2.3.1. Généralités :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales (séisme et vent) d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part et les transmettre aux fondations.

- Les voiles de contreventements doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises entièrement par les voiles proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les voiles doivent reprendre, outre sollicitation dues aux charges verticales, l'effort tranchant de l'étage.

Selon le RPA99/2003, art 7.7.1, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4.a$$

Avec :

L_{min} : Portée minimale du voile

a : Epaisseur du voile.

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

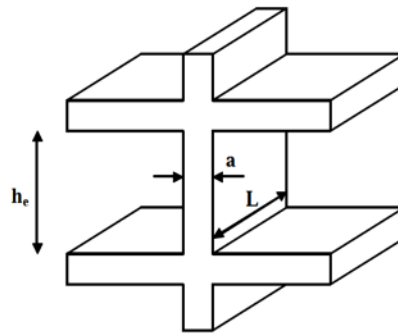


Figure II.9. Coupe d'un voile en élévation

2.3.2. Epaisseur des voiles :

L'épaisseur « a » doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

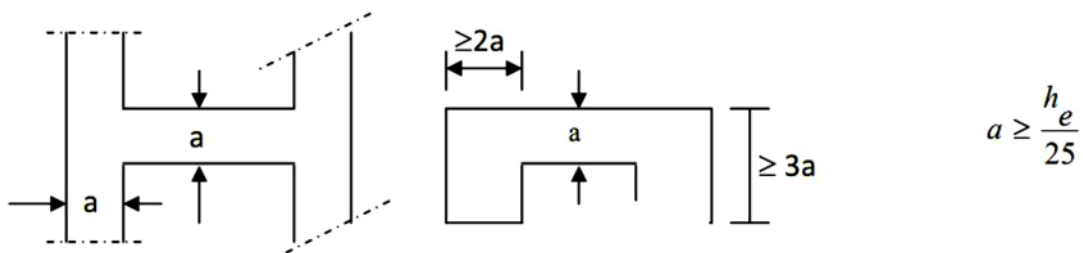
$$h_{e \max} = h - h_t$$

Avec :

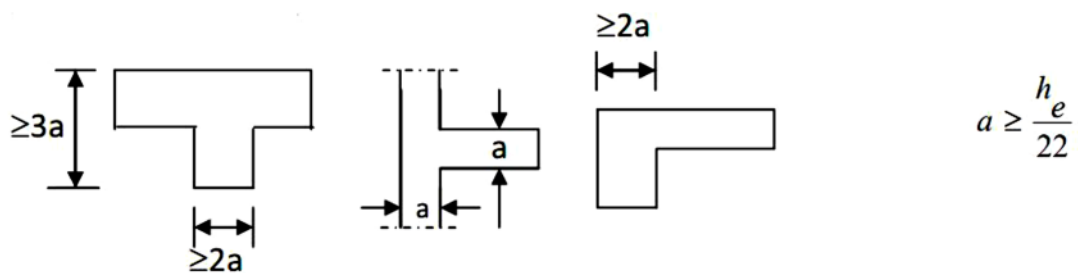
h : Hauteur libre d'étage.

h_t : Hauteur de la poutre.

1^{er} cas :



2^{ème} cas :



3^{ème} cas :



Figure II.10. Coupe verticale des types de voiles en plan

Le cas qui correspond à nos plans est le troisième cas.

On prend donc :

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

- **Voile de l'entre sol :**

$$h_e = h_{\text{entre sol}} - h_{\text{poutre}}$$

$$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{271}{20} = 13,55 \text{ cm}$$

On prend : **a = 15 cm**

- **Voile du RDC :**

$$h_e = h_{\text{RDC}} - h_{\text{poutre}}$$

$$h_e = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{373}{20} = 18,65 \text{ cm}$$

On prend : **a = 20 cm**

- **Voile de l'étage courant :**

$$h_e = h_{\text{étage courant}} - h_{\text{poutre}}$$

$$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{271}{20} = 13,55 \text{ cm}$$

On prend : **a = 15 cm**

Conclusion :

L'épaisseur du voile : $e = \max(15 ; 20 ; 15) = 20 \text{ cm}$

On adopte une épaisseur : **a = 20 cm** pour les étages courants, le RDC et l'entre sol.

2.3.3. Vérification des exigences du RPA (Art 7.7.1) :

Sont considérés comme voiles de contreventement, les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4.a$$

$$100 \text{ cm} \geq 4 \times 20 \quad 100 \text{ cm} > 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$a = 20 \text{ cm} > a_{\min} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc on opte pour des voiles d'épaisseur **a = 20 cm**.

Conclusion :

Nous avons pré dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage et fait toutes les vérifications nécessaires, mais les sections trouvées ne sont pas définitives elles peuvent être changée après l'étude dynamique.

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis d'adopter les sections suivantes :

Hauteur du plancher en corps creux : $h_t = 20 \text{ cm} : (16 + 4)$


Epaisseur des voiles : $e_p = 20 \text{ cm}$

Sections des poutres :

- ◆ Poutres principales : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$
- ◆ Poutres secondaires : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$
- ◆ Poutres inclinées : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

Sections des poteaux :

- Poteaux de l'entre sol et RDC : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poteaux du 1^{er} au 3^{ème} étage : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poteaux du 4^{ème} au 6^{ème} étage : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$
- Poteaux de la toiture : $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

A circular graphic containing architectural blueprints, a calculator, a compass, a pencil, and a protractor. The blueprints show room layouts with labels like 'ZIMMER', 'DIELE', 'FLUR', and 'KUECHE'. The calculator's display shows '25.10'.

Chapitre III :
Calcul des éléments
non structuraux

Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poteaux, poutres et voiles participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent.

Ces éléments sont :

- Les planchers ;
- Les escaliers ;
- La poutre palière ;
- Les portes à faux ;
- La charpente.

Le calcul se fera conformément aux règlements du BAEL modifié 99.

III.1. Calcul du plancher :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur **(16 + 4)**, et le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité.

Ils sont constitués de :

- ❖ Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance ;
- ❖ Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant thermique et phonique, sa hauteur est de **16 cm** ;
- ❖ Une dalle de compression en béton armé.

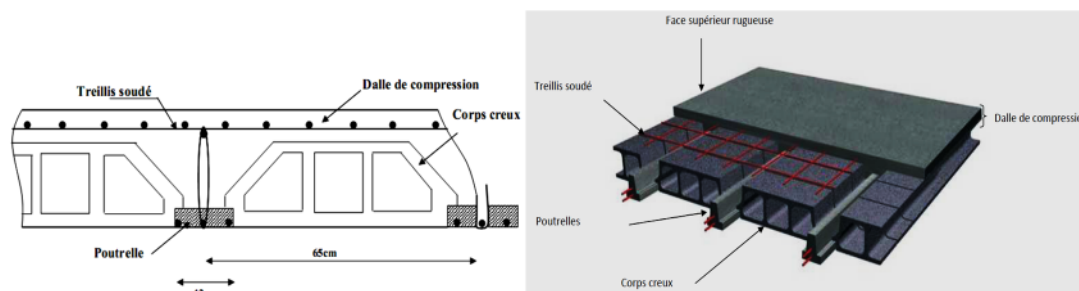


Figure III.1.1. Plancher en corps creux

1.1. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place et sur toute la surface du plancher, de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520), ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration due au retrait ;
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur les surfaces réduites ;
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux cloisons.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 modifié 99 [Article B.6.8.423] :

✚ 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires (A_{\perp}) aux poutrelles (nervures).

✚ 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles ($A_{//}$) aux poutrelles (nervures).

❖ **Calcul des armatures :**

1.1.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4.l}{f_e}$$

Avec :

A_{\perp} : En cm^2/ml ;

l : Distance entre axe des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm ;

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

Dans notre cas : $l = 65 \text{ cm}$

Donc :

$$A_{\perp} \geq \frac{4.l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

1.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

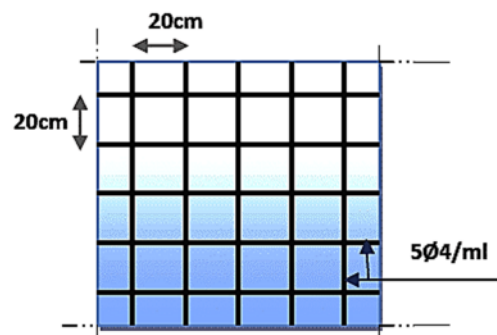


Figure III.1.2. Ferrailage de la dalle de compression

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

1.2. Etude de la poutrelle :

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

1.2.1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

✓ Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

✓ Critère de la continuité :

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

Pour notre projet, les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée qui est le sens X-X.

1.2.2. Dimensionnement de la poutrelle :

La poutrelle est sollicitée par un chargement uniformément répartie .Elles est calculée comme une poutre en T, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

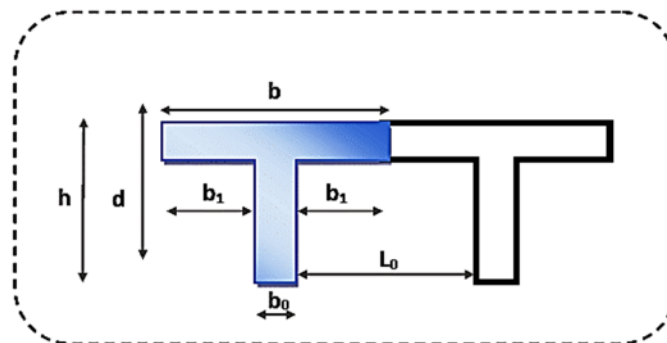


Figure III.1.3. Surface revenant aux poutrelles

Il est nécessaire de définir la largeur efficace (b_1) de la table de compression car elle définit la dimension (b) de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur (b_1) de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_0 - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ b_1 \leq 8 \cdot h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_0 : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles ($L_0 = 65 \text{ cm}$) ;

L : Longueur de la plus grande travée ($L = 345 \text{ cm}$) ;

h : Hauteur de la poutrelle ($h = 16 + 4 = 20$ cm) ;

b₀ : Largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h₀ : Epaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

$$b_1 \leq \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_0 - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{345}{10} = 34,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 8 \cdot h_0 = 8 \times 4 = 32 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

D'où :

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

b = 65 cm : Largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

1.2.3. Calcul de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0,95 \text{ KN/m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

❖ Chargement :

1. Charges permanentes :

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 \quad G_p = 0,12 \text{ KN/ml}$$

- Poids du corps creux :

$$G_{cc} = 0,65 \times 0,95 \quad G_{cc} = 0,62 \text{ KN/ml}$$

◇ Poids total :

$$G_{\text{total}} = G_p + G_{cc} = 0,12 + 0,62$$

$$G_{\text{total}} = 0,74 \text{ KN/ml}$$

2. Charges d'exploitation :

- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

❖ Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

• Combinaisons de charges :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 2,50 \text{ KN/ml}$$

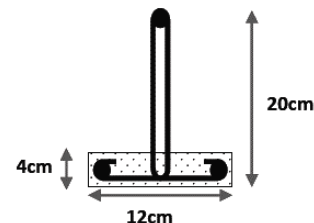


Figure III.1.4. La nervure

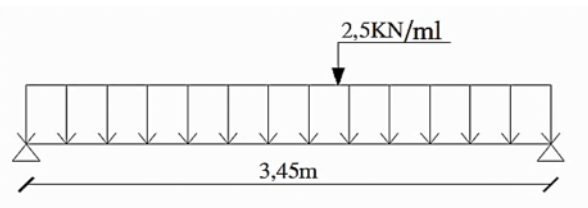


Figure III.1.5. Schéma statique de la travée poutrelle

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \cdot \frac{L^2}{2} = 2,50 \times \frac{(3,45)^2}{2} \quad M_u = 3,72 \text{ KN}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = q_u \cdot \frac{L}{2} = 2,50 \times \frac{3,45}{2} \quad T_u = 4,31 \text{ KN}$$

❖ Ferrailage :

Soit : $b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$ (enrobage) ;

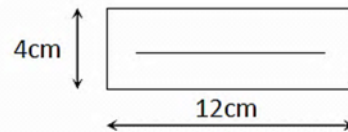
La hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

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

Avec : $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$$\mu_b = \frac{3,72 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} \quad \mu_b = 5,46$$

$\mu_b = 5,46 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est doublement armé (S.D.A)



Conclusion :

Sachant que la section $(4 \times 12) \text{ cm}^2$ de la poutrelle est très réduite, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction (deux nappes d'armature), par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour que la poutrelle puisse supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une poutre continue en T sur plusieurs appuis, les appuis de rives sont considérés semi encastrés tandis que les autres appuis sont considérés comme des appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q ».

1° Les charges supportées par la poutrelle :

- plancher RDC (usage de service) :

Charges permanents : $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

- plancher étage courant (usage d'habitation) :

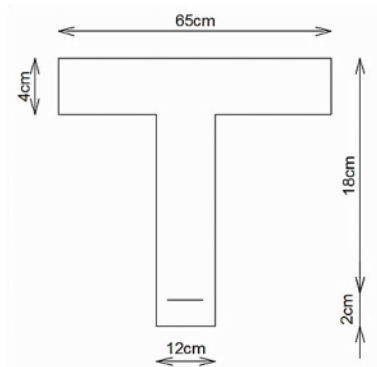
Charges permanents : $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

- Plancher sous toiture :

Charges permanents : $G = 3,90 \times 0,65 = 2,535 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$



2° Combinaisons de charges :

- Plancher RDC (usage de service) :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,315 + 1,5 \times 1,625 = 6,91 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 3,315 + 1,625 = 4,94 \text{ KN/ml}$$

- Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,315 + 1,5 \times 0,975 = 5,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 3,315 + 0,975 = 4,29 \text{ KN/ml}$$

- Plancher sous toiture :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 2,535 + 1,5 \times 0,65 = 4,40 \text{ KN/ml}$$

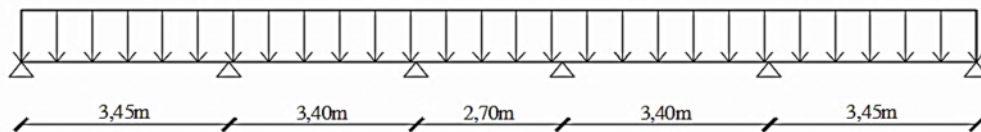
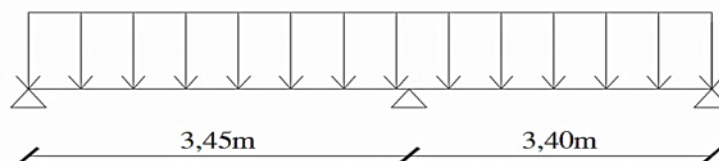
$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 2,535 + 0,65 = 3,185 \text{ KN/ml}$$

Remarque : Le chargement pour le RDC est le plus défavorable.

Vu que la différence entre chargements n'est pas importante, on utilisera celui du plancher RDC pour le calcul du ferrailage.

3° Détermination des poutres à étudier :

Le calcul se fera pour des poutres de travées et de nombres d'appuis différents.

 Poutre « I » :

 Poutre « II » :


1.2.4. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide d'une de ces trois méthodes usuelles:

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

➤ **Méthode forfaitaire : (Art B.6.2, 210, BAEL 91/modifié 99)**

1. Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable, il faut vérifier les hypothèses suivantes :

- Planchers à surcharge d'exploitation modéré : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m² ;

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées ;

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ;

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

2. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

➤ $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 < \max \{2 \times 5,10; 5 \text{ KN/m}^2\} = \max \{10,20; 5 \text{ KN/m}^2\} = 10,20 \text{ KN/m}^2$$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 < 10,20 \text{ KN/m}^2$Condition vérifiée

➤ Le moment d'inertie est le même dans les travées.....**Condition vérifiée**

➤ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....**Condition vérifiée**

➤ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

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

 **Poutre I :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,45}{3,40} = 1,01 \\ \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,40}{2,70} = 1,25 \\ \frac{L_3}{L_4} = \frac{2,70}{3,40} = 0,80 \\ \frac{L_4}{L_5} = \frac{3,40}{3,45} = 0,98 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

 **Poutre II :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,45}{3,40} = 1,01 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

3. Principe de la méthode :

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

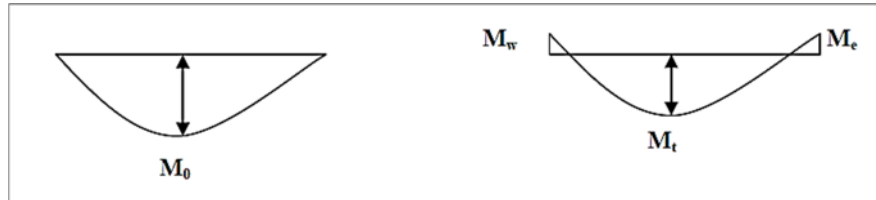


Figure III.1.6. Diagramme des moments

4. Exposé de la méthode :

▪ Rapport de charge :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation en valeurs non pondérées est défini comme suit :

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

▪ Moments isostatiques :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante (de comparaison), de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;

$$M_0 = q \cdot \frac{L^2}{8}$$

Dont :

L: Longueur entre nus d'appui ;

▪ Moments fléchissants :

M_w : Moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée ;

M_e : Moment en valeur absolue sur l'appui de droite de la travée considérée ;

M_t : Moment maximal en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

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

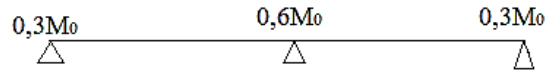
$$M_t \geq \max \left\langle (1 + 0,3\alpha)M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} ; 1,05M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} \right\rangle$$

$$M_t \geq \left\langle \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_0 \right\rangle \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \left\langle \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_0 \right\rangle \text{ dans une travée de rive}$$

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

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



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



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



De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient pour la vérification des sections, la plus grande des valeurs absolues à gauche et à droite de l'appui.

- $0,3.M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés.

- **Efforts tranchants :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est :

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

M avec signe (-)

Avec : $\theta(x = 0) = +q_u \cdot \frac{L_i}{2}$ et $\theta(x = L_i) = -q_u \cdot \frac{L_i}{2}$

D'où : $T_i(x) = -q_u \cdot x + q_u \cdot \frac{L_i}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{L_i}$

$$T_w(x) = +q_u \cdot \frac{L_i}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{L_i}$$

$$T_e(x) = -q_u \cdot \frac{L_i}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{L_i}$$

Avec :

$T_i(x)$: Effort tranchant sur appui ;

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

M_i et M_{i+1} : Moments sur appuis respectivement de la travée considérée ;

T_w : Effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : Effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L_i : Longueur de la travée.

Dans notre cas nous avons une poutre reposant sur six (6) appuis.

1.2.5. Calcul de la poutrelle à l'ELU :

a) Application de la méthode pour la poutre « I » :

1. Calcul du rapport des charges « α » :

α : rapport des charges d'exploitation « Q » à la somme des charges permanente « G » et des charges d'exploitations « Q ».

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

D'où :

$$\alpha = \frac{1,625}{1,625 + 3,315} = 0,329 \Leftrightarrow 0 < \alpha = 0,329 < 0,67 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$(1 + 0,3\alpha) = (1 + 0,3 \times 0,329) = 1,099 > 1,05$$

$$\frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} = \frac{(1 + 0,3 \times 0,329)}{2} = 0,549$$

$$\frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} = \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,329)}{2} = 0,649$$

Nous aurons besoin pour nos calculs les valeurs suivantes :

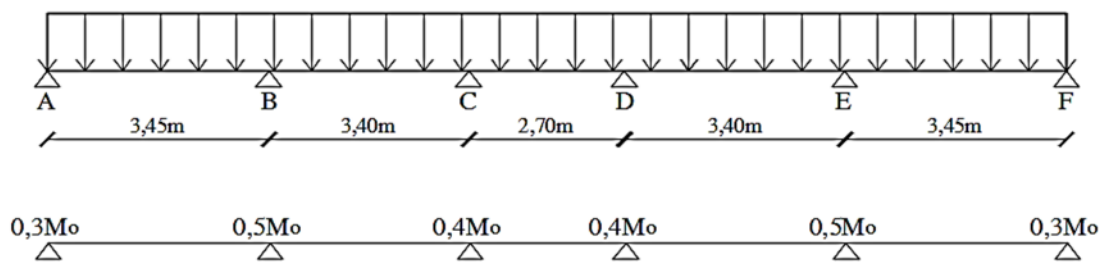


Figure III.1.7. Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées de la poutre « I »

2. Calcul des moments fléchissants :

🔧 Calcul des moments isostatiques :

On a : $q_u = 6,91 \text{ KN/ml}$

$$M_{0i} = q_u \cdot \frac{L_i^2}{8}$$

$$M_{01} = q_u \cdot \frac{L_{AB}^2}{8} = 6,91 \times \frac{(3,45)^2}{8} \quad M_{01} = 10,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_u \cdot \frac{L_{BC}^2}{8} = 6,91 \times \frac{(3,40)^2}{8} \quad M_{02} = 9,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = q_u \cdot \frac{L_{CD}^2}{8} = 6,91 \times \frac{(2,70)^2}{8} \quad M_{03} = 6,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = q_u \cdot \frac{L_{DE}^2}{8} = 6,91 \times \frac{(3,40)^2}{8} \quad M_{04} = 9,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = q_u \cdot \frac{L_{EF}^2}{8} = 6,91 \times \frac{(3,45)^2}{8} \quad M_{05} = 10,28 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3.M_{01} = 0,3 \times 10,28 \quad \mathbf{M_A = 3,084 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0,5.\text{Max} (M_{01} ; M_{02}) = 0,5.\text{Max} (10,28; 9,98) = 0,5 \times 10,28 \quad \mathbf{M_B = 5,14 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0,4.\text{Max} (M_{02} ; M_{03}) = 0,4.\text{Max} (9,98 ; 6,30) = 0,4 \times 9,98 \quad \mathbf{M_C = 4,00 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0,4.\text{Max} (M_{03} ; M_{04}) = 0,4.\text{Max} (6,30 ; 9,98) = 0,4 \times 9,98 \quad \mathbf{M_D = 4,00 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0,5.\text{Max} (M_{04} ; M_{05}) = 0,5.\text{Max} (9,98 ; 10,28) = 0,5 \times 10,28 \quad \mathbf{M_E = 5,14 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0,3.M_{05} = 0,3 \times 10,28 \quad \mathbf{M_F = 3,084 \text{ KN.m}}$$

Calcul des moments en travées :

▪ **Etude de la travée AB :** (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq \max \left\langle [(1 + 0,3\alpha)M_{01}; 1,05M_{01}] - \frac{(M_A + M_B)}{2} \right\rangle \\ M_t^{AB} \geq \left\langle \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{01} \right\rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{AB} \geq \max \left\langle [1,099 \times 10,28; 1,05 \times 10,28] - \frac{(3,084 + 5,14)}{2} \right\rangle$$

$$M_t^{AB} \geq \langle 0,649 \times 10,28 \rangle$$

$$M_t^{AB} \geq \max \langle [11,30; 10,80] - 4,112 \rangle \Leftrightarrow M_t^{AB} \geq \text{Max} [7,188 ; 6,688] = 7,188 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = 6,67 \text{ KN.m}$$

On prend : $\mathbf{M_t^{AB} = 7,188 \text{ KN.m}}$

▪ **Etude de la travée BC :** (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq \max \left\langle [(1 + 0,3\alpha)M_{02}; 1,05M_{02}] - \frac{(M_B + M_C)}{2} \right\rangle \\ M_t^{BC} \geq \left\langle \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{02} \right\rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{BC} \geq \max \left\langle [1,099 \times 9,98; 1,05 \times 9,98] - \frac{(5,14 + 4,00)}{2} \right\rangle$$

$$M_t^{BC} \geq \langle 0,549 \times 9,98 \rangle$$

$$M_t^{BC} \geq \max \langle [10,97; 10,48] - 4,57 \rangle \Leftrightarrow M_t^{BC} \geq \text{Max} [6,40 ; 5,91] = 6,40 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 5,48 \text{ KN.m}$$

On prend : $\mathbf{M_t^{BC} = 6,40 \text{ KN.m}}$

▪ **Etude de la travée CD :** (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{CD} \geq \max \left\langle [(1 + 0,3\alpha)M_{03}; 1,05M_{03}] - \frac{(M_C + M_D)}{2} \right\rangle \\ M_t^{CD} \geq \left\langle \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{03} \right\rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{CD} \geq \max \left\langle [1,099 \times 6,30; 1,05 \times 6,30] - \frac{(4,00 + 4,00)}{2} \right\rangle$$

$$M_t^{CD} \geq \langle 0,549 \times 6,30 \rangle$$

$$M_t^{CD} \geq \max\langle [6,92; 6,61] - 4,00 \rangle \Leftrightarrow M_t^{CD} \geq \text{Max} [2,92 ; 2,61] = 2,92 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = 3,459 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 3,459 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée DE :** (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{DE} \geq \max \langle [(1 + 0,3\alpha)M_{04}; 1,05M_{04}] - \frac{(M_D + M_E)}{2} \rangle \\ M_t^{DE} \geq \langle \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{04} \rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{DE} \geq \max \langle [1,099 \times 9,98; 1,05 \times 9,98] - \frac{(4,00 + 5,14)}{2} \rangle$$

$$M_t^{DE} \geq \langle 0,549 \times 9,98 \rangle$$

$$M_t^{DE} \geq \max\langle [10,97; 10,48] - 4,57 \rangle \Leftrightarrow M_t^{DE} \geq \text{Max} [6,40 ; 5,91] = 6,40 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} = 5,48 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 6,40 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée EF :** (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{EF} \geq \max \langle [(1 + 0,3\alpha)M_{05}; 1,05M_{05}] - \frac{(M_E + M_F)}{2} \rangle \\ M_t^{EF} \geq \langle \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{05} \rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{EF} \geq \max \langle [1,099 \times 10,28; 1,05 \times 10,28] - \frac{(5,14 + 3,084)}{2} \rangle$$

$$M_t^{EF} \geq \langle 0,649 \times 10,28 \rangle$$

$$M_t^{EF} \geq \max \langle [11,30; 10,80] - 4,112 \rangle \Leftrightarrow M_t^{EF} \geq \text{Max} [7,188 ; 6,688] = 7,188 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} = 6,67 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{EF} = 7,188 \text{ KN.m}$

3. Calcul des efforts tranchants :

- **Travée AB :**

$$T_A = + q_u \cdot \frac{L_{AB}}{2} + \frac{(M_B - M_A)}{L_{AB}} = + 6,91 \times \frac{3,45}{2} + \frac{(-5,14) - (-3,084)}{3,45}$$

$$T_A = 11,32 \text{ KN}$$

$$T_B = - q_u \cdot \frac{L_{AB}}{2} + \frac{(M_B - M_A)}{L_{AB}} = - 6,91 \times \frac{3,45}{2} + \frac{(-5,14) - (-3,084)}{3,45}$$

$$T_B = -12,51 \text{ KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_B = + q_u \cdot \frac{L_{BC}}{2} + \frac{(M_C - M_B)}{L_{BC}} = + 6,91 \times \frac{3,40}{2} + \frac{(-4,00) - (-5,14)}{3,40}$$

$$T_B = 12,08 \text{ KN}$$

$$T_C = - q_u \cdot \frac{L_{BC}}{2} + \frac{(M_C - M_B)}{L_{BC}} = - 6,91 \times \frac{3,40}{2} + \frac{(-4,00) - (-5,14)}{3,40}$$

$$T_C = -11,41 \text{ KN}$$

- **Travée CD :**

$$T_C = + q_u \cdot \frac{L_{CD}}{2} + \frac{(M_D - M_C)}{L_{CD}} = + 6,91 \times \frac{2,70}{2} + \frac{(-4,00) - (-4,00)}{2,70}$$

$$T_C = 9,33 \text{ KN}$$

$$T_D = - q_u \cdot \frac{L_{CD}}{2} + \frac{(M_D - M_C)}{L_{CD}} = - 6,91 \times \frac{2,70}{2} + \frac{(-4,00) - (-4,00)}{2,70}$$

$$T_D = -9,33 \text{ KN}$$

▪ Travée DE :

$$T_D = + q_u \cdot \frac{L_{DE}}{2} + \frac{(M_E - M_D)}{L_{DE}} = + 6,91 \times \frac{3,40}{2} + \frac{(-5,14) - (-4,00)}{3,40} \quad T_D = 11,41 \text{ KN}$$

$$T_E = - q_u \cdot \frac{L_{DE}}{2} + \frac{(M_E - M_D)}{L_{DE}} = - 6,91 \times \frac{3,40}{2} + \frac{(-5,14) - (-4,00)}{3,40} \quad T_E = -12,08 \text{ KN}$$

▪ Travée EF :

$$T_E = + q_u \cdot \frac{L_{EF}}{2} + \frac{(M_F - M_E)}{L_{EF}} = + 6,91 \times \frac{3,45}{2} + \frac{(-3,084) - (-5,14)}{3,45} \quad T_E = 12,51 \text{ KN}$$

$$T_F = - q_u \cdot \frac{L_{EF}}{2} + \frac{(M_F - M_E)}{L_{EF}} = - 6,91 \times \frac{3,45}{2} + \frac{(-3,084) - (-5,14)}{3,45} \quad T_F = -11,32 \text{ KN}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	L_i (m)	M_{0i} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3,45	10,28	3,084	5,14	7,188	11,32	- 12,51
B-C	3,40	9,98	5,14	4,00	6,40	12,08	-11,41
C-D	2,70	6,30	4,00	4,00	3,459	9,33	-9,33
D-E	3,40	9,98	4,00	5,14	6,40	11,41	-12,08
E-F	3,45	10,28	5,14	3,084	7,188	12,51	-11,32

Tableau III.1. Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELU (poutre I)

4. Diagrammes des efforts internes à l'ELU (poutre I):

✓ Diagramme des moments fléchissants :

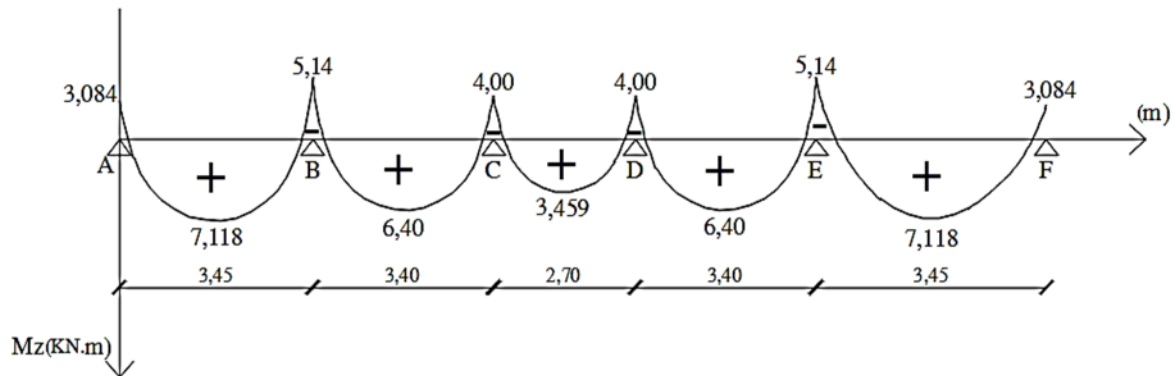


Figure III.1.8. Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

✓ Diagramme des efforts tranchants :

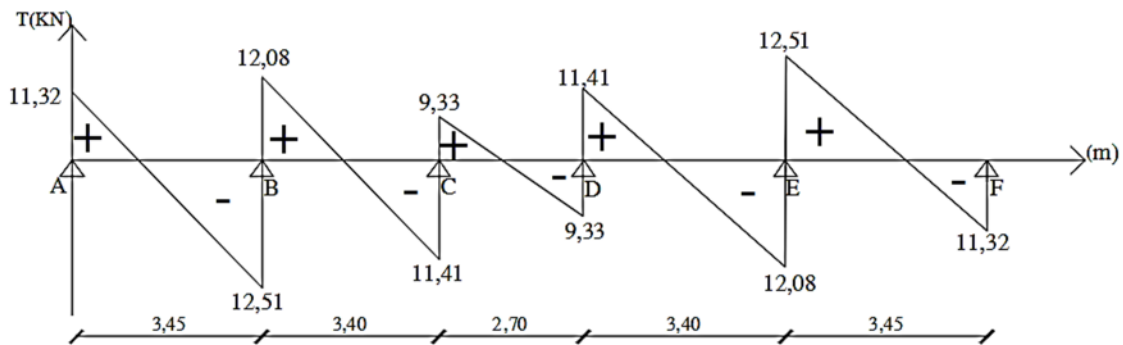


Figure III.1.9. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

b) Application de la méthode pour la poutre « II » :

1. Calcul du rapport des charges (α) :

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

$$\alpha = \frac{1,625}{1,625 + 3,315} = 0,329 \Leftrightarrow 0 < \alpha = 0,329 < 0,67 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$(1 + 0,3\alpha) = (1 + 0,3 \times 0,329) = 1,099 > 1,05$$

$$\frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} = \frac{(1 + 0,3 \times 0,329)}{2} = 0,549$$

$$\frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} = \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,329)}{2} = 0,649$$

Nous aurons besoin pour nos calculs les valeurs suivantes :

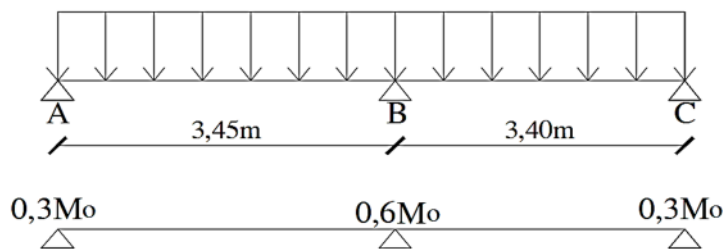


Figure III.1.10. Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées de la poutre « II »

2. Calcul des moments fléchissants :

✚ Calcul des moments isostatiques :

On a : $q_u = 6,91 \text{ KN/ml}$

$$M_{0i} = q_u \cdot \frac{L_i^2}{8}$$

$$M_{01} = q_u \cdot \frac{L_{AB}^2}{8} = 6,91 \times \frac{(3,45)^2}{8} \quad M_{01} = 10,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_u \cdot \frac{L_{BC}^2}{8} = 6,91 \times \frac{(3,40)^2}{8} \quad M_{02} = 9,98 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3.M_{01} = 0,3 \times 10,28 \quad M_A = 3,084 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6.\text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0,6.\text{Max}(10,28; 9,98) = 0,6 \times 10,28 \quad M_B = 6,168 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3.M_{02} = 0,3 \times 9,98 \quad M_C = 2,994 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

▪ **Etude de la travée AB : (travée de rive)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq \max \left\langle [(1 + 0,3\alpha)M_{01}; 1,05M_{01}] - \frac{(M_A + M_B)}{2} \right\rangle \\ M_t^{AB} \geq \left\langle \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{01} \right\rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{AB} \geq \max \left\langle [1,099 \times 10,28; 1,05 \times 10,28] - \frac{(3,084 + 6,168)}{2} \right\rangle$$

$$M_t^{AB} \geq \langle 0,649 \times 10,28 \rangle$$

$$M_t^{AB} \geq \max \langle [11,30; 10,80] - 4,626 \rangle \Leftrightarrow M_t^{AB} \geq \text{Max} [6,674; 6,174] = 6,674 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = 6,67 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 6,674 \text{ KN.m}$

▪ **Etude de la travée BC : (travée de rive)**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq \max \left\langle [(1 + 0,3\alpha)M_{02}; 1,05M_{02}] - \frac{(M_B + M_C)}{2} \right\rangle \\ M_t^{BC} \geq \left\langle \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{02} \right\rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{BC} \geq \max \left\langle [1,099 \times 9,98; 1,05 \times 9,98] - \frac{(6,168 + 2,994)}{2} \right\rangle$$

$$M_t^{BC} \geq \langle 0,649 \times 9,98 \rangle$$

$$M_t^{BC} \geq \max \langle [10,97; 10,48] - 4,581 \rangle \Leftrightarrow M_t^{BC} \geq \text{Max} [6,389; 5,899] = 6,389 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 6,477 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 6,477 \text{ KN.m}$

3. Calcul des efforts tranchants :

▪ **Travée AB :**

$$T_A = + q_u \cdot \frac{L_{AB}}{2} + \frac{(M_B - M_A)}{L_{AB}} = + 6,91 \times \frac{3,45}{2} + \frac{(-6,168) - (-3,084)}{3,45} \quad T_A = 11,02 \text{ KN}$$

$$T_B = - q_u \cdot \frac{L_{AB}}{2} + \frac{(M_B - M_A)}{L_{AB}} = - 6,91 \times \frac{3,45}{2} + \frac{(-6,168) - (-3,084)}{3,45} \quad T_B = -12,81 \text{ KN}$$

▪ **Travée BC :**

$$T_B = + q_u \cdot \frac{L_{BC}}{2} + \frac{(M_C - M_B)}{L_{BC}} = + 6,91 \times \frac{3,40}{2} + \frac{(-2,994) - (-6,168)}{3,40} \quad T_B = 12,68 \text{ KN}$$

$$T_C = - q_u \cdot \frac{L_{BC}}{2} + \frac{(M_C - M_B)}{L_{BC}} = - 6,91 \times \frac{3,40}{2} + \frac{(-2,994) - (-6,168)}{3,40} \quad T_C = -10,81 \text{ KN}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	L_i (m)	M_{0i} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3,45	10,28	3,084	6,168	6,674	11,02	-12,81
B-C	3,40	9,98	6,168	2,994	6,477	12,68	-10,81

Tableau III.2. Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELU (poutre II)

4. Diagrammes des efforts internes à l'ELU (poutre II) :

✓ Diagramme des moments fléchissants :

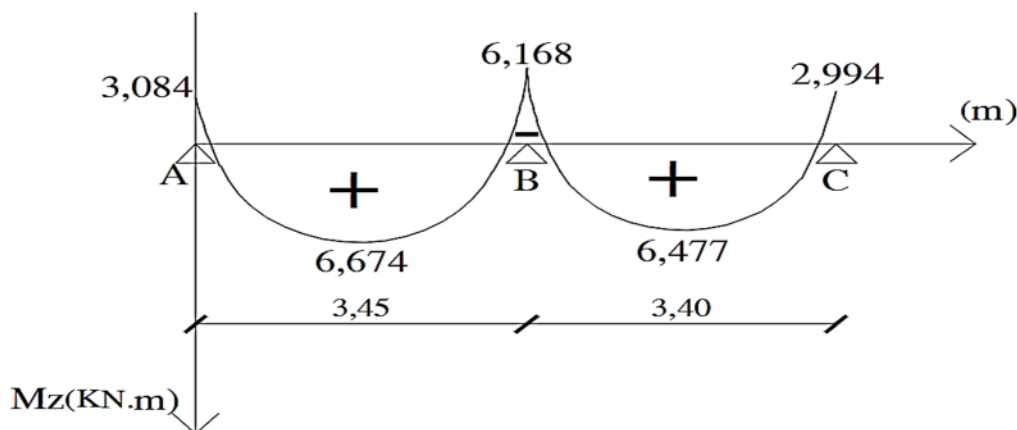


Figure III.1.11. Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

✓ Diagramme des efforts tranchants :

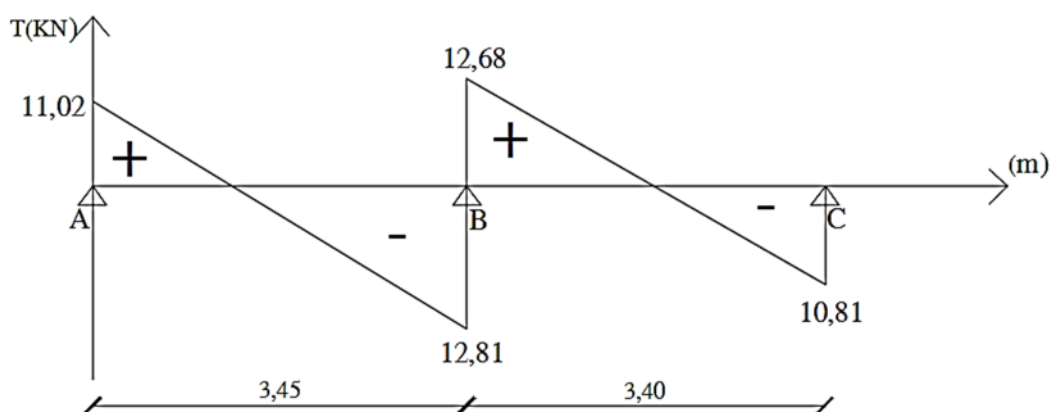


Figure III.1.12. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

1.2.6. Calcul des armatures à L'ELU :

1. Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

a) En travée :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal en travée :

$$M_t^{\max} = 7,188 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Si $M_t > M_0$ \Rightarrow l'axe neutre tombe dans la nervure

Si $M_t < M_0$ \Rightarrow l'axe neutre tombe dans la table de compression

Le moment (M_0) qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

Avec : $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \cdot 10^3 \quad M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 7,188 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Donc le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 x 20) cm²

Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,188 \cdot 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,024$$

$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,024 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,988$$

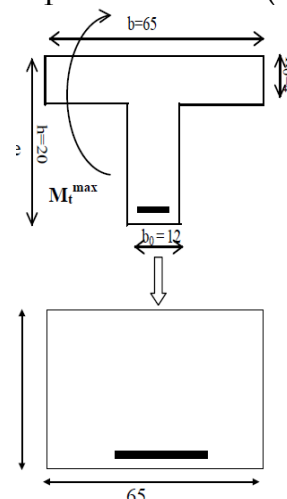
Calcul de la section d'armature :

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{7,188 \cdot 10^6}{0,988 \times 180 \times 348} \quad A_{st} = 1,16 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10 = 2,35 cm²



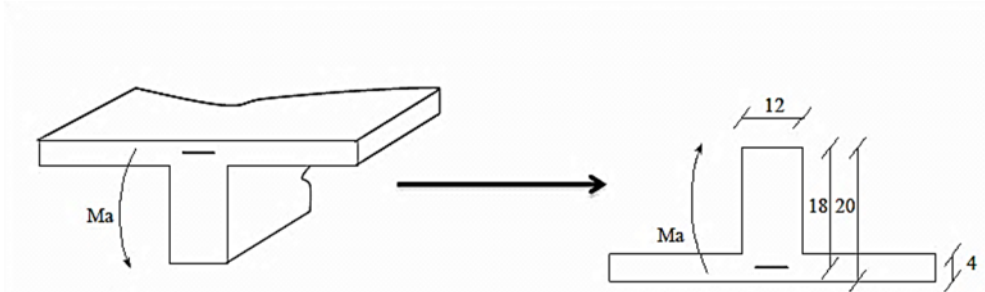
b) Aux appuis :

Les appuis intermédiaires seront ferrailés avec M_a^{inter}

Les appuis de rives seront ferrailés avec M_a^{riv}

Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

Pour nos calculs, il suffit de renverser la section pour avoir des moments positifs.



La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12$ cm et de hauteur $h = 20$ cm.

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal aux appuis :

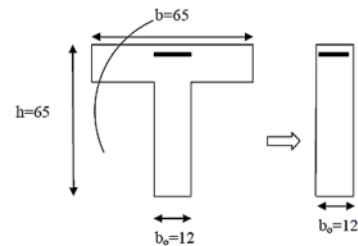
$M_a^{max} = 6,168 \text{ KN.m}$

Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,168 \cdot 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14,2}$$

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$\mu = 0,111$



$\mu = 0,111 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (SSA)

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$\mu = 0,111 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,940$

Calcul de la section d'armature :

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{6,168 \cdot 10^6}{0,940 \times 180 \times 348} \quad A_{st} = 1,05 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA10 = 1,57 cm²**

2. Armatures transversales : (Art A 7.2.2, BAEL 91/modifié 99)

Les armatures transversales doivent répondre aux conditions suivantes :

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

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales ;

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales ;

b_0 : Largeur de la poutre : $b_0 = 12 \text{ cm}$;

h : Hauteur de la poutre : $h = 20 \text{ cm}$;

D'où :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; 1,0; \frac{12}{10}\right) \quad \phi_t \leq \min(0,57; 1,0; 1,2) \quad \phi_t = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi = 8 \text{ mm}$

On opte pour un étrier de $\phi 6$ Soit : $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

❖ Espacement des armatures transversales :

(Art.A.5.1, 22, BAEL 91/modifié 99)

L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à la plus petite des valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm} < 16,2 \text{ cm}$Condition vérifiée

1.2.7. Vérifications à L'ELU :

1. Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1, BAEL 91/modifié 99)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_t \geq A_{\min} \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

▪ En travée :

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

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \text{Condition Vérifiée}$$

▪ Aux appuis :

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

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \text{Condition Vérifiée}$$

2. Justification sous sollicitations de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement): (Art.A.5.1.1, BAEL 91/modifié 99)

On doit vérifier que :

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

Avec :

b_0 : La largeur de l'âme ;

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite.

✚ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 0,5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 0,5 \text{ MPa} \right\} \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

✚ Calcul de τ_u : $V_{\max} = -12,81 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12,81 \cdot 10^3}{120 \times 180} \quad \tau_u = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

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

(Art A6.1.3, BAEL 91/modifié 99)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

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

Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: La somme des périmètres utiles des barres tendues

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,20 \text{ mm} \quad (n : \text{nombre de barres})$$

$$\tau_{se} = \frac{12,81 \cdot 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,20} \quad \tau_{se} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime ;

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres ;

V_u : Effort tranchant maximal ;

ψ_s : Coefficient de scellement;

n : nombre de barres ;

\emptyset : diamètre des barres.

4. Longueur de scellement droit : (Art A.6.1, 221, BAEL 91/modifié 99)

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

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

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0,6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \quad \tau_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} \quad L_s = 35,27 \text{ cm}$$

On prend: $L_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre rectiligne se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est:

$$L_c = 0,4 \cdot L_s \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\text{Donc : } L_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

5. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

(Art 5.1.312, BAEL 91/modifié 99)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 \cdot d} \right)$$

➤ Appuis de rive :

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(11,32 \cdot 10^3 + \frac{3,084 \cdot 10^6}{0,9 \times 180} \right) = 87,28 \text{ mm}^2 = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,87 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Appuis intermédiaire :

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(12,81 \cdot 10^3 + \frac{6,168 \cdot 10^6}{0,9 \times 180} \right) = 146,29 \text{ mm}^2 = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > 1,46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

6. Influence de l'effort tranchant sur le béton :

(Art A.5.1, 313, BAEL 91/modifié 99)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec: } a = 0,9 \cdot d$$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 12 \times 0,9 \times 18 \times \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-1} \quad V_u^{\max} \leq 129,60 \text{ KN}$$

♦ Appuis de rive :

$$V_u^{\max} = 11,32 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

♦ Appuis intermédiaires:

$$V_u^{\max} = 12,81 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

1.2.8. Calcul de la poutrelle à l'ELS :

a) Application de la méthode pour la poutre « I » :

1. Calcul des moments fléchissants :

✚ Calcul des moments isostatiques :

On a: $q_s = 4,94 \text{ KN/ml}$

$$M_{0i} = q_s \cdot \frac{L_i^2}{8}$$

$$M_{01} = q_s \cdot \frac{L_{AB}^2}{8} = 4,94 \times \frac{(3,45)^2}{8} \quad M_{01} = 7,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_s \cdot \frac{L_{BC}^2}{8} = 4,94 \times \frac{(3,40)^2}{8} \quad M_{02} = 7,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = q_s \cdot \frac{L_{CD}^2}{8} = 4,94 \times \frac{(2,70)^2}{8} \quad M_{03} = 4,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = q_s \cdot \frac{L_{DE}^2}{8} = 4,94 \times \frac{(3,40)^2}{8} \quad M_{04} = 7,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = q_s \cdot \frac{L_{EF}^2}{8} = 4,94 \times \frac{(3,45)^2}{8} \quad M_{05} = 7,35 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 \cdot M_{01} = 0,3 \times 7,35 \quad M_A = 2,205 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \cdot \text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0,5 \cdot \text{Max}(7,35; 7,14) = 0,5 \times 7,35 \quad M_B = 3,675 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \cdot \text{Max}(M_{02}; M_{03}) = 0,4 \cdot \text{Max}(7,14; 4,50) = 0,4 \times 7,14 \quad M_C = 2,856 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \cdot \text{Max}(M_{03}; M_{04}) = 0,4 \cdot \text{Max}(4,50; 7,14) = 0,4 \times 7,14 \quad M_D = 2,856 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \cdot \text{Max}(M_{04}; M_{05}) = 0,5 \cdot \text{Max}(7,14; 7,35) = 0,5 \times 7,35 \quad M_E = 3,675 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 \cdot M_{05} = 0,3 \times 7,35 \quad M_F = 2,205 \text{ KN.m}$$

 Calcul des moments en travées :

▪ Etude de la travée AB : (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq \max \left\langle [(1 + 0,3\alpha)M_{01}; 1,05M_{01}] - \frac{(M_A + M_B)}{2} \right\rangle \\ M_t^{AB} \geq \left\langle \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{01} \right\rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{AB} \geq \max \left\langle [1,099 \times 7,35; 1,05 \times 7,35] - \frac{(2,205 + 3,675)}{2} \right\rangle$$

$$M_t^{AB} \geq \langle 0,649 \times 7,35 \rangle$$

$$M_t^{AB} \geq \max \langle [8,078 ; 7,717] - 2,94 \rangle \Leftrightarrow M_t^{AB} \geq \text{Max} [5,138 ; 4,777] = 5,138 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = 4,77 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 5,138 \text{ KN.m}$

▪ Etude de la travée BC : (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq \max \left\langle [(1 + 0,3\alpha)M_{02}; 1,05M_{02}] - \frac{(M_B + M_C)}{2} \right\rangle \\ M_t^{BC} \geq \left\langle \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{02} \right\rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{BC} \geq \max \left\langle [1,099 \times 7,14; 1,05 \times 7,14] - \frac{(3,675 + 2,856)}{2} \right\rangle$$

$$M_t^{BC} \geq \langle 0,549 \times 7,14 \rangle$$

$$M_t^{BC} \geq \max \langle [7,847 ; 7,497] - 3,265 \rangle \Leftrightarrow M_t^{BC} \geq \text{Max} [4,582 ; 4,232] = 4,582 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 3,920 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 4,582 \text{ KN.m}$

▪ Etude de la travée CD : (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{CD} \geq \max \left\langle [(1 + 0,3\alpha)M_{03}; 1,05M_{03}] - \frac{(M_C + M_D)}{2} \right\rangle \\ M_t^{CD} \geq \left\langle \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{03} \right\rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{CD} \geq \max \left\langle [1,099 \times 4,50; 1,05 \times 4,50] - \frac{(2,856 + 2,856)}{2} \right\rangle$$

$$M_t^{CD} \geq \langle 0,549 \times 4,50 \rangle$$

$$M_t^{CD} \geq \max \langle [4,945; 4,725] - 2,856 \rangle \Leftrightarrow M_t^{CD} \geq \text{Max} [2,089 ; 1,869] = 2,089 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = 2,47 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 2,47 \text{ KN.m}$

▪ Etude de la travée DE : (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{DE} \geq \max \left\langle [(1 + 0,3\alpha)M_{04}; 1,05M_{04}] - \frac{(M_D + M_E)}{2} \right\rangle \\ M_t^{DE} \geq \left\langle \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{04} \right\rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{DE} \geq \max \langle [1,0,99 \times 7,14; 1,05 \times 7,14] - \frac{(2,856 + 3,675)}{2} \rangle$$

$$M_t^{DE} \geq \langle 0,549 \times 7,14 \rangle$$

$$M_t^{DE} \geq \max \langle [7,847; 7,497] - 3,265 \rangle \Leftrightarrow M_t^{DE} \geq \text{Max} [4,582 ; 4,232] = 4,582 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} = 3,920 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 4,582 \text{ KN.m}$

▪ Etude de la travée EF : (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{EF} \geq \max \langle [(1 + 0,3\alpha)M_{05}; 1,05M_{05}] - \frac{(M_E + M_F)}{2} \rangle \\ M_t^{EF} \geq \langle \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{05} \rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{EF} \geq \max \langle [1,099 \times 7,35; 1,05 \times 7,35] - \frac{(3,675 + 2,205)}{2} \rangle$$

$$M_t^{EF} \geq \langle 0,649 \times 7,35 \rangle$$

$$M_t^{EF} \geq \max \langle [8,078; 7,717] - 2,94 \rangle \Leftrightarrow M_t^{EF} \geq \text{Max} [5,138 ; 4,777] = 5,138 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} = 4,77 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{EF} = 5,138 \text{ KN.m}$

2. Calcul des efforts tranchants :

▪ Travée AB :

$$T_A = + q_s \cdot \frac{L_{AB}}{2} + \frac{(M_B - M_A)}{L_{AB}} = + 4,94 \times \frac{3,45}{2} + \frac{(-3,675) - (-2,205)}{3,45}$$

$$T_A = 8,10 \text{ KN}$$

$$T_B = - q_s \cdot \frac{L_{AB}}{2} + \frac{(M_B - M_A)}{L_{AB}} = - 4,94 \times \frac{3,45}{2} + \frac{(-3,675) - (-2,205)}{3,45}$$

$$T_B = -8,95 \text{ KN}$$

▪ Travée BC :

$$T_B = + q_s \cdot \frac{L_{BC}}{2} + \frac{(M_C - M_B)}{L_{BC}} = + 4,94 \times \frac{3,40}{2} + \frac{(-2,856) - (-3,675)}{3,40}$$

$$T_B = 8,64 \text{ KN}$$

$$T_C = - q_s \cdot \frac{L_{BC}}{2} + \frac{(M_C - M_B)}{L_{BC}} = - 4,94 \times \frac{3,40}{2} + \frac{(-2,856) - (-3,675)}{3,40}$$

$$T_C = -8,16 \text{ KN}$$

▪ Travée CD :

$$T_C = + q_s \cdot \frac{L_{CD}}{2} + \frac{(M_D - M_C)}{L_{CD}} = + 4,94 \times \frac{2,70}{2} + \frac{(-2,856) - (-2,856)}{2,70}$$

$$T_C = 6,67 \text{ KN}$$

$$T_D = - q_s \cdot \frac{L_{CD}}{2} + \frac{(M_D - M_C)}{L_{CD}} = - 4,94 \times \frac{2,70}{2} + \frac{(-2,856) - (-2,856)}{2,70}$$

$$T_D = -6,67 \text{ KN}$$

▪ Travée DE :

$$T_D = + q_s \cdot \frac{L_{DE}}{2} + \frac{(M_E - M_D)}{L_{DE}} = + 4,94 \times \frac{3,40}{2} + \frac{(-3,675) - (-2,856)}{3,40}$$

$$T_D = 8,16 \text{ KN}$$

$$T_E = - q_s \cdot \frac{L_{DE}}{2} + \frac{(M_E - M_D)}{L_{DE}} = - 4,94 \times \frac{3,40}{2} + \frac{(-3,675) - (-2,856)}{3,40}$$

$$T_E = -8,64 \text{ KN}$$

▪ Travée EF :

$$T_E = + q_s \cdot \frac{L_{EF}}{2} + \frac{(M_F - M_E)}{L_{EF}} = + 4,94 \times \frac{3,45}{2} + \frac{(-2,205) - (-3,675)}{3,45}$$

$$T_E = 8,95 \text{ KN}$$

$$T_F = - q_s \cdot \frac{L_{EF}}{2} + \frac{(M_F - M_E)}{L_{EF}} = - 4,94 \times \frac{3,45}{2} + \frac{(-2,205) - (-3,675)}{3,45}$$

$$T_F = -8,10 \text{ KN}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	L_i (m)	M_{0i} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3,45	7,35	2,205	3,675	5,138	8,10	- 8,95
B-C	3,40	7,14	3,675	2,856	4,582	8,64	- 8,16
C-D	2,70	4,50	2,856	2,856	2,47	6,67	- 6,67
D-E	3,40	7,14	2,856	3,675	4,582	8,16	- 8,64
E-F	3,45	7,35	3,675	2,205	5,138	8,95	- 8,10

Tableau III.3. Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELS (poutre I)

3. Diagrammes des efforts internes à l'ELS (poutre I) :

✓ Diagramme des moments fléchissants :

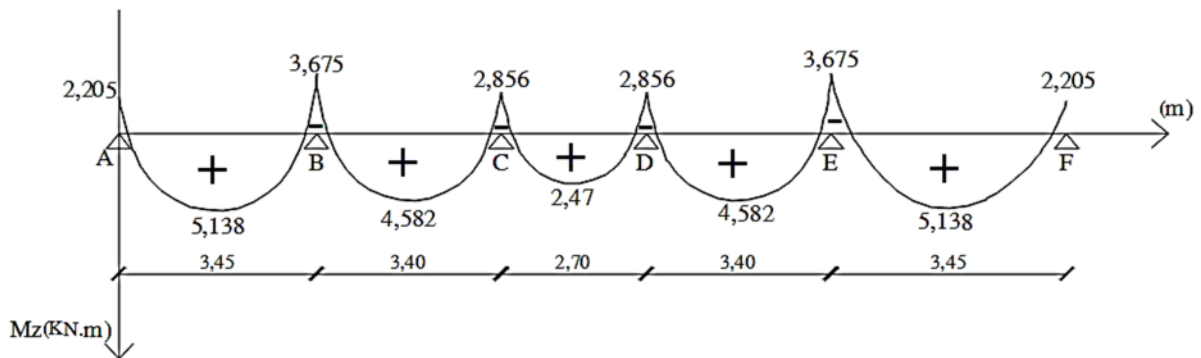


Figure III.13. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS pour la poutre « I »

✓ Diagramme des efforts tranchants :

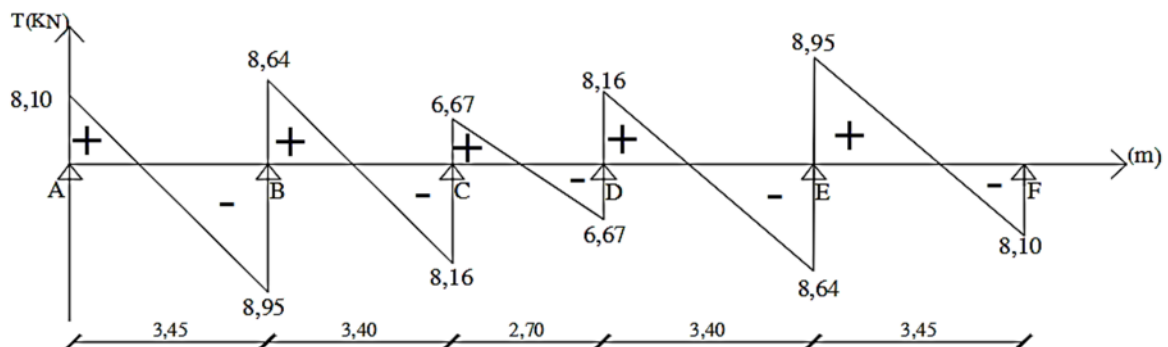


Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS pour la poutre « I »

b) Application de la méthode pour la poutre « II » :

1. Calcul des moments fléchissants :

✚ Calcul des moments isostatiques :

On a: $q_s = 4,94 \text{ KN/ml}$

$$M_{0i} = q_s \cdot \frac{L_i^2}{8}$$

$$M_{01} = q_s \cdot \frac{L_{AB}^2}{8} = 4,94 \times \frac{(3,45)^2}{8} \quad M_{01} = 7,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_s \cdot \frac{L_{BC}^2}{8} = 4,94 \times \frac{(3,40)^2}{8} \quad M_{02} = 7,14 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 \cdot M_{01} = 0,3 \times 7,35 \quad M_A = 2,205 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \cdot \text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0,6 \cdot \text{Max}(7,35; 7,14) = 0,6 \times 7,35 \quad M_B = 4,41 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 \cdot M_{02} = 0,3 \times 7,14 \quad M_C = 2,142 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul des moments en travées :

▪ Etude de la travée AB : (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq \max \left\langle [(1 + 0,3\alpha)M_{01}; 1,05M_{01}] - \frac{(M_A + M_B)}{2} \right\rangle \\ M_t^{AB} \geq \left\langle \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{01} \right\rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{AB} \geq \max \left\langle [1,099 \times 7,35; 1,05 \times 7,35] - \frac{(2,205 + 4,41)}{2} \right\rangle$$

$$M_t^{AB} \geq \langle 0,649 \times 7,35 \rangle$$

$$M_t^{AB} \geq \max \langle [8,078; 7,717] - 3,307 \rangle \Leftrightarrow M_t^{AB} \geq \text{Max} [4,771; 4,41] = 4,771 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} = 4,77 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 4,771 \text{ KN.m}$

▪ Etude de la travée BC : (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq \max \left\langle [(1 + 0,3\alpha)M_{02}; 1,05M_{02}] - \frac{(M_B + M_C)}{2} \right\rangle \\ M_t^{BC} \geq \left\langle \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} \cdot M_{02} \right\rangle \end{array} \right.$$

$$M_t^{BC} \geq \max \left\langle [1,099 \times 7,14; 1,05 \times 7,14] - \frac{(4,41 + 2,142)}{2} \right\rangle$$

$$M_t^{BC} \geq \langle 0,649 \times 7,14 \rangle$$

$$M_t^{BC} \geq \max \langle [7,847; 7,497] - 3,276 \rangle \Leftrightarrow M_t^{BC} \geq \text{Max} [4,571; 4,221] = 4,571 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 4,633 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 4,633 \text{ KN.m}$

2. Calcul des efforts tranchants :

▪ Travée AB :

$$T_A = + q_s \cdot \frac{L_{AB}}{2} + \frac{(M_B - M_A)}{L_{AB}} = + 4,94 \times \frac{3,45}{2} + \frac{(-4,41) - (-2,205)}{3,45} \quad T_A = 7,88 \text{ KN}$$

$$T_B = - q_s \cdot \frac{L_{AB}}{2} + \frac{(M_B - M_A)}{L_{AB}} = - 4,94 \times \frac{3,45}{2} + \frac{(-4,41) - (-2,205)}{3,45} \quad T_B = -9,16 \text{ KN}$$

▪ Travée BC :

$$T_B = + q_s \cdot \frac{L_{BC}}{2} + \frac{(M_C - M_B)}{L_{BC}} = + 4,94 \times \frac{3,40}{2} + \frac{(-2,142) - (-4,41)}{3,40} \quad T_B = 9,07 \text{ KN}$$

$$T_C = - q_s \cdot \frac{L_{BC}}{2} + \frac{(M_C - M_B)}{L_{BC}} = - 4,94 \times \frac{3,40}{2} + \frac{(-2,142) - (-4,41)}{3,40} \quad T_C = -7,73 \text{ KN}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	L_i (m)	M_{0i} (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	3,45	7,35	2,205	4,41	4,771	7,88	- 9,16
B-C	3,40	7,14	4,41	2,142	4,633	9,07	- 7,73

Tableau III.4. Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et en travées à l'ELS (poutre II)

3. Diagrammes des efforts internes à l'ELS (poutre II) :

✓ Diagramme des moments fléchissants :

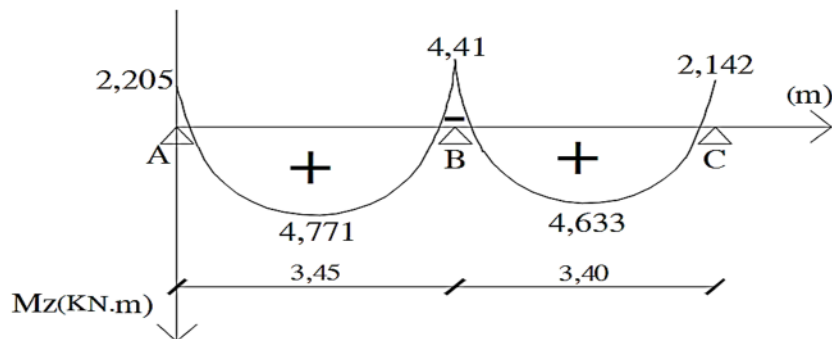


Figure III.15. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS pour la poutre « II »

✓ Diagramme des efforts tranchants :

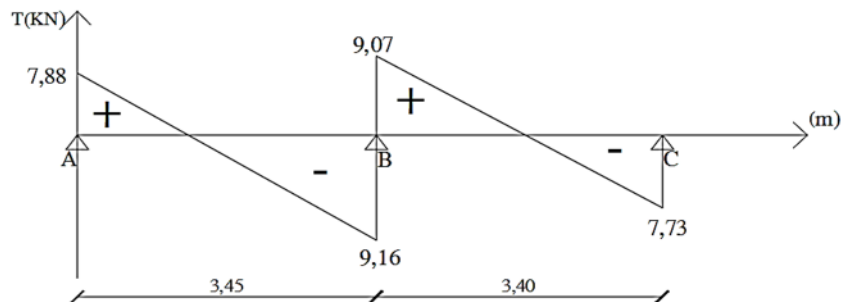


Figure III.16. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS pour la poutre « II »

1.2.9. Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
- Etat limite d'ouverture des fissures ;
- Etat limite de déformation.

1. Etat limite de compression de béton : (Art A.4.5.2, BAEL 91/modifié 99)

❖ **En travée :** $M_t = 5,138 \text{ KN.m}$; $A_t = 2,35 \text{ cm}^2$

• Contrainte dans l'acier :

On doit s'assurer que: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Calcul de $\bar{\sigma}_s$:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers ;

β_1 et k_1 en fonction de ρ_1 .

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \times 100 = \frac{2,35}{12 \times 18} \times 100 = 1,09$$

$$\rho_1 = 1,09 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,856 \quad \text{et} \quad k_1 = 19,72$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,138 \cdot 10^6}{0,856 \times 180 \times 235} \quad \sigma_s = 141,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 141,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le béton :

On doit s'assurer que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Calcul de σ_{bc} :

$$K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{141,90}{19,72} \quad \sigma_{bc} = 7,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Aux appuis : $M_a = 4,41 \text{ KN.m}$; $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \times 100 = \frac{1,57}{12 \times 18} \times 100 = 0,73$$

$$\rho_1 = 0,73 \Rightarrow \beta_1 = 0,876 \text{ et } k_1 = 25,32$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,41 \cdot 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} \quad \sigma_s = 178,14 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 178,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$Condition vérifiée

• **Contrainte dans le béton :**

$$K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{178,14}{25,32} \quad \sigma_{bc} = 7,03 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée

2. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2, BAEL 91/modifié 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

3. Etat limite de déformation : (Art B.6.8.424, BAEL 91/modifié 99)

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

Avec: $M_0 = q_s \cdot \frac{L^2}{8} = 4,94 \times \frac{(3,45)^2}{8} \quad M_0 = 7,35 \text{ KN.m}$

Avec :

h : Hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression) ;

L : Portée libre maximale ;

d : Hauteur utile de la section droite ;

b₀ : Largeur de la nervure ;

M₀ : Moment fléchissant max dans la travée ; supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres ;

M_t : Moment fléchissant max en travée ;

A : Section des armatures tendues.

On aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{345} = 0,058 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right. \quad 0,058 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0109 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right. \quad 0,0109 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{345} = 0,058 \\ \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{5,138}{10 \times 7,35} = 0,070 \end{array} \right. \quad 0,058 < 0,070 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

➤ Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2, BAEL 91/modifié 99)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : Flèche admissible ;

E_v : Module de la déformation différé ;

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

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au centre de gravité de la section ($n = \frac{E_s}{E_b} = 15$) ;

$M_s^t = 5,138 \text{ KN.m}$

▪ Module de la déformation différé :

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} \quad E_v = 10818,86 \text{ MPa}$

▪ Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_t (V_2 - c)^2$$

Avec :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} \quad \text{et} \quad V_2 = h - V_1$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée :

$B_0 = B + n \cdot A = b_0 \times h + (b - b_0) \cdot h_0 + 15A_t$

$B_0 = [12 \times 20] + [(65 - 12) \times 4] + [15 \times 2,35]$

$B_0 = 487,25 \text{ cm}^2$

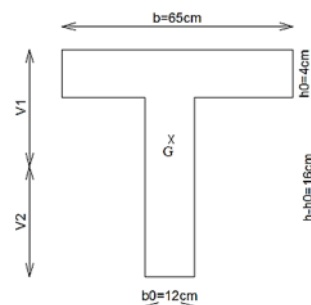


Figure III.1.17. Calcul de la flèche

$S_{/xx}$: Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à X-X.

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + \left[(65 - 12) \frac{4^2}{2} \right] + [15 \times 2,35 \times 18] \quad S_{/xx} = 3458,50 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458,50}{487,25} \quad V_1 = 7,10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,10 \quad V_2 = 12,90 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,10^3 + 12,90^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 \times (12,90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,239 \text{ cm}^4$$

▪ **Inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

Avec :

λ_v : coefficient de déformation de longue durée ;

μ : coefficient de frottement.

Où 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.

***Calcul des coefficients (ρ ; λ_v ; μ) :**

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} \quad \rho = 0,0109$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0109} \quad \lambda_v = 1,51$$

La Contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5,138 \cdot 10^6}{0,982 \times 180 \times 235} \quad \sigma_s = 123,69 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 123,69 + 2,1} ; 0 \right\}$$

$$= \max \{ 0,51 ; 0 \}$$

$$\mu = 0,51$$

Donc :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} = \frac{1,1 \times 20003,239}{1 + (0,51 \times 1,51)} \quad I_{fv} = 12430,69 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{5,138 \cdot 10^6 \times (3450)^2}{10 \times 10818,86 \times 12430,69 \cdot 10^4} \quad f = 4,55 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3450}{500} \quad \bar{f} = 6,90 \text{ mm}$$

$$f = 4,55 \text{ mm} < \bar{f} = 6,90 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées. Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Ferrailage des poutrelles :

➤ **Armatures longitudinales :**

En travée : 3HA10 = 2,35 cm²

Aux appuis : 2HA10 = 1,57 cm²

➤ **Armatures transversales :**

Un étrier de Ø8 Soit : A_t = 2HA8 = 1,00 cm² avec un espacement : S_t = 15 cm

Diamètre de treillis soudé (TLE520) : Ø4

III.2. Calcul des escaliers :

2.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, qui permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

L'escalier est constitué de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculé à la flexion simple, et comme il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées non préjudiciables.

2.2. Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

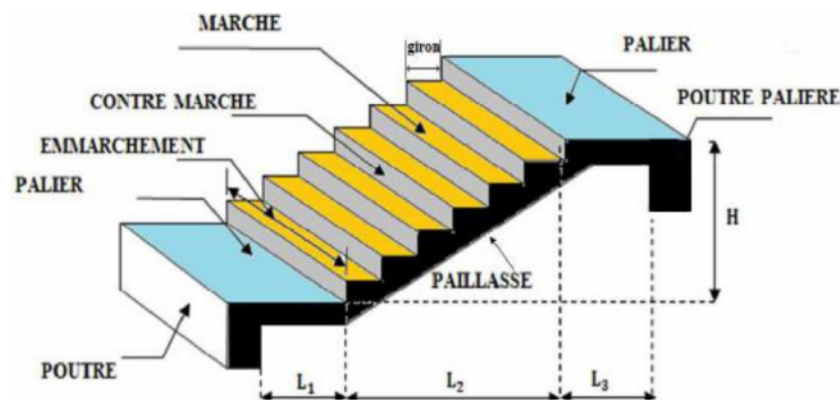


Figure III.2.1. Schéma de l'escalier

2.2.1. Caractéristiques dimensionnelles :

La marche : Est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

La contre marche : Est la partie verticale entre deux marches consécutives; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, sa valeur courante varie entre 13 cm et 17 cm.

Le giron (g) : Est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

L'emmarchement (E) : Représente la largeur de la marche.

La montée : Correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

Une volée : Est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

Un palier : Est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

La ligne de foulée : Représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

2.2.2. Les cages d'escaliers :

Notre structure est dotée d'une cage d'escalier qui comporte :

- ◆ Un palier et deux volées pour l'étage courant ;
- ◆ Deux paliers et trois volées pour le RDC.

2.3. Escalier d'étage courant :

2.3.1. Présentation schématique :

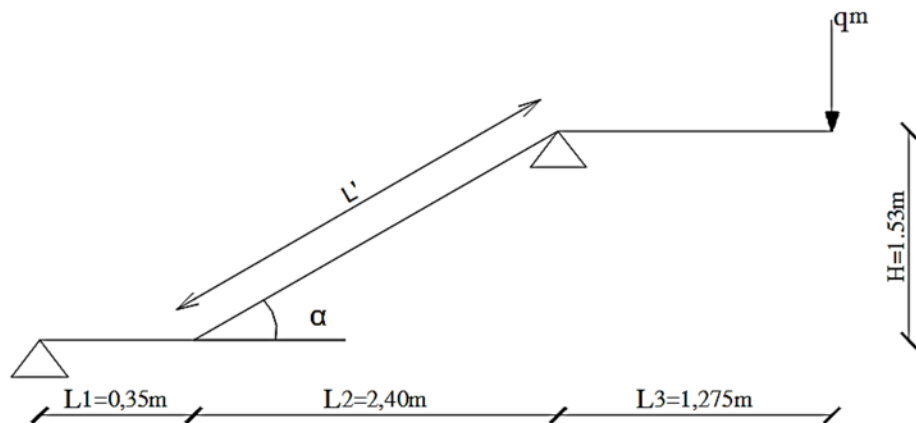


Figure III.2.2. Schéma statique de l'escalier d'étage courant

2.3.2. Pré dimensionnement de l'escalier :

- **Loi de BLONDEL :**

Les dimensions des marches et contre marches seront déterminées par la formule de **BLONDEL**, qui consiste en une relation empirique qui lie (h) et (g) et qui permet de concevoir un escalier où on se déplace de façon confortable :

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

Avec :

h : Hauteur de la contre marche, avec : $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$.

g : Largeur de la marche, avec : $28 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$.

On prend : **h = 17 cm** et **g = 30 cm**

- Calcul du nombre de contres marches et de marches :

➤ Nombre de contres marches :

La hauteur de l'étage courant est égale à 3,06 m

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \quad \mathbf{n = 18 \text{ contres marches}}$$

On aura :

n = 9 contres marches pour la première volée ;

n = 9 contres marches pour la deuxième volée.

➤ Nombre de marches :

Le nombre de marches est égal à :

$$m = n - 1 = 9 - 1 \quad \mathbf{m = 8 \text{ marches}}$$

➤ Calcul de longueur de la ligne de foulée :

$$L = g(n - 1) = 30(9 - 1) \quad \mathbf{L = 2,40 \text{ m}}$$

- Vérification de la Loi de BLONDEL :

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

On aura : 2h + g = (2 × 17) + 30 = 64 cm

$$\mathbf{59 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}}$$

Donc l'escalier est confort.

1. Dimensionnement de la paillasse et du palier :

Dans l'étage courant, les volées sont identiques, donc on fera le calcul pour la première volée.

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

L : Longueur de la paillasse et du palier : $L = L_1 + L'$

Calcul de L' :

$$\text{De la figure : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240} = 0,64 \quad \alpha = 32,62^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L'} \quad L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos 32,62} \quad \mathbf{L' = 284,94 \text{ cm}}$$

$$L = L_1 + L' = 35 + 284,94 \quad \mathbf{L = 319,94 \text{ cm}}$$

Donc :

$$\frac{319,94}{30} \leq e_p \leq \frac{319,94}{20} \quad 10,66 \text{ cm} \leq e_p \leq 15,99 \text{ cm}$$

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

2. Détermination des sollicitations de calcul :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leurs poids sont uniformément répartis sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre d'embranchement ainsi qu'un mètre de projection horizontale de la volée, et considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

❖ Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

1. La volée :

Revêtement en carrelage ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 22 \text{ KN/m}^3$)	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 22 \text{ KN/m}^3$)	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$)	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Poids des marches ($e_p = 0,17 \text{ m}$; $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$) : $G_m = \rho \frac{h}{2} = 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/m}^2$	
Poids propre de la paillasse ($e_p = 0,15 \text{ m}$; $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$) :	
	$G_p = \rho \frac{h}{\cos\alpha} = 25 \times \frac{0,15}{\cos 32,62} = 4,45 \text{ KN/m}^2$
Enduit ciment ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$)	$22 \times 0,015 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Poids du garde-corps	$0,20 \text{ KN/m}^2$
	$G_{\text{volée}} = 8,375 \text{ KN/m}^2$

2. Le palier :

Revêtement en carrelage ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 22 \text{ KN/m}^3$)	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 22 \text{ KN/m}^3$)	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$)	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Enduit ciment ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$)	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Poids propre du palier ($e_p = 0,15 \text{ m}$; $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$)	$25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
	$G_{\text{palier}} = 5,35 \text{ KN/m}^2$

3. Mur extérieur :

$$P = G (H - e)$$

Avec :

G : Poids volumique de mur extérieur ;

H : Hauteur du mur ;

e : Epaisseur du palier

On aura :

$$P = G (H - e) = 2,84 (3,06 - 0,15) = 8,26 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation : (Art 7.1/DTR B.C 2.2)**

Selon le DTR pour une construction à usage de service ou d'habitation, la surcharge d'exploitation des escaliers est : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

La volée : $Q_{\text{volée}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Le palier : $Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

3. Calcul à l'ELU :

a) Combinaisons de charge :

Volée : $q_u^1 = 1,35G_v + 1,5Q_v = [(1,35 \times 8,375 + 1,5 \times 2,5)] \times 1\text{m} = 15,06 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_u^2 = 1,35G_p + 1,5Q_p = [(1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 2,5)] \times 1\text{m} = 10,97 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur : $q_u^{\text{mur}} = 1,35 \times 8,26 = 11,15 \text{ KN/ml}$

b) Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM ; en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

• **Schéma statique :**

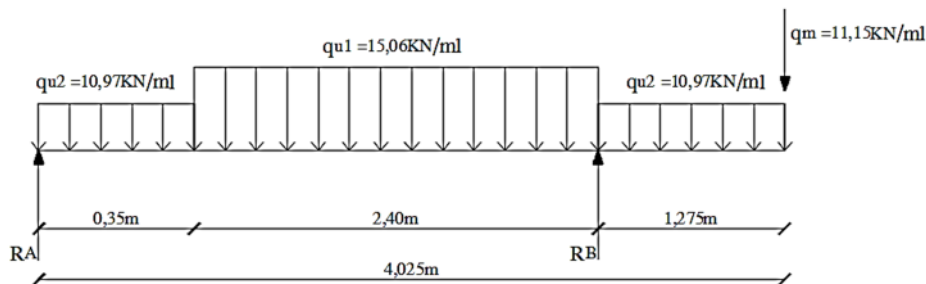


Figure III.2.3. Schéma statique de calcul à l'ELU

Avec :

q_u^1 : Charge revenant à la paillasse ;

q_u^2 : Charge revenant au palier ;

q_u^m : Charge concentrée due au mur extérieur

• **Réactions d'appui :**

$$\Sigma F_v = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = (q_u^1 \times 2,40) + (q_u^2 \times 0,35) + (q_u^2 \times 1,275) + q_{\text{mur}}$$

$$R_A + R_B = (15,06 \times 2,40) + (10,97 \times 0,35) + (10,97 \times 1,275) + 11,15 \quad R_A + R_B = 65,12 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow R_B \times (2,40 + 0,35) - q_u^1 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 0,35 \right) - q_u^2 \times 0,35 \left(\frac{0,35}{2} \right) -$$

$$q_u^2 \times 1,275 \times \left(\frac{1,275}{2} + 2,40 + 0,35 \right) - q_m \times (0,35 + 2,40 + 1,275) = 0$$

$$R_B \times (2,40 + 0,35) - 15,06 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 0,35 \right) - 10,97 \times 0,35 \left(\frac{0,35}{2} \right) -$$

$$10,97 \times 1,275 \times \left(\frac{1,275}{2} + 2,40 + 0,35 \right) - 11,15 \times (0,35 + 2,40 + 1,275) = 0$$

$$2,75.R_B = \left[15,06 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 0,35 \right) \right] + \left[10,97 \times 0,35 \left(\frac{0,35}{2} \right) \right] +$$

$$\left[(10,97 \times 1,275 \times \left(\frac{1,275}{2} + 2,40 + 0,35 \right)) \right] + [11,15 \times (0,35 + 2,40 + 1,275)] = 0$$

$$2,75.R_B = 56,02 + 0,67 + 47,38 + 44,88 \quad \mathbf{R_B = 54,16 \text{ KN}}$$

$$R_A + R_B = 65,12 \text{ KN} \Leftrightarrow R_A = 65,12 - R_B = 65,12 - 54,16 \quad \mathbf{R_A = 10,96 \text{ KN}}$$

• **Efforts tranchants et moments fléchissants :**

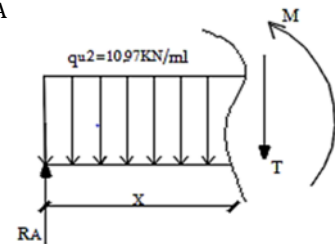
A. Efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,35 \text{ m}$

$$\sum F/Y = 0 \Leftrightarrow -T(x) - q_u^2 \cdot x + R_A = 0 \Leftrightarrow T(x) = -q_u^2 \cdot x + R_A$$

$$T(x) = -10,97 \cdot x + 10,96$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow \mathbf{T(0) = 10,96 \text{ KN}} \\ \text{pour } x = 0,35 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{T(0,35) = 7,12 \text{ KN}} \end{cases}$$



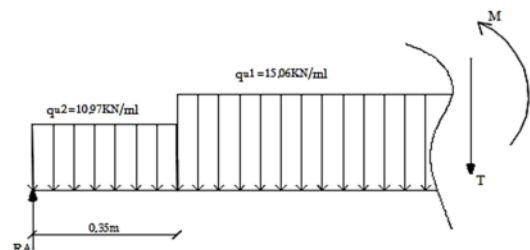
2^{ème} tronçon : $0,35 \leq x \leq 2,75 \text{ m}$

$$\sum F/Y = 0 \Leftrightarrow -T(x) - q_u^2 \times 0,35 - q_u^1 (x - 0,35) + R_A = 0 \Leftrightarrow T(x)$$

$$= -10,97 \times 0,35 - 15,06(x - 0,35) + 10,96$$

$$T(x) = -15,06 \cdot x + 12,39$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0,35 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{T(0,35) = 7,12 \text{ KN}} \\ \text{pour } x = 2,75 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{T(2,75) = -29,03 \text{ KN}} \end{cases}$$

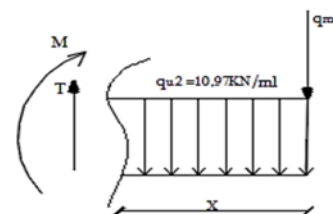


3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275 \text{ m}$

$$\sum F/Y = 0 \Leftrightarrow T(x) - q_u^2 \cdot x - q_m = 0 \Leftrightarrow T(x) = q_u^2 \cdot x + q_m$$

$$T(x) = 10,97 \cdot x + 11,15$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow \mathbf{T(0) = 11,15 \text{ KN}} \\ \text{pour } x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{T(1,275) = 25,14 \text{ KN}} \end{cases}$$



B. Moments fléchissants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,35 \text{ m}$

$$M(x) - R_A \cdot x + q_u^2 \frac{x^2}{2} = 0 \Leftrightarrow M(x) = R_A \cdot x - q_u^2 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 10,96 \cdot x - 10,97 \frac{x^2}{2}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow \mathbf{M(0) = 0} \\ \text{pour } x = 0,35 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{M(0,35) = 3,16 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0,35 \leq x \leq 2,75 \text{ m}$

$$M(x) - R_A \cdot x + q_u^2 \times 0,35 \left(x - \frac{0,35}{2} \right) + q_u^1 \cdot (x - 0,35) \left(\frac{x - 0,35}{2} \right) = 0 \Leftrightarrow$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_u^2 \times 0,35 \left(x - \frac{0,35}{2} \right) - q_u^1 \cdot (x - 0,35) \left(\frac{x - 0,35}{2} \right)$$

$$M(x) = 10,96 \cdot x - 10,97 \times 0,35 \left(x - \frac{0,35}{2}\right) - 15,06 \cdot (x - 0,35) \left(\frac{x - 0,35}{2}\right)$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0,35 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{M(0,35) = 3,16 \text{ KN.m}} \\ \text{pour } x = 2,75 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{M(2,75) = -23,13 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275 \text{ m}$

$$-M(x) - q_m x - q_u^2 \frac{x^2}{2} = 0 \Leftrightarrow M(x) = -q_m \cdot x - q_u^2 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -11,15 \cdot x - 10,97 \frac{x^2}{2}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow \mathbf{M(0) = 0} \\ \text{pour } x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{M(1,275) = -23,13 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte pour une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_u^{\max} au niveau des appuis et en travée de 0,3 et 0,85 respectivement.

C. Calcul du moment max :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_u^2 \times 0,35 \left(x - \frac{0,35}{2}\right) - q_u^1 \cdot (x - 0,35) \left(\frac{x - 0,35}{2}\right)$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = -15,06 \cdot x + 12,39$$

$$-15,06 \cdot x + 12,39 = 0 \Leftrightarrow x = \frac{12,39}{15,06} \quad \mathbf{x = 0,82 \text{ m}}$$

$$M(x) = 10,96 \cdot x - 10,97 \times 0,35 \left(x - \frac{0,35}{2}\right) - 15,06 \cdot (x - 0,35) \left(\frac{x - 0,35}{2}\right)$$

$$\mathbf{M_{\max}(0,82 \text{ m}) = 4,85 \text{ KN.m}}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_u^t = (0,85) M_u^{\max} = 0,85 \times 4,85 \quad \mathbf{M_u^t = 4,12 \text{ KN.m}}$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$\text{Appui A: } M_u^A = (-0,3) M_u^{\max} = -0,3 \times 4,85 \quad \mathbf{M_u^A = -1,46 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Appui B: } \mathbf{M_u^B = -23,13 \text{ KN.m}}$$

- Diagrammes des efforts internes :

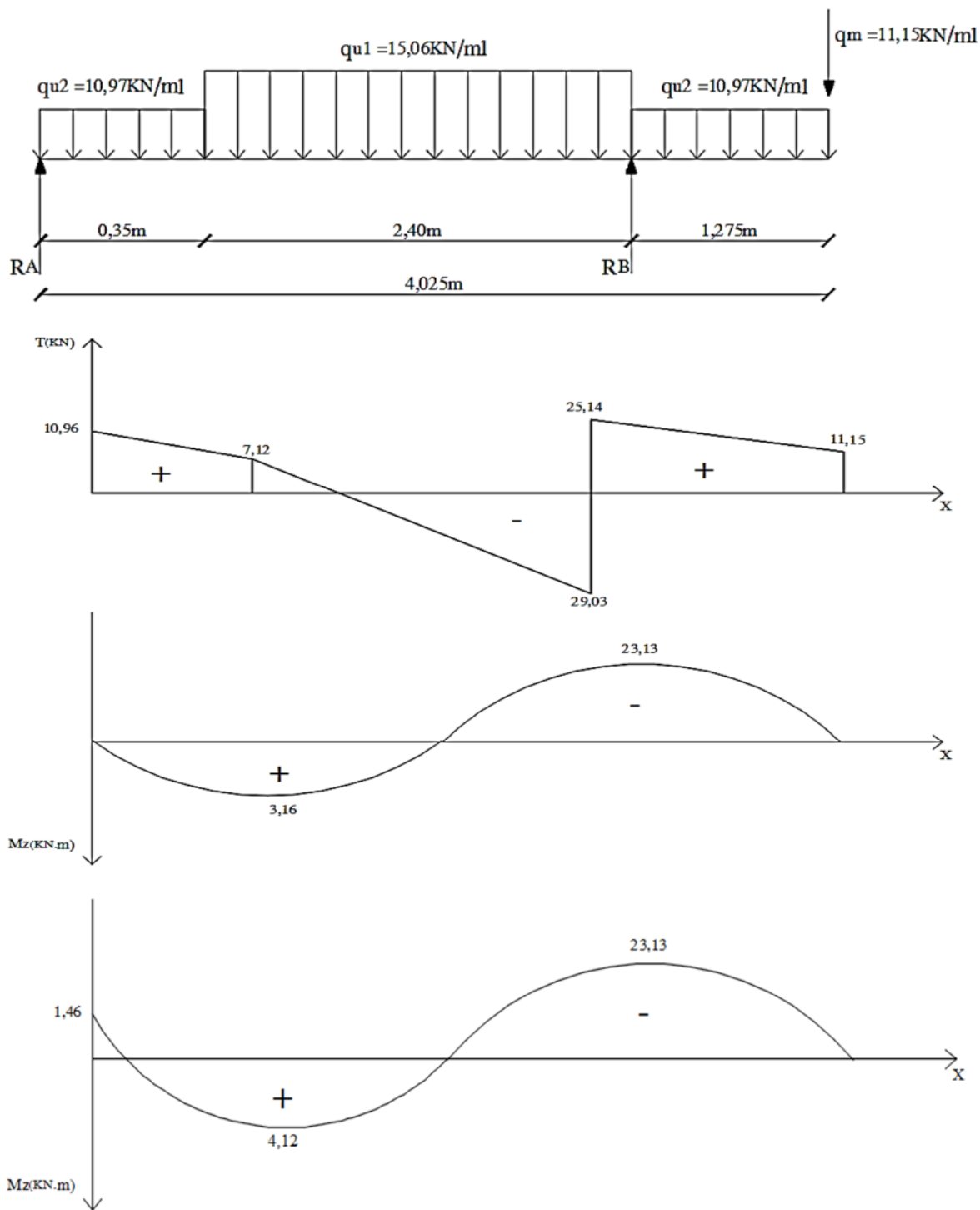


Figure III.2.4. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

4. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de largeur, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant, et dont les caractéristiques géométriques sont : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 15 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$

a) Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Appui A : ($M_u^a = -1,46 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_u^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,46 \cdot 10^6}{1000 \times (120)^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,007$$

$\mu = 0,007 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,007 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

A/.Armatures principales :

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1,46 \cdot 10^6}{0,996 \times 120 \times 348} \quad A_{st} = 0,351 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

B/.Armatures de répartition :

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

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

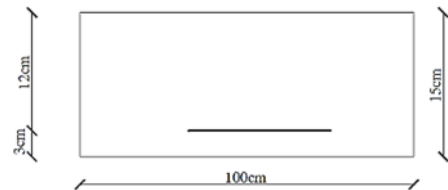
Soit : **4HA8 = 2,01 cm²**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

Appui B : ($M_u^B = -23,13 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_u^B}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,13 \cdot 10^6}{1000 \times (120)^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,113$$

$\mu = 0,113 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

Du tableau (pierre Charon) on tire β : $\mu = 0,113 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,940$



A/.Armatures principales :

$$A_{st} = \frac{23,13 \cdot 10^6}{0,940 \times 120 \times 348} \quad A_{st} = 5,90 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6,15 cm²**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

B/.Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{6,15}{4} \quad A_r = 1,54 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

b) En travée : (M_u^t = 4,12 KN.m)

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,12 \cdot 10^6}{1000 \times (120)^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,020$$

$\mu = 0,020 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (SSA)

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,020 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,990$$

A/.Armatures principales :

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{4,12 \cdot 10^6}{0,990 \times 120 \times 348} \quad A_{st} = 0,996 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

B/.Armatures de répartition :

Elle est déterminée par la formule suivante :

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

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

5. Vérifications à L'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1, BAEL 91/modifié 99)

La section des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis :**

• **Appui A :**

*** Armatures principales :**

$$A_{\text{adopté}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

*** Armatures de répartition :**

$$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• Appui B :

* Armatures principales :

$A_{\text{adopté}} = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

* Armatures de répartition :

$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ En travée :

* Armatures principales :

$A_{\text{adopté}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

* Armatures de répartition :

$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

b) Espacement des barres : (Art.A.8.2.4.2, BAEL 91/modifié 99)

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

* Armatures principales :

$S_{\text{tmax}} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \quad S_{\text{tmax}} \leq 33 \text{ cm}$

❖ Appui A :

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ Appui B :

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ En travée :

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

* Armatures de répartition :

$S_{\text{tmax}} \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15; 45 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \quad S_{\text{tmax}} \leq 45 \text{ cm}$

❖ Appui A :

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ Appui B :

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ En travée :

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

(Art.A.5.1.1, BAEL 91/ modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Calcul de τ_u : $T_{\max} = - 29,03 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{29,03 \cdot 10^3}{1000 \times 120} \quad \tau_u = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

d) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

(Art A6.1.3, BAEL 91/ modifié 99)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

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

Calcul de τ_{se} : ΣU_i : La somme des périmètres utiles des barres tendues

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 4 \times 3,14 \times 14 = 175,84 \text{ mm} \quad (n : \text{nombre de barres})$$

$$\tau_{se} = \frac{29,03 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 175,84} \quad \tau_{se} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

(Art A.5.1, 313, BAEL 91/ modifié 99)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec: } a = 0,9 \cdot d$$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 12 \times \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-1} \quad V_u^{\max} \leq 720 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 29,03 \text{ KN} < 720 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$A_{aB} \geq \frac{V_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9.d} \right)$$

Avec :

V_u : Effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui ;

M_u : Moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_{aB} = 6,15 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(29,03 \times 10^3 - \frac{23,13 \cdot 10^6}{0,9 \times 120} \right) = -532,27 \text{ mm}^2 = -5,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{aB} = 6,15 \text{ cm}^2 > -5,32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

g) Longueur de scellement droit : (Art A.6.1, 2.1, BAEL 91/modifié 99)

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

Calcul de $\overline{\tau_{se}}$:

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \quad \overline{\tau_{se}} = 2,835 \text{ MPa}$$

Donc :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \overline{\tau_{se}}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} \quad L_s = 49,38 \text{ cm}$$

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

La longueur de scellement dépasse l'épaisseur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre rectiligne se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$L_c = 0,4 \cdot L_s \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\text{Donc : } L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

6. Calcul à l'ELS :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités.

a) Combinaisons des charges :

$$\text{Volée : } q_s^1 = G_v + Q_v = [(8,375 + 2,5)] \times 1 \text{ ml} = 10,875 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_s^2 = G_p + Q_p = [(5,35 + 2,5)] \times 1 \text{ ml} = 7,85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_s^m = G = 8,26 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes, on fera référence aux lois de la RDM ; en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

- Schéma statique :

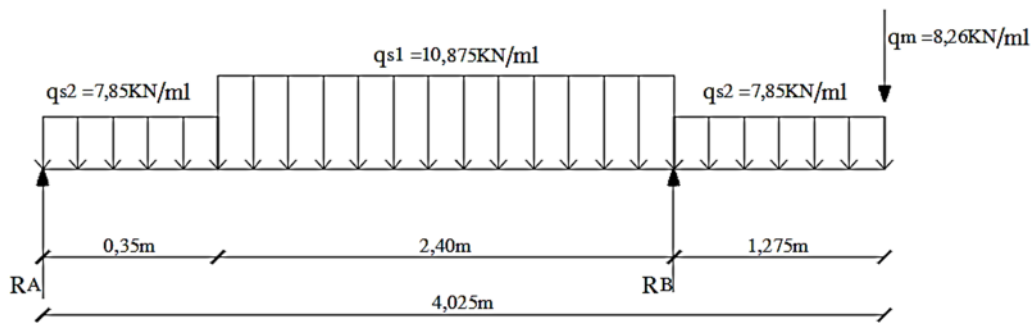


Figure III.2.5. Schéma statique de calcul à L'ELS

Avec :

q_s^1 : Charge revenant à la paillasse ;

q_s^2 : Charge revenant au palier ;

q_s^m : Charge concentrée due au mur extérieur

- Réactions d'appui :

$$\Sigma F_v = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = (q_s^1 \times 2,40) + (q_s^2 \times 0,35) + (q_s^2 \times 1,275) + q_{mur}$$

$$R_A + R_B = (10,875 \times 2,40) + (7,85 \times 0,35) + (7,85 \times 1,275) + 8,26 \quad \mathbf{R_A + R_B = 47,12 \text{ KN}}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow R_B \times (2,40 + 0,35) - q_s^1 \times 2,40 \cdot \left(\frac{2,40}{2} + 0,35\right) - q_s^2 \times 0,35 \cdot \left(\frac{0,35}{2}\right) -$$

$$q_s^2 \times 1,275 \times \left(\frac{1,275}{2} + 2,40 + 0,35\right) - q_m \times (0,35 + 2,40 + 1,275) = 0$$

$$R_B \times (2,40 + 0,35) - 10,875 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 0,35\right) - 7,85 \times 0,35 \left(\frac{0,35}{2}\right) -$$

$$7,85 \times 1,275 \times \left(\frac{1,275}{2} + 2,40 + 0,35\right) - 8,26 \times (0,35 + 2,40 + 1,275) = 0$$

$$2,75 \cdot R_B = \left[10,875 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 0,35\right)\right] + \left[7,85 \times 0,35 \left(\frac{0,35}{2}\right)\right] + \left[(7,85 \times 1,275 \times \left(\frac{1,275}{2} + 2,40 + 0,35\right))\right] + [8,26 \times (0,35 + 2,40 + 1,275)] = 0$$

$$2,75 \cdot R_B = 40,45 + 0,48 + 33,90 + 33,25 \quad \mathbf{R_B = 39,30 \text{ KN}}$$

$$R_A + R_B = 47,12 \text{ KN} \Leftrightarrow R_A = 47,12 - R_B = 47,12 - 39,30 \quad \mathbf{R_A = 7,82 \text{ KN}}$$

- Efforts tranchants et moments fléchissants :

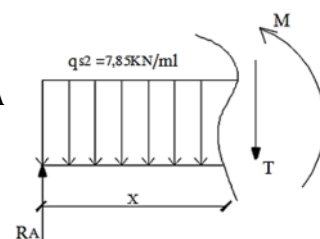
A. Efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,35 \text{ m}$

$$\Sigma F/Y = 0 \Leftrightarrow -T(x) - q_s^2 \cdot x + R_A = 0 \Leftrightarrow T(x) = -q_s^2 \cdot x + R_A$$

$$T(x) = -7,85 \cdot x + 7,82$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow \mathbf{T(0) = 7,82 \text{ KN}} \\ \text{pour } x = 0,35 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{T(0,35) = 5,07 \text{ KN}} \end{cases}$$

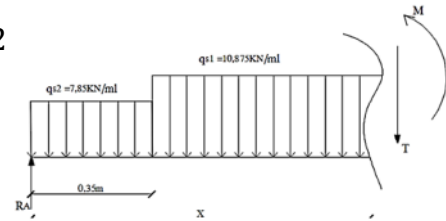


2^{ème} tronçon : $0,35 \leq x \leq 2,75$ m

$$\sum F/Y = 0 \Leftrightarrow -T(x) - q_s^2 x 0,35 - q_s^1(x - 0,35) + R_A = 0 \Leftrightarrow T(x) = -7,85 x 0,35 - 10,875(x - 0,35) + 7,82$$

$$T(x) = -10,875 \cdot x + 8,88$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0,35 \text{ m} \Leftrightarrow T(0,35) = 5,07 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 2,75 \text{ m} \Leftrightarrow T(2,75) = -21,03 \text{ KN} \end{cases}$$

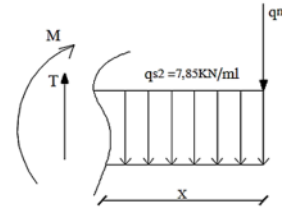


3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275$ m

$$\sum F/Y = 0 \Leftrightarrow T(x) - q_s^2 \cdot x - q_m = 0 \Leftrightarrow T(x) = q_s^2 \cdot x + q_m$$

$$T(x) = 7,85 \cdot x + 8,26$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow T(0) = 8,26 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow T(1,275) = 18,27 \text{ KN} \end{cases}$$



B. Moments fléchissants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,35$ m

$$M(x) - R_A \cdot x + q_s^2 \frac{x^2}{2} = 0 \Leftrightarrow M(x) = R_A \cdot x - q_s^2 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 7,82 \cdot x - 7,85 \frac{x^2}{2}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow M(0) = 0 \\ \text{pour } x = 0,35 \text{ m} \Leftrightarrow M(0,35) = 2,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0,35 \leq x \leq 2,75$ m

$$M(x) - R_A x + q_s^2 x 0,35 \left(x - \frac{0,35}{2}\right) + q_s^1 \cdot (x - 0,35) \left(\frac{x - 0,35}{2}\right) = 0 \Leftrightarrow$$

$$M(x) = R_A x - q_s^2 x 0,35 \left(x - \frac{0,35}{2}\right) - q_s^1 \cdot (x - 0,35) \left(\frac{x - 0,35}{2}\right)$$

$$M(x) = 7,82 \cdot x - 7,85 x 0,35 \left(x - \frac{0,35}{2}\right) - 10,875 \cdot (x - 0,35) \left(\frac{x - 0,35}{2}\right)$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0,35 \text{ m} \Leftrightarrow M(0,35) = 2,26 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 2,75 \text{ m} \Leftrightarrow M(2,75) = -16,91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275$ m

$$-M(x) - q_m \cdot x - q_s^2 \frac{x^2}{2} = 0 \Leftrightarrow M(x) = -q_m x - q_s^2 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -8,26 \cdot x - 7,85 \frac{x^2}{2}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow M(0) = 0 \\ \text{pour } x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow M(1,275) = -16,91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte pour une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_s^{\max} au niveau des appuis et en travée de 0,3 et 0,85 respectivement.

C. Calcul du moment max :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_s^2 \times 0,35 \left(x - \frac{0,35}{2} \right) - q_s^1 \cdot (x - 0,35) \left(\frac{x - 0,35}{2} \right)$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = -10,875 \cdot x + 8,88$$

$$-10,875 \cdot x + 8,88 = 0 \Leftrightarrow x = \frac{8,88}{10,875} \quad \mathbf{x = 0,82 \text{ m}}$$

$$M(x) = 7,82 \cdot x - 7,85 \times 0,35 \left(x - \frac{0,35}{2} \right) - 10,875 \cdot (x - 0,35) \left(\frac{x - 0,35}{2} \right)$$

$$\mathbf{M_{\max}(0,82 \text{ m}) = 3,44 \text{ KN.m}}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_s^t = (0,85) M_u^{\max} = 0,85 \times 3,44 \quad \mathbf{M_s^t = 2,92 \text{ KN.m}}$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$\text{Appui A: } M_s^A = (-0,3) M_u^{\max} = -0,3 \times 3,44 \quad \mathbf{M_s^A = -1,03 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Appui B: } \mathbf{M_s^B = -16,91 \text{ KN.m}}$$

- Diagrammes des efforts internes :

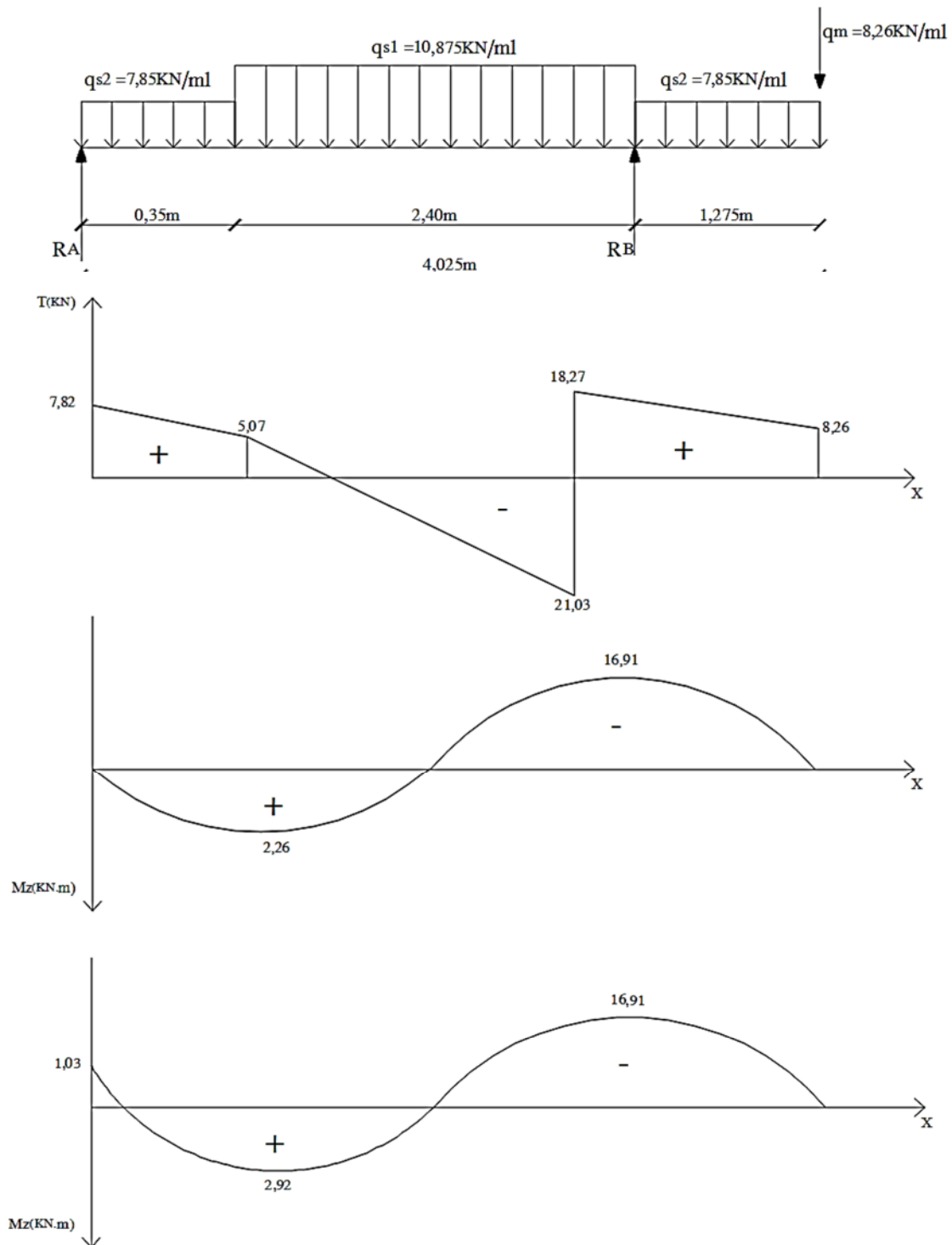


Figure III.2.6. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

7. Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
- Etat limite d'ouverture des fissures ;
- Etat limite de déformation.

a) Etat limite de résistance de béton en compression :

(Art A.4.5.2, BAEL 91/modifié 99)

❖ En travée : $M_t = 2,92 \text{ KN.m}$, $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

• Contrainte dans l'acier :

On doit s'assurer que: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Calcul de $\bar{\sigma}_s$:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers ;

β_1 et k_1 en fonction de ρ_1 .

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 = \frac{3,14}{100 \times 12} \times 100 = 0,26$$

$$\rho_1 = 0,26 \Rightarrow \beta_1 = 0,919 \text{ et } k_1 = 46,73$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{2,92 \cdot 10^6}{0,919 \times 120 \times 314} \quad \sigma_s = 84,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 84,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le béton :

On doit s'assurer que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Calcul de σ_{bc} :

$$K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{84,33}{46,73} \quad \sigma_{bc} = 1,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Aux appuis :

♦ **Appui A** : $M_a = 1,03 \text{ KN.m}$; $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 = \frac{3,14}{100 \times 12} \times 100 = 0,26$$

$$\rho_1 = 0,26 \Rightarrow \beta_1 = 0,919 \text{ et } k_1 = 46,73$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{1,03 \cdot 10^6}{0,919 \times 120 \times 314} \quad \sigma_s = 29,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 29,74 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{29,74}{46,73} \quad \sigma_{bc} = 0,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

♦ **Appui B** : $M_b = 16,91 \text{ KN.m}$; $A_b = 6,15 \text{ cm}^2$

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 = \frac{6,15}{100 \times 12} \times 100 = 0,512$$

$$\rho_1 = 0,512 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \text{ et } k_1 = 31,30$$

$$\sigma_s = \frac{M_b}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{16,91 \cdot 10^6}{0,892 \times 120 \times 615} \quad \sigma_s = 256,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 256,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{256,87}{31,30} \quad \sigma_{bc} = 8,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2, BAEL 91/modifié 99)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

c) **Etat limite de déformation : (Art B.6.8.424, BAEL 91/modifié 99)**

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

On peut cependant se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

Avec :

h : Hauteur totale;

L : Portée entre nu d'appui ;

d : Hauteur utile de la section droite ;

b : Largeur de la section;

M₀ : Moment fléchissant max dans la travée isostatique;

M_t : Moment fléchissant max en travée ;

A : Section des armatures tendues.

On aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0,15}{2,75} = 0,055 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right. \quad 0,055 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right. \quad 0,0026 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0,15}{2,75} = 0,055 \\ \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{2,92}{10 \times 3,44} = 0,085 \end{array} \right. \quad 0,055 < 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

✚ Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2, BAEL 91/modifié 99)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : Flèche admissible ;

E_v : Module de déformation différé ;

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

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au centre de gravité de la section ($n = \frac{E_s}{E_b} = 15$) ;

On a : $M_t^s = 2,92 \text{ KN.m}$

- **Module de la déformation différé :**

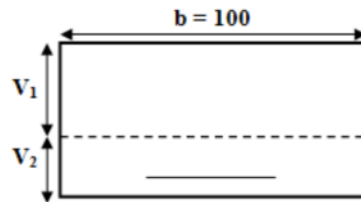
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} \quad E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st}(V_2 - c)^2$$

Avec :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} \quad \text{et} \quad V_2 = h - V_1$$



B_0 : Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n.A = b.h + 15A_t$$

$$B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 3,14) \quad B_0 = 1547,10 \text{ cm}^2$$

$S_{/xx}$: Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx.

$$S_{/xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 3,14 \times 12) \quad S_{/xx} = 11815,20 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{11815,20}{1547,10} \quad V_1 = 7,64 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,64 \quad V_2 = 7,36 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st}(V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (7,64^3 + 7,36^3) + 15 \times 3,14 \times (7,36 - 3)^2$$

$$I_0 = 29049,75 \text{ cm}^4$$

- **Inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

Avec :

λ_v : Coefficient de déformation de longue durée ;

μ : Coefficient de frottement.

Où 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.

* **Calcul des coefficients (ρ ; λ_v ; μ) :**

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3,14}{100 \times 12} \quad \rho = 0,0026$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,0026} \quad \lambda_i = 8,08$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = \frac{2}{5} \times 8,08 = 3,232$$

$$\beta_1 = 0,985$$

La Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{2,92 \cdot 10^6}{0,985 \times 120 \times 314} \quad \sigma_s = 78,67 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$= \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0026 \times 78,67 + 2,1} ; 0 \right\} = \max \{-0,26 ; 0\} \quad \mu = 0$$

Donc :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} = \frac{1,1 \times 29049,75}{1 + (0 \times 3,232)} \quad I_{fv} = 31954,725 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{2,92 \cdot 10^6 \times (2750)^2}{10 \times 10818,86 \times 31954,725 \cdot 10^4} \quad f = 0,64 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{2750}{500} \quad \bar{f} = 5,50 \text{ mm}$$

$$f = 0,64 \text{ mm} < \bar{f} = 5,50 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée}$$

Conclusion :

La vérification étant satisfaite, alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Ferrailage des escaliers d'étage courant :

Epaisseur de la paillasse et du palier : $e_p = 15 \text{ cm}$

➤ Armatures Principales :

- Aux appuis :

Appui A : 4HA10 = 3,14 cm² ; avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

Appui B : 4HA14 = 6,15 cm² ; avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travée : 4HA10 = 3,14 cm² ; avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Armatures de Répartition :

- Aux appuis :

Appui A : 4HA8 = 2,01 cm² ; avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

Appui B : 4HA8 = 2,01 cm² ; avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travée : 4HA8 = 2,01 cm² ; avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

2.4. Escalier du RDC :

❖ Etude de la volée intermédiaire de rez-de-chaussée :

2.4.1. Présentation schématique :

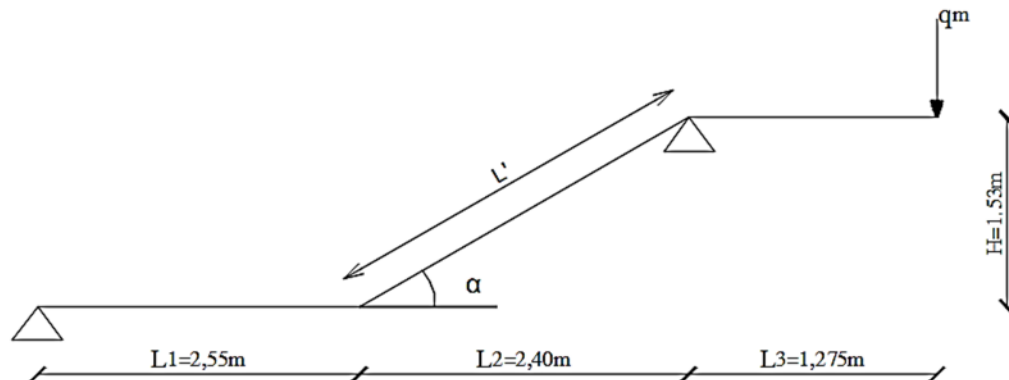


Figure III.2.7. Schéma statique de l'escalier du RDC

2.4.2. Pré dimensionnement de l'escalier :

• Calcul du nombre de contres marches et de marches :

➤ Nombre de contres marches :

La hauteur de RDC est égale à 4,08 m

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

On aura :

$n = 6$ contres marches pour la première volée.

➤ Nombre de marches :

Le nombre de marches est égal à :

$$m = n - 1 = 6 - 1 \quad \mathbf{m = 5 \text{ marches}}$$

➤ Calcul de longueur de la ligne de foulée :

$$L = g (n - 1) = 30 (6 - 1) \quad \mathbf{L = 1,50 \text{ m}}$$

➤ Nombre de contre marches :

$n = 9$ contres marches pour la deuxième volée.

$n = 9$ contre marches pour la troisième volée.

➤ Nombre de marches :

Le nombre de marches est égal à :

$$m = n - 1 = 9 - 1 \quad \mathbf{m = 8 \text{ marches}}$$

➤ Calcul de longueur de la ligne de foulée :

$$L = g (n - 1) = 30 (9 - 1) \quad \mathbf{L = 2,40 \text{ m}}$$

1. Dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

L : longueur de la paillasse et du palier : $L = L_1 + L'$

Calcul de L' :

De la figure : $\operatorname{tg}\alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240} = 0,64 \quad \alpha = 32,62^\circ$

$$\cos\alpha = \frac{L_2}{L'} \quad L' = \frac{L_2}{\cos\alpha} = \frac{240}{\cos 32,62} \quad L' = 284,94 \text{ cm}$$

$$L = L_1 + L' = 255 + 284,94 \quad L = 539,94 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{539,94}{30} \leq e_p \leq \frac{539,94}{20} \quad 17,99 \text{ cm} \leq e_p \leq 26,99 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 20 \text{ cm}$

2. Détermination des sollicitations de calcul :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leurs poids sont uniformément répartis sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre d'emmarchement ainsi qu'un mètre de projection horizontale de la volée, et considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

❖ Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

1. La volée :

Revêtement en carrelage ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 22 \text{ KN/m}^3$) $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$

Mortier de pose ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 22 \text{ KN/m}^3$) $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$

Lit de sable ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$) $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

Poids des marches ($e_p = 0,17 \text{ m}$; $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$) : $G_m = \rho \frac{h}{2} = 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de la paillasse ($e_p = 0,20 \text{ m}$; $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$) :

$$G_p = \rho \frac{h}{\cos\alpha} = 25 \times \frac{0,20}{\cos 32,62} = 5,94 \text{ KN/m}^2$$

Enduit ciment ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$) $22 \times 0,015 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

Poids du garde-corps $0,20 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{volée}} = 9,865 \text{ KN/m}^2$$

2. Le palier :

Revêtement en carrelage ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 22 \text{ KN/m}^3$)	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 22 \text{ KN/m}^3$)	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$)	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Enduit ciment ($e_p = 0,02 \text{ m}$; $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$)	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Poids propre du palier ($e_p = 0,20 \text{ m}$; $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$)	$25 \times 0,20 = 5,00 \text{ KN/m}^2$
	$G_{\text{palier}} = 6,60 \text{ KN/m}^2$

3. Mur extérieur :

$$P = G (H - e)$$

Avec :

G : Poids volumique de mur extérieur ;

H : Hauteur du mur ;

e : Epaisseur du palier

On aura :

$$P = G (H - e) = 2,84 (3,06 - 0,20) = 8,12 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation : (Art 7.1/DTR B.C 2.2)**

Selon le DTR pour une construction à usage de service ou d'habitation, la surcharge d'exploitation des escaliers est : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$\text{La volée : } Q_{\text{volée}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Le palier : } Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

3. Calcul à l'ELU :**a) Combinaisons de charge :**

$$\text{Volée : } q_u^1 = 1,35G_v + 1,5Q_v = [(1,35 \times 9,865 + 1,5 \times 2,5)] \times 1\text{m} = 17,07 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_u^2 = 1,35G_p + 1,5Q_p = [(1,35 \times 6,60 + 1,5 \times 2,5)] \times 1\text{m} = 12,66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_u^{\text{mur}} = 1,35 \times 8,12 = 10,96 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM ; en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

- Schéma statique :

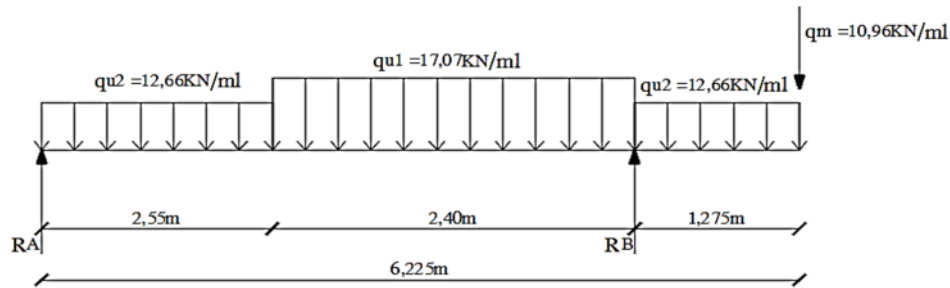


Figure III.2.8. Schéma statique de calcul à L'ELU

Avec :

q_u^1 : Charge revenant à la paillasse ;

q_u^2 : Charge revenant au palier ;

q_u^m : Charge concentrée due au mur extérieur.

- Réactions d'appui :

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = (q_u^1 \times 2,40) + (q_u^2 \times 2,55) + (q_u^2 \times 1,275) + q_{mur}$$

$$R_A + R_B = (17,07 \times 2,40) + (12,66 \times 2,55) + (12,66 \times 1,275) + 10,96$$

$$R_A + R_B = 100,35 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B \times (2,40 + 2,55) - q_u^1 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 2,55 \right) - q_u^2 \times 2,55 \left(\frac{2,55}{2} \right) - q_u^2 \times 1,275 \times \left(\frac{1,275}{2} + 2,40 + 2,55 \right) - q_m \times (2,55 + 2,40 + 1,275) = 0$$

$$R_B \times (2,40 + 2,55) - 17,07 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 2,55 \right) - 12,66 \times 2,55 \left(\frac{2,55}{2} \right) -$$

$$12,66 \times 1,275 \times \left(\frac{1,275}{2} + 2,40 + 2,55 \right) - 10,96 \times (2,55 + 2,40 + 1,275) = 0$$

$$4,95 \cdot R_B = \left[17,07 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 2,55 \right) \right] + \left[12,66 \times 2,55 \left(\frac{2,55}{2} \right) \right] + [12,66 \times 1,275$$

$$\times \left(\frac{1,275}{2} + 2,40 + 2,55 \right)] + [10,96 \times (2,55 + 2,40 + 1,275)] = 0$$

$$4,95 \cdot R_B = 153,63 + 41,16 + 90,19 + 68,23 \quad R_B = 71,35 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 100,35 \text{ KN} \Leftrightarrow R_A = 100,35 - R_B = 100,35 - 71,35 \quad R_A = 29,00 \text{ KN}$$

- Efforts tranchants et moments fléchissants :

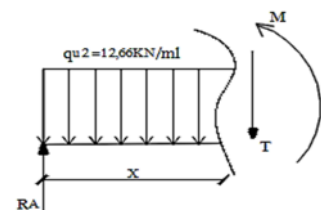
A. Efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,55 \text{ m}$

$$\sum F/Y = 0 \Leftrightarrow -T(x) - q_u^2 \cdot x + R_A = 0 \Leftrightarrow T(x) = -q_u^2 \cdot x + R_A$$

$$T(x) = -12,66 \cdot x + 29,00$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow T(0) = 29,00 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 2,55 \Leftrightarrow T(2,55) = -3,28 \text{ KN} \end{cases}$$

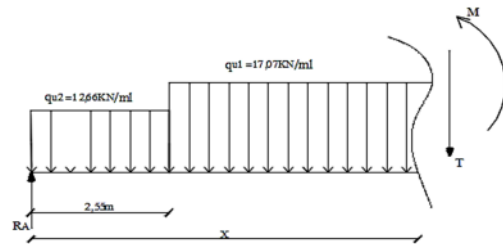


2^{ème} tronçon : $2,55 \leq x \leq 4,95$ m

$$\sum F/Y = 0 \Leftrightarrow -T(x) - q_u^2 x 2,55 - q_u^1(x - 2,55) + R_A = 0 \Leftrightarrow T(x) = -12,66 x 2,55 - 17,07(x - 2,55) + 29,00$$

$$T(x) = -17,07 \cdot x + 40,25$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 2,55 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{T(2,55) = -3,28 \text{ KN}} \\ \text{pour } x = 4,95 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{T(4,95) = -44,25 \text{ KN}} \end{cases}$$

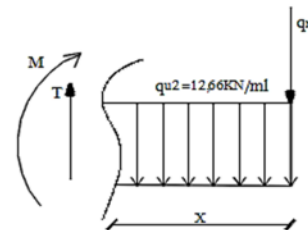


3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275$ m

$$\sum F/Y = 0 \Leftrightarrow T(x) - q_u^2 \cdot x - q_m = 0 \Leftrightarrow T(x) = q_u^2 \cdot x + q_m$$

$$T(x) = 12,66 \cdot x + 10,96$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow \mathbf{T(0) = 10,96 \text{ KN}} \\ \text{pour } x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{T(1,275) = 27,10 \text{ KN}} \end{cases}$$



B. Moments fléchissants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,55$ m

$$M(x) - R_A \cdot x + q_u^2 \cdot \frac{x^2}{2} = 0 \Leftrightarrow M(x) = R_A \cdot x - q_u^2 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 29,00 \cdot x - 12,66 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow \mathbf{M(0) = 0} \\ \text{pour } x = 2,55 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{M(2,55) = 32,79 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $2,55 \leq x \leq 4,95$ m

$$M(x) - R_A \cdot x + q_u^2 x 2,55 \left(x - \frac{2,55}{2}\right) + q_u^1 \cdot (x - 2,55) \left(\frac{x - 2,55}{2}\right) = 0 \Leftrightarrow$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_u^2 x 2,55 \left(x - \frac{2,55}{2}\right) - q_u^1 \cdot (x - 2,55) \left(\frac{x - 2,55}{2}\right)$$

$$M(x) = 29,00 \cdot x - 12,66 x 2,55 \left(x - \frac{2,55}{2}\right) - 17,07 \cdot (x - 2,55) \left(\frac{x - 2,55}{2}\right)$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 2,55 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{M(2,55) = 32,79 \text{ KN.m}} \\ \text{pour } x = 4,95 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{M(4,95) = -24,25 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275$ m

$$-M(x) - q_m \cdot x - q_u^2 \frac{x^2}{2} = 0 \Leftrightarrow M(x) = -q_m \cdot x - q_u^2 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -10,96 \cdot x - 12,66 \frac{x^2}{2}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow \mathbf{M(0) = 0} \\ \text{pour } x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow \mathbf{M(1,275) = -24,25 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte pour une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_u^{\max} au niveau des appuis et en travée de 0,3 et 0,85 respectivement.

C. Calcul du moment max :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_u^2 \times 2,55 \left(x - \frac{2,55}{2} \right) - q_u^1 \cdot (x - 2,55) \left(\frac{x - 2,55}{2} \right)$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = -17,07 \cdot x + 40,25$$

$$-17,07 \cdot x + 40,25 = 0 \Leftrightarrow x = \frac{40,25}{17,07} \quad \mathbf{x = 2,36 \text{ m}}$$

$$M(x) = 29,00 \cdot x - 12,66 \times 2,55 \left(x - \frac{2,55}{2} \right) - 17,07 \cdot (x - 2,55) \left(\frac{x - 2,55}{2} \right)$$

$$\mathbf{M_{\max}(2,36 \text{ m}) = 33,10 \text{ KN.m}}$$

❖ Moment en travée :

$$M_u^t = (0,85) \cdot M_u^{\max} = 0,85 \times 33,10 \quad \mathbf{M_u^t = 28,135 \text{ KN.m}}$$

❖ Moments aux appuis :

$$\text{Appui A: } M_u^A = (-0,3) \cdot M_u^{\max} = -0,3 \times 33,10 \quad \mathbf{M_u^A = -9,93 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Appui B: } \mathbf{M_u^B = -24,25 \text{ KN.m}}$$

- Diagrammes des efforts internes :

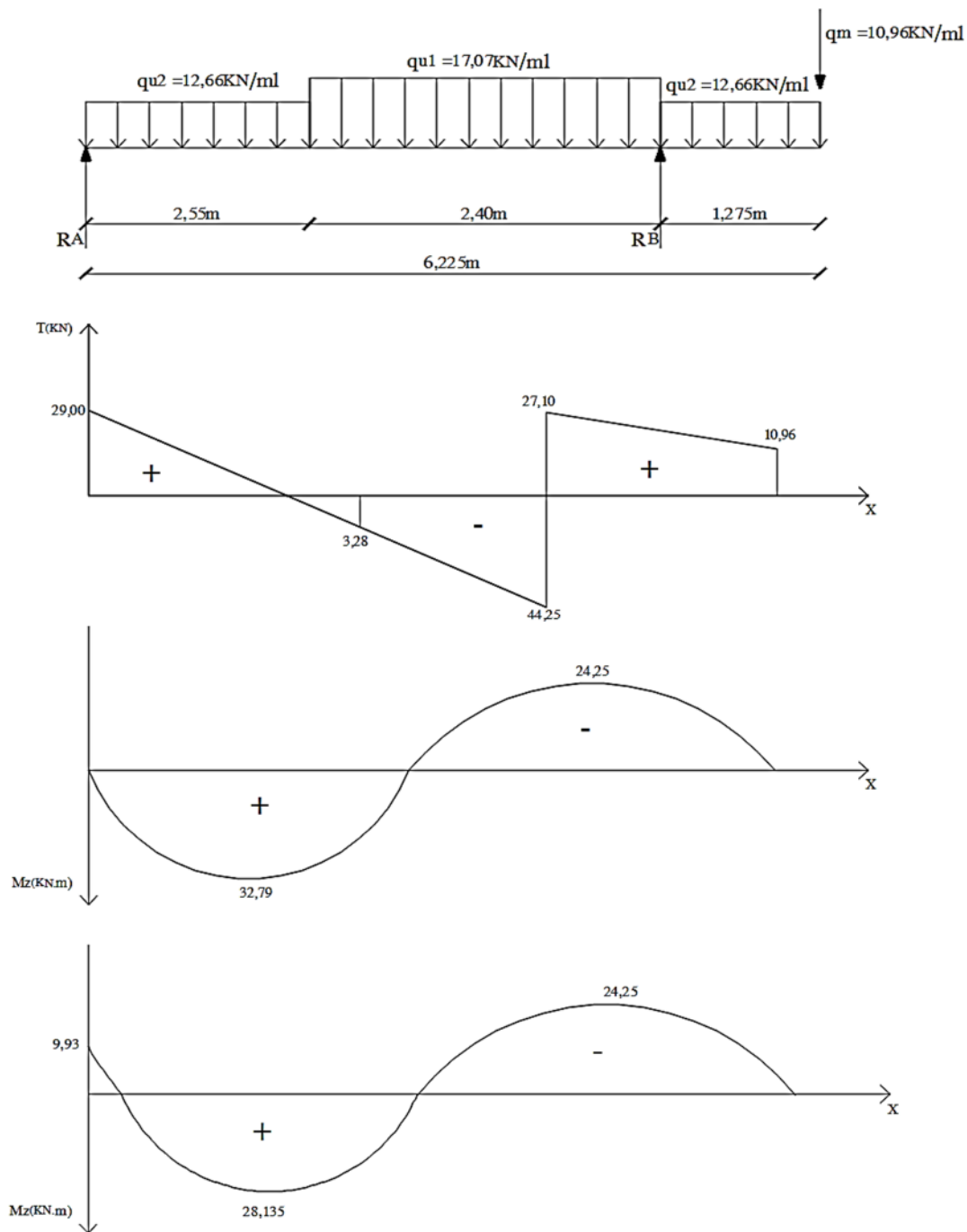


Figure III.2.9. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

4. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de largeur, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant, et dont les caractéristiques géométriques sont : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$, $d = 17 \text{ cm}$.

a) Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Appui A : ($M_u^a = -9,93 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_u^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,93 \cdot 10^6}{1000 \times (170)^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,024$$

$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,024 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,988$$

A/.Armatures principales :

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{9,93 \cdot 10^6}{0,988 \times 170 \times 348} \quad A_{st} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

B/.Armatures de répartition :

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

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

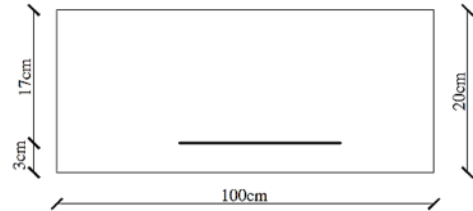
Soit : **4HA10 = 3,14 cm²**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

Appui B : ($M_u^B = -24,25 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_u^B}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24,25 \cdot 10^6}{1000 \times (170)^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,060$$

$\mu = 0,060 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

Du tableau (pierre Charon) on tire β : $\mu = 0,060 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,969$



A/.Armatures principales:

$$A_{st} = \frac{24,25 \cdot 10^6}{0,969 \times 170 \times 348} \quad A_{st} = 4,23 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4,52 cm²**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

B/.Armatures de répartition :

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

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

b) En travée : (M_u^t = 28,135 KN.m)

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28,135 \cdot 10^6}{1000 \times (170)^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,068$$

$\mu = 0,068 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (SSA)

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,068 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,965$$

A/.Armatures principales :

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{28,135 \cdot 10^6}{0,965 \times 170 \times 348} \quad A_{st} = 4,93 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6,15 cm²**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

B/.Armatures de répartition :

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$A_r = \frac{6,15}{4} \quad A_r = 1,54 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

5. Vérifications à L'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1, BAEL 91/modifié 99)

La section des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis :**

• **Appui A :**

* **Armatures principales :**

$A_{adopté} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,05 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

* **Armatures de répartition :**

$A_{adopté} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,05 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

• Appui B :

* Armatures principales :

$A_{\text{adopté}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

* Armatures de répartition :

$A_{\text{adopté}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ En travée :

* Armatures principales :

$A_{\text{adopté}} = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

* Armatures de répartition :

$A_{\text{adopté}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

b) Espacement des barres : (Art.A.8.2.4.2, BAEL 91/modifié 99)

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

* Armatures principales :

$S_{\text{tmax}} \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 20; 33 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \quad S_{\text{tmax}} \leq 33 \text{ cm}$

❖ Appui A :

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ Appui B :

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ En travée :

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

* Armatures de répartition :

$S_{\text{tmax}} \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 20; 45 \text{ cm}) = \min (80 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \quad S_{\text{tmax}} \leq 45 \text{ cm}$

❖ Appui A :

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ Appui B :

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ En travée :

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

(Art.A.5.1, 1, BAEL 91/ modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Calcul de τ_u : $T_{\max} = - 44,25 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{44,25 \cdot 10^3}{1000 \times 170} \quad \tau_u = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

d) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

(Art A6.1.3, BAEL 91/ modifié 99)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

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

Calcul de τ_{se} : ΣU_i : La somme des périmètres utiles des barres tendues

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 4 \times 3,14 \times 14 = 175,84 \text{ mm} \quad (n : \text{nombre de barres})$$

$$\tau_{se} = \frac{44,25 \cdot 10^3}{0,9 \times 170 \times 175,84} \quad \tau_{se} = 1,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

(Art A.5.1, 313, BAEL 91/ modifié 99)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec: } a = 0,9 \cdot d$$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 17 \times \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-1} \quad V_u^{\max} \leq 1020 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 44,25 \text{ KN} < 1020 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$A_{aB} \geq \frac{V_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9.d} \right)$$

Avec :

V_u : Effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui ;

M_u : Moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_{aB} = 4,52 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(44,25 \times 10^3 - \frac{24,25 \cdot 10^6}{0,9 \times 170} \right) = -328,46 \text{ mm}^2 = -3,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{aB} = 4,52 \text{ cm}^2 > -3,29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

g) Longueur de scellement droit : (Art A.6.1, 2.1, BAEL 91/modifié 99)

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

Calcul de $\overline{\tau_{se}}$:

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \quad \overline{\tau_{se}} = 2,835 \text{ MPa}$$

Donc :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \overline{\tau_{se}}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} \quad L_s = 49,38 \text{ cm}$$

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

La longueur de scellement dépasse l'épaisseur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre rectiligne se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est:

$$L_c = 0,4 \cdot L_s \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\text{Donc : } L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

6. Calcul à l'ELS :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités.

a) Combinaisons des charges :

$$\text{Volée : } q_s^1 = G_v + Q_v = [(9,865 + 2,5)] \times 1 \text{ ml} = 12,365 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_s^2 = G_p + Q_p = [(6,60 + 2,5)] \times 1 \text{ ml} = 9,10 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_s^m = G_m = 8,12 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM ; en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

- Schéma statique :

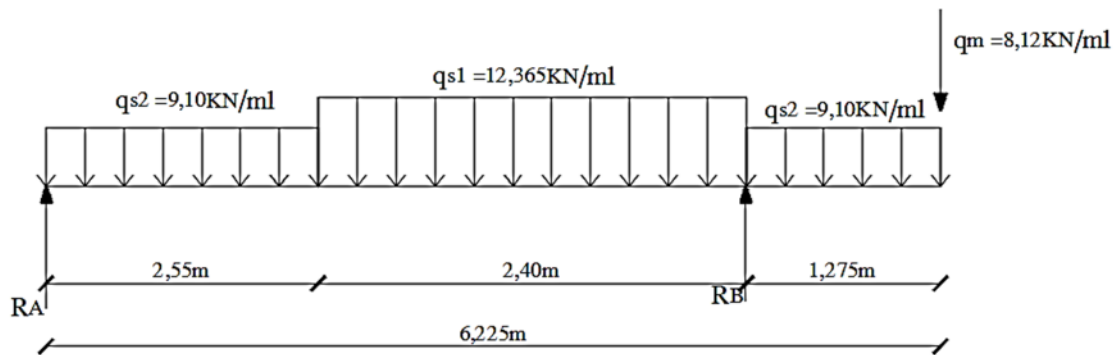


Figure III.2.10. Schéma statique de calcul à l'ELS

Avec :

q_s^1 : Charge revenant à la pailleasse ;

q_s^2 : Charge revenant au palier ;

q_s^m : Charge concentrée due au mur extérieur

- Réactions d'appui :

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = (q_s^1 \times 2,40) + (q_s^2 \times 2,55) + (q_s^2 \times 1,275) + q_{\text{mur}}$$

$$R_A + R_B = (12,365 \times 2,40) + (9,10 \times 2,55) + (9,10 \times 1,275) + 8,12 \quad R_A + R_B = 72,60 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B \times (2,40 + 2,55) - q_s^1 \times 2,40 \cdot \left(\frac{2,40}{2} + 2,55\right) - q_s^2 \times 2,55 \cdot \left(\frac{2,55}{2}\right) -$$

$$q_s^2 \times 1,275 \times \left(\frac{1,275}{2} + 2,40 + 2,55\right) - q_m \times (2,55 + 2,40 + 1,275) = 0$$

$$R_B \times (2,40 + 2,55) - 12,365 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 2,55\right) - 9,10 \times 2,55 \left(\frac{2,55}{2}\right) -$$

$$9,10 \times 1,275 \times \left(\frac{1,275}{2} + 2,40 + 2,55\right) - 8,12 \times (2,55 + 2,40 + 1,275) = 0$$

$$4,95 \cdot R_B = \left[12,365 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 2,55\right) \right] + \left[9,10 \times 2,55 \left(\frac{2,55}{2}\right) \right] + \left[(9,10 \times 1,275 \times \left(\frac{1,275}{2} + 2,40 + 2,55\right)) \right] + [8,12 \times (2,55 + 2,40 + 1,275)] = 0$$

$$4,95 \cdot R_B = 111,29 + 29,59 + 64,83 + 50,55 \quad R_B = 51,77 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 72,60 \text{ KN} \Leftrightarrow R_A = 72,60 - R_B = 72,60 - 51,77 \quad R_A = 20,83 \text{ KN}$$

- Efforts tranchants et moments fléchissants :

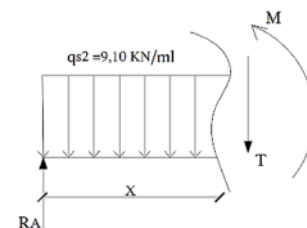
A. Efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,55 \text{ m}$

$$\sum F/Y = 0 \Leftrightarrow -T(x) - q_s^2 \cdot x + R_A = 0 \Leftrightarrow T(x) = -q_s^2 \cdot x + R_A$$

$$T(x) = -9,10 \cdot x + 20,83$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow T(0) = 20,83 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 2,55 \text{ m} \Leftrightarrow T(2,55) = -2,375 \text{ KN} \end{cases}$$

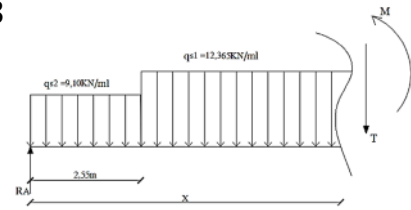


2^{ème} tronçon : $2,55 \leq x \leq 4,95$ m

$$\sum F/Y = 0 \Leftrightarrow -T(x) - q_s^2 \times 2,55 - q_s^1(x - 2,55) + R_A = 0 \Leftrightarrow T(x) = -9,10 \times 2,55 - 12,365(x - 2,55) + 20,83$$

$$T(x) = -12,365 \cdot x + 29,15$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 2,55 \text{ m} \Leftrightarrow T(2,55) = -2,38 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 4,95 \text{ m} \Leftrightarrow T(4,95) = -32,06 \text{ KN} \end{cases}$$

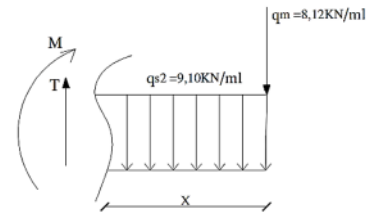


3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275$ m

$$\sum F/Y = 0 \Leftrightarrow T(x) - q_s^2 \cdot x - q_m = 0 \Leftrightarrow T(x) = q_s^2 \cdot x + q_m$$

$$T(x) = 9,10 \cdot x + 8,12$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow T(0) = 8,12 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow T(1,275) = 19,72 \text{ KN} \end{cases}$$



B. Moments fléchissants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,55$ m

$$M(x) - R_A \cdot x + q_s^2 \frac{x^2}{2} = 0 \Leftrightarrow M(x) = R_A \cdot x - q_s^2 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 20,83 \cdot x - 9,10 \frac{x^2}{2}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow M(0) = 0 \\ \text{pour } x = 2,55 \text{ m} \Leftrightarrow M(2,55) = 23,53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $2,55 \leq x \leq 4,95$ m

$$M(x) - R_A \cdot x + q_s^2 \times 2,55 \left(x - \frac{2,55}{2}\right) + q_s^1 \cdot (x - 2,55) \left(\frac{x - 2,55}{2}\right) = 0$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_s^2 \times 2,55 \left(x - \frac{2,55}{2}\right) - q_s^1 \cdot (x - 2,55) \left(\frac{x - 2,55}{2}\right)$$

$$M(x) = 20,83 \cdot x - 9,10 \times 2,55 \left(x - \frac{2,55}{2}\right) - 12,365 \cdot (x - 2,55) \left(\frac{x - 2,55}{2}\right)$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 2,55 \text{ m} \Leftrightarrow M(2,55) = 23,53 \text{ KN.m} \\ \text{pour } x = 4,95 \text{ m} \Leftrightarrow M(4,95) = -17,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275$ m

$$-M(x) - q_m \cdot x - q_s^2 \frac{x^2}{2} = 0 \Leftrightarrow M(x) = -q_m \cdot x - q_s^2 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -8,12 \cdot x - 9,10 \frac{x^2}{2}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 \Leftrightarrow M(0) = 0 \\ \text{pour } x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow M(1,275) = -17,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte pour une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_s^{\max} au niveau des appuis et en travée de 0,3 et 0,85 respectivement.

C. Calcul du moment max :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_s^2 \times 2,55 \left(x - \frac{2,55}{2} \right) - q_s^1 \cdot (x - 2,55) \left(\frac{x - 2,55}{2} \right)$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = -12,365 \cdot x + 29,15$$

$$-12,365 \cdot x + 29,15 = 0 \Leftrightarrow x = \frac{29,15}{12,365} \quad \mathbf{x = 2,36 \text{ m}}$$

$$M(x) = 20,83 \cdot x - 9,10 \times 2,55 \left(x - \frac{2,55}{2} \right) - 12,365 \cdot (x - 2,55) \left(\frac{x - 2,55}{2} \right)$$

$$\mathbf{M_{\max}(2,36 \text{ m}) = 23,76 \text{ KN.m}}$$

❖ Moment en travée :

$$M_s^t = (0,85) M_u^{\max} = 0,85 \times 23,76 \quad \mathbf{M_s^t = 20,196 \text{ KN.m}}$$

❖ Moments aux appuis :

$$\text{Appui A: } M_s^A = (-0,3) M_u^{\max} = -0,3 \times 23,76 \quad \mathbf{M_s^A = -7,128 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Appui B: } \mathbf{M_s^B = -17,78 \text{ KN.m}}$$

- Diagrammes des efforts internes :

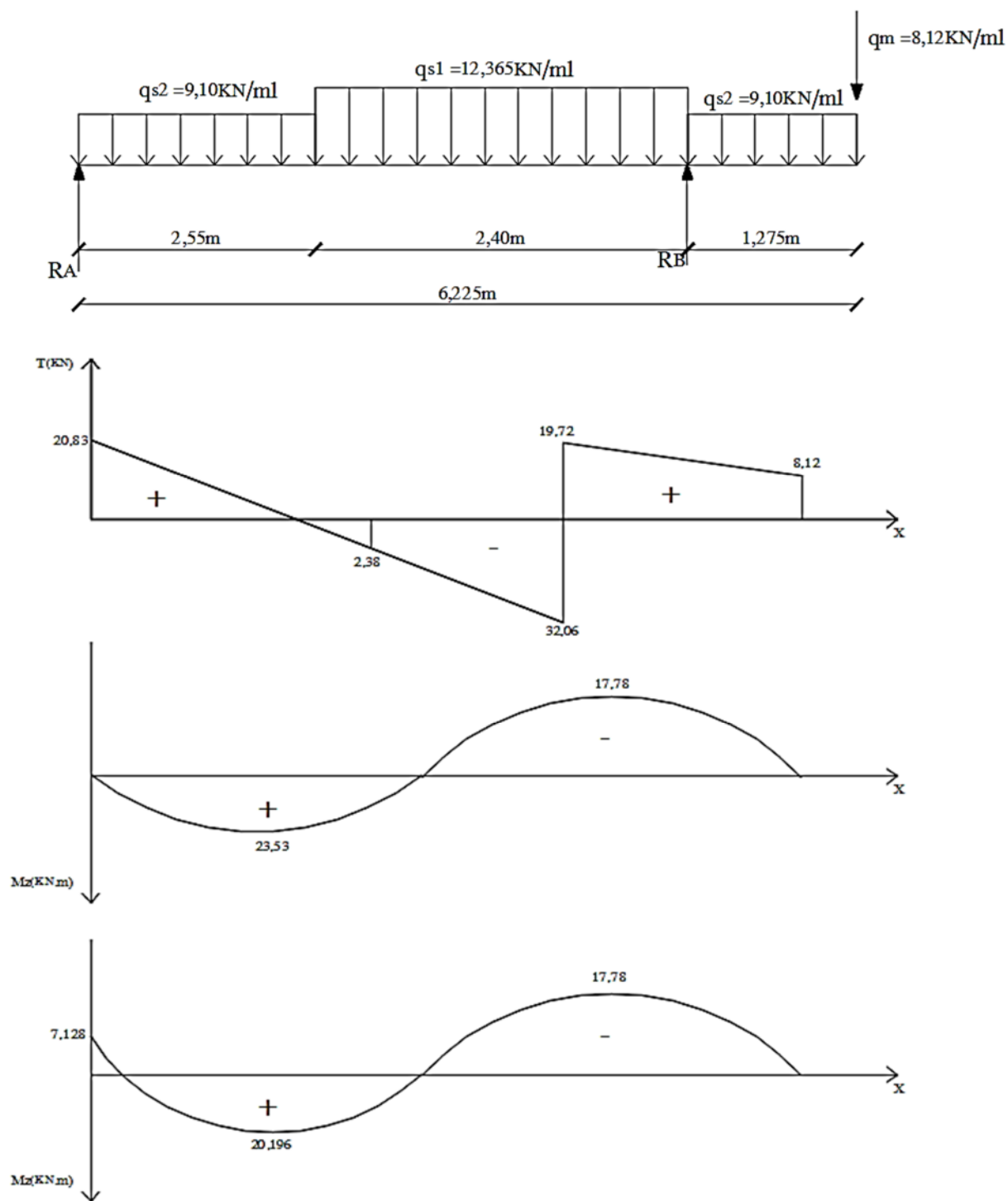


Figure III.2.11. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

7. Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
- Etat limite d'ouverture des fissures ;
- Etat limite de déformation.

a) Etat limite de résistance de béton en compression :

(Art A.4.5.2, BAEL 91/Modifié 99)

❖ En travée : $M_t = 20,196 \text{ KN.m}$, $A_t = 6,15 \text{ cm}^2$

• Contrainte dans l'acier :

On doit s'assurer que: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Calcul de $\bar{\sigma}_s$:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers ;

β_1 et k_1 en fonction de ρ_1 .

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 = \frac{6,15}{100 \times 17} \times 100 = 0,36$$

$$\rho_1 = 0,36 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,907 \quad \text{et} \quad k_1 = 38,76$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{20,196 \cdot 10^6}{0,907 \times 170 \times 615} \quad \sigma_s = 212,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 212,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le béton :

On doit s'assurer que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Calcul de $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Calcul de σ_{bc} :

$$K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{212,98}{38,76} \quad \sigma_{bc} = 5,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Aux appuis :

♦ **Appui A** : $M_a = 7,128 \text{ KN.m}$; $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 = \frac{3,14}{100 \times 12} \times 100 = 0,26$$

$$\rho_1 = 0,26 \Rightarrow \beta_1 = 0,919 \text{ et } k_1 = 46,73$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,128 \cdot 10^6}{0,919 \times 170 \times 314} \quad \sigma_s = 145,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 145,30 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{145,30}{46,73} \quad \sigma_{bc} = 3,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,11 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

♦ **Appui B** : $M_b = 17,78 \text{ KN.m}$; $A_b = 4,52 \text{ cm}^2$

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 = \frac{4,52}{100 \times 17} \times 100 = 0,26$$

$$\rho_1 = 0,26 \Rightarrow \beta_1 = 0,919 \text{ et } k_1 = 46,73$$

$$\sigma_s = \frac{M_b}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{17,78 \cdot 10^6}{0,919 \times 170 \times 452} \quad \sigma_s = 251,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 251,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{251,78}{46,73} \quad \sigma_{bc} = 5,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,39 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2, BAEL 91/modifié 99)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

c) **Etat limite de déformation : (Art B.6.8.424, BAEL 91/modifié 99)**

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

On peut cependant se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

Avec :

h : Hauteur totale;

L : Portée entre nu d'appui ;

d : Hauteur utile de la section droite ;

b : Largeur de la section;

M₀ : Moment fléchissant max dans la travée isostatique;

M_t : Moment fléchissant max en travée ;

A : Section des armatures tendues.

On aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0,20}{4,95} = 0,040 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right. \quad 0,040 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6,15}{100 \times 17} = 0,0036 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right. \quad 0,0036 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0,20}{4,95} = 0,040 \\ \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{20,196}{10 \times 23,76} = 0,085 \end{array} \right. \quad 0,040 < 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

🚦 **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2, BAEL 91/modifié 99)**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec:

f̄ : Flèche admissible ;

E_v : Module de déformation différé ;

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

I₀ : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au centre de gravité de la section ($n = \frac{E_s}{E_b} = 15$) ;

On a : **M_s^t = 20,196 KN.m**

- **Module de la déformation différé :**

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} \quad E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st}(V_2 - c)^2$$

Avec :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} \quad \text{et} \quad V_2 = h - V_1$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n.A = b.h + 15A_t$$

$$B_0 = (100 \times 20) + (15 \times 6,15) \quad B_0 = 2092,25 \text{ cm}^2$$

$S_{/xx}$: Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx.

$$S_{/xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 6,15 \times 17) \quad S_{/xx} = 21568,25 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{21568,25}{2092,25} \quad V_1 = 10,31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,31 \quad V_2 = 9,69 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st}(V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (10,31^3 + 9,69^3) + 15 \times 6,15 \times (9,69 - 3)^2$$

$$I_0 = 70987,62 \text{ cm}^4$$

- **Inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

Avec :

λ_v : Coefficient de déformation de longue durée ;

μ : Coefficient de frottement.

Où 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.

* **Calcul des coefficients (ρ ; λ_v ; μ) :**

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{6,15}{100 \times 17} \quad \rho = 0,0036$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,0036} \quad \lambda_i = 5,83$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = \frac{2}{5} \times 5,83 = 2,332$$

$$\beta_1 = 0,985$$

La Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{20,196 \cdot 10^6}{0,985 \times 170 \times 615} \quad \sigma_s = 196,11 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$= \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0036 \times 196,11 + 2,1}; 0 \right\} = \max \{0,25; 0\} \quad \mu = 0,25$$

Donc :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} = \frac{1,1 \times 70987,62}{1 + (0,25 \times 2,332)} \quad I_{fv} = 49328,10 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{20,196 \cdot 10^6 \times (4950)^2}{10 \times 10818,86 \times 49328,10 \cdot 10^4} \quad f = 9,27 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4950}{500} \quad \bar{f} = 9,90 \text{ mm}$$

$$f = 9,27 \text{ mm} < \bar{f} = 9,90 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée}$$

Conclusion :

La vérification étant satisfaite, alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Ferrailage des escaliers du RDC :

Epaisseur de la paillasse et du palier : $e_p = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures Principales :

- Aux appuis :

Appui A : 4HA10 = 3,14 cm² ; avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

Appui B : 4HA12 = 4,52 cm² ; avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travée : 4HA14 = 6,15 cm² ; avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Armatures de Répartition :

- Aux appuis :

Appui A : 4HA10 = 3,14 cm² ; avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

Appui B : 4HA10 = 3,14 cm² ; avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travée : 4HA10 = 3,14 cm² ; avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire, se situe au niveau du palier intermédiaire de l'escalier à mi-étage, elle est encastree à ses deux extrémités dans les poteaux de la cage d'escalier.

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction du palier intermédiaire. Le calcul se fera en flexion simple et en torsion, mais on se limitera à la flexion simple car elle nous donne les moments les plus défavorables.

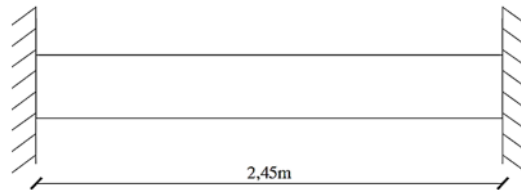


Figure III.3.1. Schéma de la poutre palière

3.1. Pré dimensionnement de la poutre :

a) Hauteur de la poutre :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

h_t : Hauteur de la poutre ;

L : Longueur libre maximale de la poutre entre nus d'appuis.

On a : $L = 270 - 25 = 245$ cm

On aura :

$$\frac{245}{15} \leq h \leq \frac{245}{10} \quad 16,33 \text{ cm} \leq h \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend: $h = 20$ cm

b) Largeur de la poutre :

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad 8 \text{ cm} \leq b \leq 14 \text{ cm}$$

On prend : $b = 10$ cm

c) Vérifications relatives aux exigences du RPA 99 (Art7.5, 1):

$h \geq 30$ cm $20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée

$b \geq 20$ cm $10 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{20}{10} = 2 < 4 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Les conditions ne sont pas vérifiées pour la poutre palière, donc on prendra les valeurs minimales du RPA 99 version 2003.

Conclusion :

La section de la poutre palière est : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

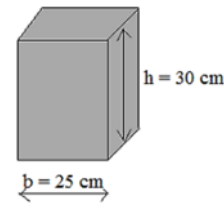


Figure III.3.2. Pré-dimensionnement de la poutre palière

3.2. Détermination des charges et surcharges :

La poutre palière est soumise à :

1. Son poids propre : $G_p = \rho \times V = 25 \times 0,25 \times 0,30 \quad G_p = 1,875 \text{ KN/ml}$

2. Réactions du palier :

- à l'état limite ultime (ELU) : $R_B = 71,35 \text{ KN/ml}$
- à l'état limite de service (ELS) : $R_B = 51,77 \text{ KN/ml}$

3.3. Combinaisons de charge :

À l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 2 \times \frac{R_B}{L} = 1,35 \times 1,875 + 2 \times \frac{71,35}{2,45} \quad q_u = 60,78 \text{ KN/ml}$$

À l'ELS :

$$q_s = G + 2 \times \frac{R_B}{L} = 1,875 + 2 \times \frac{51,77}{2,45} \quad q_s = 44,14 \text{ KN/ml}$$

3.4. Calcul à l'ELU :

❖ Calcul des efforts internes :

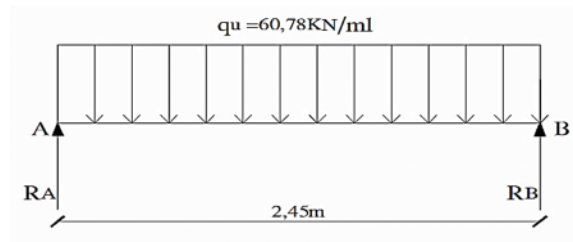


Figure III.3.3. Schéma statique de calcul à l'ELU

○ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{60,78 \times (2,45)^2}{8} \quad M_u = 45,60 \text{ KN.m}$$

○ Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{60,78 \times 2,45}{2} \quad T_u = 74,45 \text{ KN}$$

o Moments corrigés :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte pour une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_u^{max} au niveau des appuis et en travée de 0,3 et 0,85 respectivement.

- Aux appuis : $M_u^a = (-0,30) M_u^{max} = (-0,30) \times 45,60$ $M_u^a = -13,68 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_u^t = 0,85 \times M_u^{max} = 0,85 \times 45,60$ $M_u^t = 38,76 \text{ KN.m}$

o Diagrammes des efforts internes :

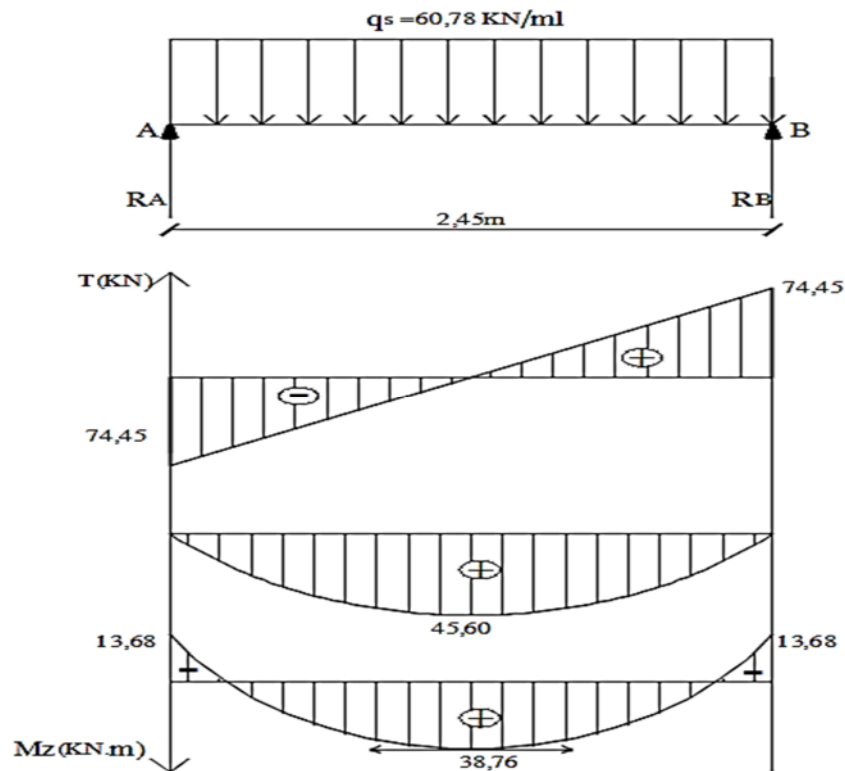


Figure III.3.4. Diagrammes des efforts internes à l'ELU

3.5. Calcul des armatures :

1. Armatures longitudinales :

$$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

1- Aux appuis : $M_a = -13,68 \text{ KN.m}$;

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{13,68 \cdot 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,052$$

$\mu = 0,052 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

Du tableau (pierre Charon) on tire $\beta : \mu = 0,052 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,973$

$$A_{st}^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^a = \frac{13,68 \cdot 10^6}{0,973 \times 270 \times 348} \quad A_{st}^a = 1,49 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant: $A_{st}^a = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$

2- En travée: $M_t = 38,76 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{38,76 \cdot 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,149$$

$\mu = 0,149 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,149 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,918$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st}^t = \frac{38,76 \cdot 10^6}{0,918 \times 270 \times 348} \quad A_{st}^t = 4,49 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant: $A_{st}^t = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$

2. Armatures transversales : (Art A 7.2.2, BAEL 91/modifié 99)

Les armatures transversales doivent répondre aux conditions suivantes :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \phi_l; \frac{250}{10}\right) \quad \phi_t \leq \min(8,57; 14; 25) \quad \phi_t = 8 \text{ mm} < 8,57 \text{ mm}$$

On opte pour un cadre et un étrier de $\phi 8$ Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA2003 (Art 7.5.2.2), l'espacement est donné selon deux zones :

- En zone nodale :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \quad S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \cdot b} = \frac{2,01}{0,003 \times 25} = 26,80 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \min\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1,4\right\} = \min\{7,5 \text{ cm}; 16 \text{ cm}\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

- ❖ Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

On opte pour un cadre et un étrier en HA8 tel que : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

3.6. Vérifications à L'ELU :

1. Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1, BAEL 91/modifié 99)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_t \geq A_{\min} \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée}$$

2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement):

(Art.A.5.1.1, BAEL 91/modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Calcul de τ_u : $T_{\max} = - 74,45 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{74,45 \cdot 10^3}{250 \times 270} \quad \tau_u = 1,10 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

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

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

(Art A6.1.3, BAEL 91/ modifié 99)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Calcul de $\overline{\tau_{se}}$:

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 \quad \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: La somme des périmètres utiles des barres tendues

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm} \quad (n : \text{nombre de barres})$$

$$\tau_{se} = \frac{74,45 \cdot 10^3}{0,9 \times 270 \times 131,88} \quad \tau_{se} = 2,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,32 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

✓ Influence sur les armatures : (Art 5.1.1, 312, BAEL 91/modifié 99)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_a \geq A_{\min} = \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = \frac{1,15}{400} \left(74,45 \cdot 10^3 - \frac{13,68 \cdot 10^6}{0,9 \times 270} \right) = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Influence sur le béton : (Art 5.1.1, 313, BAEL 91/modifié 99)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec: } a = 0,9 \cdot d$$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 27 \times \frac{25}{1,5} \cdot 10^{-1} \quad V_u^{\max} \leq 405 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 74,45 \text{ KN} < 405 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

5. Ancrage des barres aux appuis : (Art A.6.1, 221, BAEL 91/modifié 99)

La longueur de scellement droit est :

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

Calcul de τ_{se} :

$$\tau_{se} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \quad \tau_{se} = 2,835 \text{ MPa}$$

▪ Aux appuis :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

On prend: $L_s = 40 \text{ cm}$

▪ En travée :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm ;}$$

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

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre rectiligne se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est:

▪ Aux appuis :

$$L_a = 0,4 \cdot L_s \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\text{Donc : } L_a = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

▪ En travée :

$$L_a = 0,4 \cdot L_s \text{ (pour les aciers HA)}$$

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

6. Exigence du RPA99 pour armatures longitudinales :

(Art 7.5.2.1 du RPA 99/ version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total des aciers longitudinaux :

$$A_s = 3HA10 + 3HA14 = 2,35 + 4,62 = 6,97 \text{ cm}^2$$

0,5% de la section :

$$\frac{0,5 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,97 \text{ cm}^2 > 3,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3.7. Calcul à l'ELS :

Il faut rappeler que : $q_s = 44,14 \text{ KN/ml}$

❖ Calcul des efforts internes :

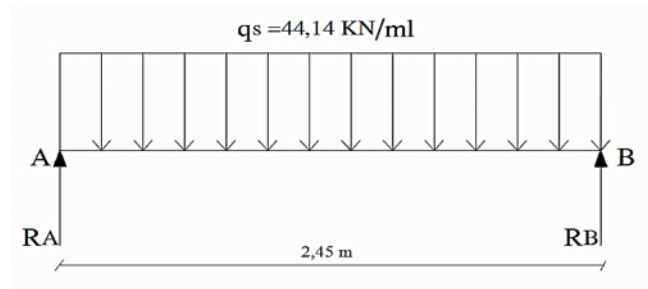


Figure III.3.5. Schéma statique de calcul à l'ELS

○ Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{44,14 \times (2,45)^2}{8} \quad \mathbf{M_s = 33,12 \text{ KN.m}}$$

○ Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{44,14 \times 2,45}{2} \quad \mathbf{T_s = 54,07 \text{ KN}}$$

○ Moments corrigés :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte pour une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_s^{\max} au niveau des appuis et en travée de 0,3 et 0,85 respectivement.

- Aux appuis : $M_s^a = (-0,30) M_s^{\max} = -0,30 \times 33,12$ $\mathbf{M_s^a = -9,936 \text{ KN.m}}$
- En travée : $M_s^t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 33,12$ $\mathbf{M_s^t = 28,152 \text{ KN.m}}$

o Diagrammes des efforts internes :

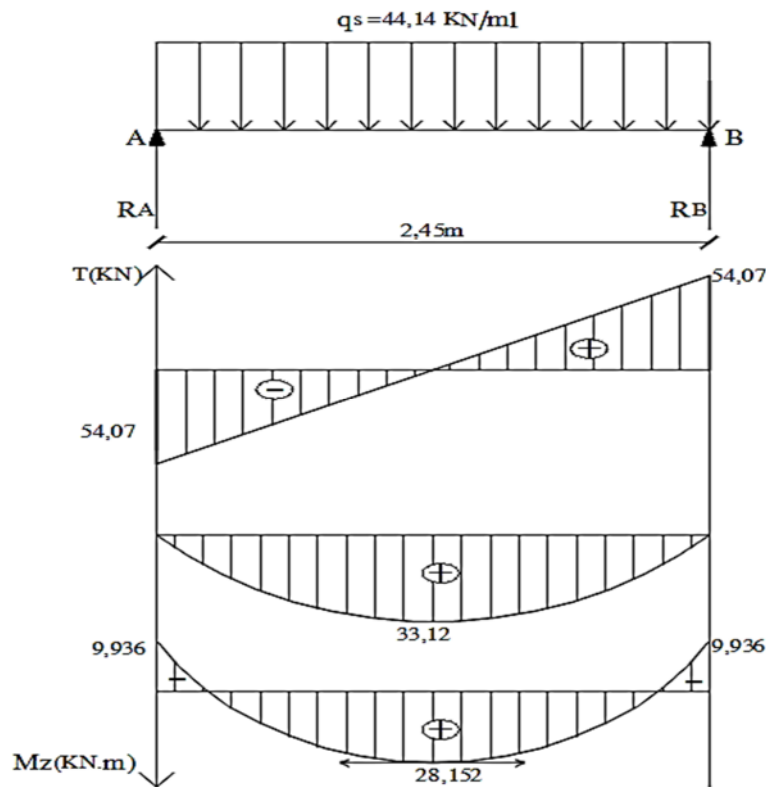


Figure III.3.6. Diagrammes des efforts internes à l'ELS

3.8. Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leur sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
- Etat limite d'ouverture des fissures ;
- Etat limite de déformation.

1. Etat limite de résistance de béton en compression :

(Art A.4.5.2, BAEL 91/ modifié 99)

❖ En travée : $M_t = 28,152 \text{ KN.m}$; $A_t = 4,62 \text{ cm}^2$

• Contrainte dans l'acier :

On doit s'assurer que :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_s$$

Calcul de $\bar{\sigma}_s$:

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte de traction des aciers ;

β_1 et k_1 en fonction de ρ_1 .

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 = \frac{4,62}{25 \times 27} \times 100 = 0,68$$

$$\rho_1 = 0,68 \implies \beta_1 = 0,880 \text{ et } k_1 = 26,67$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{28,152 \cdot 10^6}{0,880 \times 270 \times 462} \quad \sigma_s = 256,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 256,46 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le béton :

On doit s'assurer que: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Calcul de $\overline{\sigma_{bc}}$:

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de σ_{bc} :

$$K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{256,46}{26,67} \quad \sigma_{bc} = 9,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \text{ Aux appuis : } M_a = 9,936 \text{ KN.m ; } A_a = 2,35 \text{ cm}^2$$

• Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 = \frac{2,35}{25 \times 27} \times 100 = 0,34$$

$$\rho_1 = 0,34 \implies \beta_1 = 0,909 \text{ et } k_1 = 39,95$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{9,936 \cdot 10^6}{0,909 \times 270 \times 235} \quad \sigma_s = 172,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 172,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le béton :

$$K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{172,27}{39,95} \quad \sigma_{bc} = 4,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,31 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2, BAEL 91/modifié 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, alors on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

3. Etat limite de déformation : (Art B.6.8.424, BAEL 91/modifié 99)

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

Avec :

h : Hauteur totale;

L : Portée entre nu d'appui ;

d : Hauteur utile de la section droite ;

b : Largeur de la section;

M₀ : Moment fléchissant max dans la travée isostatique;

M_t : Moment fléchissant max en travée ;

A : Section des armatures tendues.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{245} = 0,122 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right. \quad 0,122 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4,62}{25 \times 27} = 0,0068 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right. \quad 0,0068 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{245} = 0,122 \\ \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{28,152}{10 \times 33,12} = 0,085 \end{array} \right. \quad 0,122 > 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, par conséquent, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Ferraillage de la poutre Palière :

Pré dimensionnement de la poutre : (b x h) = (25 x 30) cm²

- Armatures longitudinales :
 - Aux appuis : 3HA10 = 2,35 cm² (filantes pour le lit supérieur)
 - En travée : 3HA14 = 4,62 cm² (filantes pour le lit inférieur)
- Armatures transversales :
 - 1 cadre et 1 étrier, soit 4HA8
- Espacement des armatures transversales :
 - En zone nodale : S_t = 7 cm
 - En zone courante : S_t = 15 cm

III.4. Calcul de porte à faux :

Nous disposons de porte à faux réalisés en corps creux (16 + 4), coulées sur place et reposant sur deux appuis, munis de poutres de chaînage et des murs extérieurs en double cloisons.

Le calcul se basera sur la détermination du ferrailage de la poutre de chaînage semi encastrée à ses deux extrémités.

4.1. Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :

a) Hauteur de la poutre :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

h : Hauteur de la poutre ;

L : Portée libre maximale de la poutre entre nus d'appuis dans le sens considéré.

On a :

$$L = 345 - 25 = 320 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \quad 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

On opte pour : **h = 30 cm**

b) Largeur de la poutre :

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0,4 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h$$

Donc :

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad 12 \text{ cm} \leq h \leq 21 \text{ cm}$$

On opte pour : **b = 20 cm**

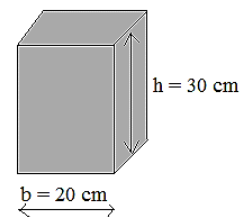


Figure III.4.1. Pré dimensionnement des poutres de chaînage

c) Vérifications relatives aux exigences du RPA 99 (Art 7.5, 1) :

$h \geq 30 \text{ cm}$ $30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$b \geq 20 \text{ cm}$ $20 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

$\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{30}{20} = 1,5 < 4 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

La section des poutres de chaînage est : **(b x h) = (20 x 30) cm²**

4.2. Ferrailage :

Voir Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux (Les poutres).

III.5. Calcul de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés de $\alpha_1 = 19,45^\circ$ et $\alpha_2 = 13,71^\circ$; reposant de part et d'autre sur des murs pignons.

5.1. Les différents éléments de la charpente :

La charpente de notre ouvrage contient les éléments suivants :

- Tuiles ;
- Liteaux ;
- Chevrons ;
- Panne sablière, panne faitière et panne intermédiaire.

Dans cette étude, nous nous intéressons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (Pannes, chevrons, liteaux) et à vérifier leur résistance aux différentes sollicitations.

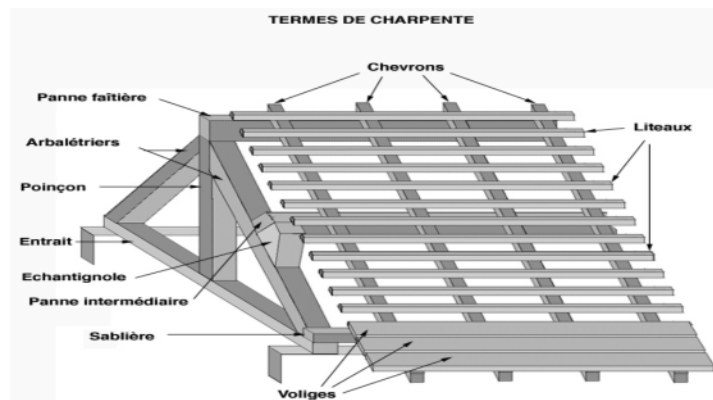


Figure III.5.1. Schéma de la toiture

❖ Choix des sections :

Le choix de section des éléments sont conditionnés par le marché, c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections les plus commercialisées.

On adoptera les sections suivantes :

- ✓ Les pannes (10,5 × 22,50) cm²
- ✓ Les chevrons (5 × 7) cm²
- ✓ Les liteaux (3 × 3) cm²

Pour 1m², nous avons une panne et deux chevrons.

5.2. Détermination des charges et surcharges :

5.2.1. Charges permanentes (voir chapitre II) :

- | | |
|---|------------------------|
| - Poids propre des tuiles et des liteaux | 0,45 KN/m ² |
| - Poids propre des pannes et des chevrons | 0,10 KN/m ² |

- Les charges permanentes deviennent :

$$\begin{cases} G_t + G_l = 0,45 \times \frac{1}{\cos 19,45} = 0,48 \text{ KN/m}^2 \\ G_p + G_c = 0,10 \times \frac{1}{\cos 19,45} = 0,11 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad G_T = 0,48 + 0,11 \quad G_T = 0,59 \text{ KN/m}^2$$

5.2.2. Charges d'exploitations :

- Poids de la neige $1,00 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1 \times \frac{1}{\cos 19,45} \quad Q = 1,06 \text{ KN/m}^2$$

5.3. Combinaisons de charge :

- A l'état limite ultime ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 0,59) + (1,5 \times 1,06) \quad q_u = 2,39 \text{ KN/m}^2$$

- A l'état limite de service ELS :

$$q_s = G + Q = 0,59 + 1,06 \quad q_s = 1,65 \text{ KN/m}^2$$

5.4. Détermination des efforts revenant aux différents éléments :

5.4.1. Effort revenant aux pannes q_p :

$$q_p = q_u \times e_p$$

L'espacement des pannes est : $e_p = 1,00 \text{ m}$

La portée des pannes : $L_p = 3,45 \text{ m}$

On aura :

$$\text{A l'ELU : } q_{up} = q_u \times e_p = 2,39 \times 1,00 \quad q_{up} = 2,39 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sp} = q_s \times e_p = 1,65 \times 1,00 \quad q_{sp} = 1,65 \text{ KN/ml}$$

5.4.2. Effort revenant aux chevrons q_c :

$$q_c = q_u \times e_c$$

L'espacement des chevrons est : $0,20 \text{ m} \leq e_c \leq 0,60 \text{ m}$

On prend : $e_c = 0,50 \text{ m}$

La portée des chevrons : $L_c = 1,00 \text{ m}$

On aura :

$$q_{uc} = q_u \times e_c = 2,39 \times 0,50 \quad q_{uc} = 1,195 \text{ KN/ml}$$

5.4.3. Effort revenant aux liteaux q_l :

$$q_l = q_u \times e_l$$

L'espacement des liteaux est : $e_l = 0,32 \text{ m}$

La portée des liteaux : $L_l = 0,50 \text{ m}$

On aura :

$$\text{A l'ELU : } q_{ul} = q_u \times e_l = 2,39 \times 0,32 \quad q_{ul} = 0,765 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sl} = q_s \times e_l = 1,65 \times 0,32 \quad q_{sl} = 0,528 \text{ KN/ml}$$

5.5. Dimensionnement des différents éléments :

5.5.1. Calcul des pannes :

Les pannes sont des pièces horizontales en bois appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue trois types de panne :

- ◆ Les pannes faîtières ;
- ◆ Les pannes sablières ;
- ◆ Les pannes intermédiaires (pannes courantes).

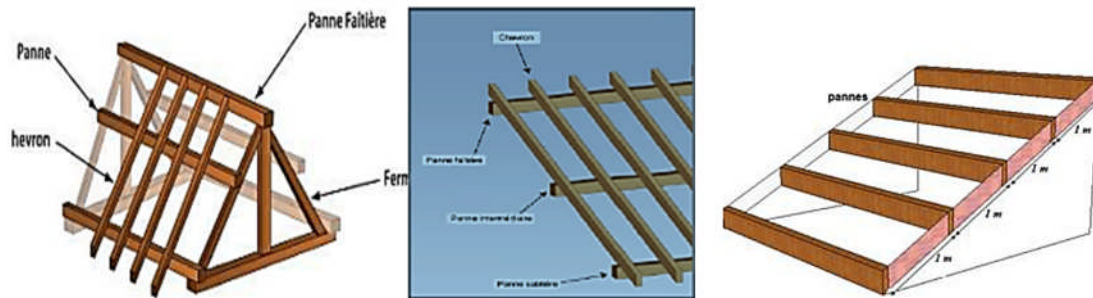


Figure III.5.2. Disposition des pannes sur les poutres

➤ Dimensionnement des pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p comme le montre le schéma suivant :

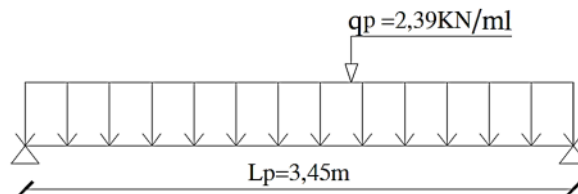


Figure III.5.3. Schéma de chargement des pannes

a) Vérification de la section des pannes :

Le choix de la section des pannes doit vérifier la formule suivante :

$$\frac{h}{b} < 5$$

Pour 1,00 m², nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections respectivement sont (10,5 × 22,5) cm² et (5 × 7) cm².

Donc :

$$\frac{h}{b} < 5 \quad \frac{22,5}{10,5} < 5 \quad 2,14 < 5$$

b) Vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{x'x}/V} + \frac{M_{fy}}{I_{y'y}/V} \leq \bar{\sigma}_f$$

Avec :

σ_f : Contrainte dans le bois ;

M_{fx} : Moment fléchissant dans le sens (x-x) ;

M_{fy} : Moment fléchissant dans le sens (y-y) ;

W_x : Module de résistance : $W_x = I_{x'x}/V$;

W_y : Module de résistance : $W_y = I_{y'y}/V$;

$\bar{\sigma}_f$: Contrainte limite admissible dans le bois.

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie « I » ; et d'après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire $\bar{\sigma}_f$ dans ce bois travaillant en flexion déviée est :

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

🔧 Calcul des moments de flexion :

$$\begin{cases} \text{Suivant } x'x: M_{fx} = q_{py} \cdot \frac{L^2}{8} \\ \text{Suivant } y'y: M_{fy} = q_{px} \cdot \frac{L^2}{8} \end{cases}$$

🔧 Détermination des deux composantes de q_p suivant $x'x$ et $y'y$:

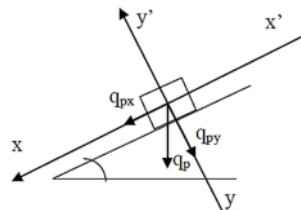


Figure III.5.4. Schéma statique de la panne

◆ A l'ELU :

Suivant $x'x$: $q_{upx} = q_{up} \cdot \sin\alpha = 2,39 \times 0,333 = 0,80 \text{ KN/ml}$

Suivant $y'y$: $q_{upy} = q_{up} \cdot \cos\alpha = 2,39 \times 0,943 = 2,25 \text{ KN/ml}$

◆ A l'ELS :

Suivant $x'x$: $q_{spx} = q_{sp} \cdot \sin\alpha = 1,65 \times 0,333 = 0,55 \text{ KN/ml}$

Suivant $y'y$: $q_{spy} = q_{sp} \cdot \cos\alpha = 1,65 \times 0,943 = 1,55 \text{ KN/ml}$

On aura :

$$\begin{cases} M_{fx} = q_{upy} \cdot \frac{L_p^2}{8} = 2,25 \times \frac{(3,45)^2}{8} & M_{fx} = 3,35 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = q_{upx} \cdot \frac{L_p^2}{8} = 0,80 \times \frac{(3,45)^2}{8} & M_{fy} = 1,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

🚦 Calcul des modules de résistance :

$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = \frac{I_{x/x}}{V} = \frac{b \cdot h^3 / 12}{h/2} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{10,5 \times (22,5)^2}{6} \quad W_x = 885,94 \text{ cm}^3 \\ W_y = \frac{I_{y/y}}{V} = \frac{h \cdot b^3 / 12}{h/2} = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{22,5 \times (10,5)^2}{6} \quad W_y = 413,44 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

On aura :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{x/x}/V} + \frac{M_{fy}}{I_{y/y}/V} = \frac{3,35 \cdot 10^4}{885,94} + \frac{1,19 \cdot 10^4}{413,44} \quad \sigma_f = 66,60 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 66,60 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section choisie est admise vis-à-vis des contraintes.

c) Vérification de la flèche : (Art 4.962 CB71)

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison (G + Q).

La valeur de la flèche admissible fixée par les règles C13. 71 pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300}$$

Avec :

L_p : Portée des pannes qui est égal à : $L_p = 345 \text{ cm}$

D'où :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{345}{300} \quad \bar{f} = 1,15 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_p^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2}$$

Avec :

E_f : Module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} \quad E_f = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$$

Ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{fx} = q_{spx} \cdot \frac{L_p^2}{8} = 1,55 \times \frac{(3,45)^2}{8} \quad M_{fx} = 3,31 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = q_{spx} \cdot \frac{L_p^2}{8} = 0,55 \times \frac{(3,45)^2}{8} \quad M_{fy} = 0,82 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On aura :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{fx} &= \frac{M_{fx}}{I_{x'x'}/V} = \frac{3,31 \cdot 10^4}{885,94} & \sigma_{fx} &= 37,36 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_{fy} &= \frac{M_{fy}}{I_{y'y'}/V} = \frac{0,82 \cdot 10^4}{413,44} & \sigma_{fy} &= 19,83 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned} \right.$$

$$\sigma_f = \sqrt{(\sigma_{fx})^2 + (\sigma_{fy})^2} = \sqrt{(37,36)^2 + (19,83)^2} \quad \sigma_f = 42,30 \text{ daN/cm}^2$$

Donc :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_p^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} = \frac{5 \times 42,30 \times (345)^2}{48 \times 131080,128 \times 22,5/2} \quad f = 0,36 \text{ cm}$$

$f = 0,36 \text{ cm} < \bar{f} = 1,15 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Conclusion :

La section choisie (10,5 x 22,5) cm² pour les pannes est admise.

5.5.2. Calcul des chevrons :

La section des chevrons est de (5 x 7) cm².

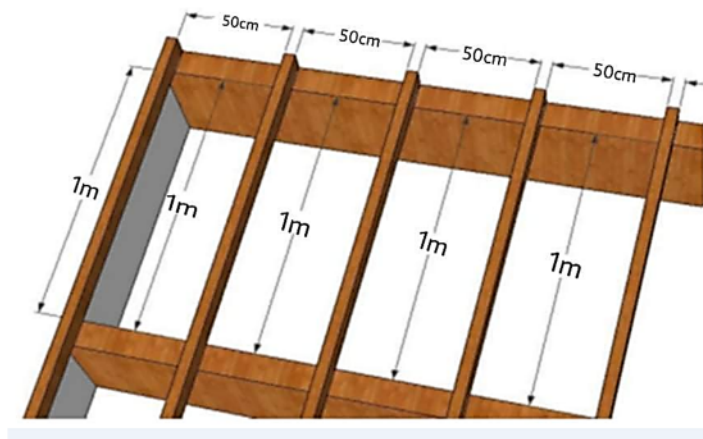


Figure III.5.5. Disposition des chevrons sur les pannes

➤ **Dimensionnement des chevrons :**

Le chevron est considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis, il travaille en flexion simple sous la charge q_c comme le montre le schéma ci-après :

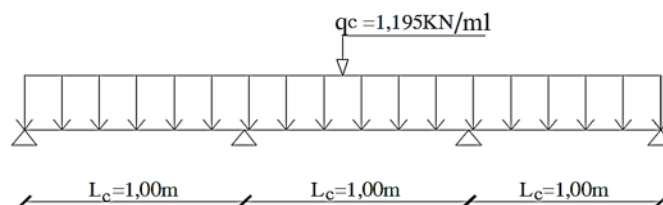


Figure III.5.6. Schéma de chargement des chevrons

a) Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{M_f}{I/V} \leq \bar{\sigma}_f$$

✚ Calcul des moments fléchissant :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont :

- Aux appuis : $M_{fa} = 0,8.M_0$
- En travées : $M_{ft} = 0,66.M_0$

Avec :

$$M_0 = q_c \cdot \frac{L_c^2}{8} = 1,195 \times \frac{(1,00)^2}{8} \Leftrightarrow M_0 = 0,15 \text{ KN.m}$$

Ce qui donne :

- Aux appuis : $M_{fa} = 0,8 \times 0,15$ $M_{fa} = 0,12 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ft} = 0,66 \times 0,15$ $M_{ft} = 0,099 \text{ KN}$.

✚ Calcul du module de résistance :

$$W = \frac{I}{V} = \frac{b \cdot h^3 / 12}{h/2} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} \quad W = 40,83 \text{ cm}^3$$

On aura :

- Aux appuis :

$$\sigma_{fa} = \frac{M_{fa}}{I/V} = \frac{0,12 \cdot 10^4}{40,83} \quad \sigma_{fa} = 29,39 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fa} = 29,39 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- En travée :

$$\sigma_{ft} = \frac{M_{ft}}{I/V} = \frac{0,099 \cdot 10^4}{40,83} \quad \sigma_{ft} = 24,25 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{ft} = 24,25 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section choisie est admise vis-à-vis des contraintes.

b) Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (chevrons, liteaux et tuiles) est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200}$$

Avec :

L_c : Portée des chevrons qui est égal à : $L_c = 100 \text{ cm}$

D'où :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} \quad \bar{f} = 0,5 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_c^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2}$$

Avec :

E_f : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000 \cdot \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} \Leftrightarrow E_f = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$$

Ce qui donne :

o Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_c^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} = \frac{5 \times 29,39 \times (100)^2}{48 \times 131080,128 \times 7/2} \quad f_a = 0,067 \text{ cm}$$

$$f_a = 0,067 \text{ cm} < \bar{f} = 0,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

o En travée :

$$f_t = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_c^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} = \frac{5 \times 24,25 \times (100)^2}{48 \times 131080,128 \times 7/2} \quad f_t = 0,055 \text{ cm}$$

$$f_t = 0,055 \text{ cm} < \bar{f} = 0,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La section choisie (5×7) cm^2 pour les chevrons est admise.

5.5.3. Calcul des liteaux :

La section des liteaux est de (3×3) cm^2 .

➤ Dimensionnement des liteaux :

Le dimensionnement et l'étude des liteaux se fait de la même manière que les pannes.

Elle travaille en flexion déviée sous la charge q_l comme le montre le schéma suivant :

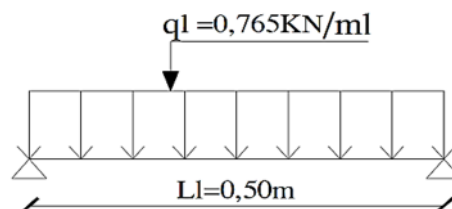


Figure III.5.7. Schéma de chargement des liteaux

a) Vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{x'x}/V} + \frac{M_{fy}}{I_{y'y}/V} \leq \bar{\sigma}_f$$

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I et d'après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire $\bar{\sigma}_f$ dans ce bois travaillant en flexion déviée est :

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

✚ Calcul des moments de flexion :

$$\begin{cases} \text{Suivant } x'x: M_{fx} = q_{px} \cdot \frac{L^2}{8} \\ \text{Suivant } y'y: M_{fy} = q_{py} \cdot \frac{L^2}{8} \end{cases}$$

✚ Détermination des deux composantes de q_p suivant $x'x$ et $y'y$:

A l'ELU :

$$\text{Suivant } x'x : q_{ulx} = q_{up} \cdot \sin\alpha = 0,765 \times 0,333 = 0,25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Suivant } y'y : q_{uly} = q_{up} \cdot \cos\alpha = 0,765 \times 0,943 = 0,72 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$\text{Suivant } x'x : q_{slx} = q_{sp} \cdot \sin\alpha = 0,528 \times 0,333 = 0,18 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Suivant } y'y : q_{sly} = q_{sp} \cdot \cos\alpha = 0,528 \times 0,943 = 0,50 \text{ KN/ml}$$

On aura :

$$\begin{cases} M_{fx} = q_{uly} \cdot \frac{L_1^2}{8} = 0,72 \times \frac{(0,50)^2}{8} & M_{fx} = 0,0225 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = q_{ulx} \cdot \frac{L_1^2}{8} = 0,25 \times \frac{(0,50)^2}{8} & M_{fy} = 0,0078 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ Calcul des modules de résistance :

$$\begin{cases} W_x = \frac{I_{x'x}}{V} = \frac{b \cdot h^3 / 12}{h/2} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{3 \times (3)^2}{6} & W_x = 4,5 \text{ cm}^3 \\ W_y = \frac{I_{y'y}}{V} = \frac{h \cdot b^3 / 12}{h/2} = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{3 \times (3)^2}{6} & W_y = 4,5 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

On aura :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{x'x}/V} + \frac{M_{fy}}{I_{y'y}/V} = \frac{0,0225 \cdot 10^4}{4,5} + \frac{0,0078 \cdot 10^4}{4,5} \quad \sigma_f = 67,33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 67,33 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section choisie est admise vis-à-vis des contraintes.

b) Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche admissible fixée par les règles C13. 71 pour les liteaux est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_1}{200}$$

Avec :

L_1 : Portée des liteaux qui est égal à : $L_1 = 50$ cm

D'où :

$$\bar{f} = \frac{L_1}{200} = \frac{50}{200} \quad \bar{f} = 0,25 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_1^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2}$$

Avec :

E_f : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000\sqrt{\sigma_f} = 11000\sqrt{142} \Leftrightarrow E_f = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{fx} = q_{sly} \cdot \frac{L_1^2}{8} = 0,50 \times \frac{(0,50)^2}{8} & M_{fx} = 0,0156 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = q_{slx} \cdot \frac{L_1^2}{8} = 0,18 \times \frac{(0,50)^2}{8} & M_{fy} = 0,0056 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{I_{x'x}/V} = \frac{0,0156 \cdot 10^4}{4,5} & \sigma_{fx} = 34,67 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_{fy} = \frac{M_{fy}}{I_{y'y}/V} = \frac{0,0056 \cdot 10^4}{4,5} & \sigma_{fy} = 12,44 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_f = \sqrt{(\sigma_{fx})^2 + (\sigma_{fy})^2} = \sqrt{(34,67)^2 + (12,44)^2} \quad \sigma_f = 36,83 \text{ daN/cm}^2$$

Donc :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_1^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} = \frac{5 \times 36,83 \times (50)^2}{48 \times 131080,128 \times 3/2} \quad f = 0,049 \text{ cm}$$

$$f = 0,049 \text{ cm} < \bar{f} = 1,15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La section choisie (3 x 3) cm² pour les liteaux est admise.

5.6. Assemblage de la charpente :

Un assemblage doit être en mesure de transmettre les sollicitations calculées (effort tranchant, moment fléchissant.....), entre les éléments de la toiture.

a) Types d'assemblages :

- ✓ Liaison par contact bois sur bois transmettant essentiellement des efforts de compression, il s'agit d'un assemblage dit « traditionnels ».
- ✓ Liaison par organes d'assemblage : les organes d'assemblages comprennent notamment les organes de type tige, pointes, boulons, broches, vis ...etc.
- ✓ Assemblage collés.

Dans notre projet nous optons pour un assemblage cloué, utilisé en pratique.

Dans l'assemblage des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés pour des ouvrages importants à des charges considérables.

b) Assemblage Cloué (traditionnels) : règles de calcul et de conception des charpentes en bois CB71/Juin 84 Art 4,62-12

Les assemblages traditionnels, appelés cloués, fonctionnent en mobilisant le contact bois sur bois et le frottement dans la zone d'assemblage. Ils permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression.

Art 4,62-123 C.B/71/Juin 84 : Il y'a intérêt pour éviter le fendage, de prendre les précautions suivantes :

- Diminuer le nombre de cloue sur les fils.
- Commencer l'enfoncement des clous par les files extérieures et par les clous d'ordre pair.
- L'usage de clous à pointes coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

Le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- * Epaisseur de la pièce la plus mince ;
- * Humidité du bois au moment de la fabrication ;
- * Dureté du bois en œuvre.

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide, car le trou s'élargit par dessiccation du bois, mais le clou rouillé et l'adhérence croit, donnant par composition une charge admissible constante.

*Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.

*Pour la charpente du bâtiment que nous avons calculé, le bois utilisé est le sapin.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30 \text{ mm} \Leftrightarrow d \leq \frac{e}{7} \\ e > 30 \text{ mm} \Leftrightarrow d \leq \frac{e}{9} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{pour le bois tendu}$$

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30 \text{ mm} \Leftrightarrow d \leq \frac{e}{9} \\ e > 30 \text{ mm} \Leftrightarrow d \leq \frac{e}{11} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{pour le bois dur et sec}$$

Avec :

d: Diamètre des clous ;

e : Epaisseur du bois le plus mince à assemblé (litageux).

Sachant que la pièce la plus mince (litageux) à une épaisseur de 30 mm est le bois mis en œuvre est un bois sec et durs alors :

$$d \leq \frac{e}{9} = \frac{30}{9} \quad \mathbf{d \leq 3,33 \text{ mm}}$$

Remarque :

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières, qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

Pour assurer la bonne stabilité des pannes, on prévoit des échantignoles.

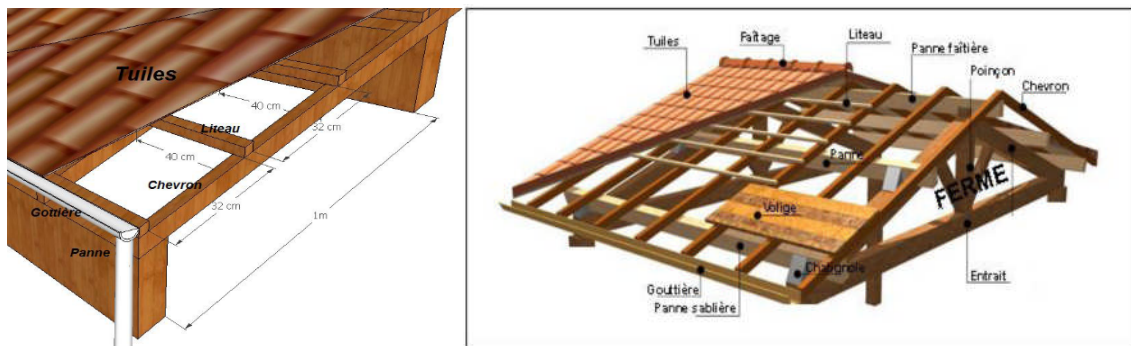


Figure III.5.8. Disposition des différents éléments de la toiture

Les sections de la toiture :

- ✚ Les pannes : (10,5 x 22,50) cm² ; Espacement : e_p = 1,00 m
- ✚ Les chevrons : (5 x 7) cm² ; Espacement : e_c = 0,50 m
- ✚ Les liteaux : (3 x 3) cm² ; Espacement : e_l = 0,32 m



Chapitre IV :
Modélisation de
la structure

IV.1. Généralités :

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Notre structure étant implantée en zone sismique (**IIa**) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis au séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

IV.2. Introduction :

À l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique ainsi que l'étude statique et dynamique de diverses structures, dont ETABS, ROBOT, SAP2000, etc.

Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique, d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est à dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler sans problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

IV.3. Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. Elle considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément.

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.4. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- ✚ La méthode statique équivalente ;
- ✚ La méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✚ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.1. Méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante ;
- Une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

❖ Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation (Chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et IIa et à 30 m en zones IIb et III.

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en « a », les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- ◇ Tous groupes

Zone IIa :

- ◇ Groupe d'usage 3
- ◇ Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m
- ◇ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m
- ◇ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m

Zone IIb et III :

- ◇ Groupes d'usage 2 et 3, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m
- ◇ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m
- ◇ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m

4.2. Méthodes dynamiques :**4.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

❖ Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.2.2. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Remarque :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Condition sur la hauteur :

Les bâtiments qui peuvent être calculés par la méthode statique équivalente sont limités en hauteur tels que :

$H_T \leq 65$ m en zone I et IIa.....**Condition vérifiée**

b. Condition sur la régularité :

Les bâtiments calculés par la méthode statique équivalente doivent être classés régulier en plan et en élévation.....**Condition non vérifiée**

c. Condition complémentaires :

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des conditions suivant :

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23 mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.....**Condition non vérifiée**

Conclusion :

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par « la méthode d'analyse modale spectrale ».

IV.5. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/Version 2003 :

- ◆ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de TIZI-OUZOU, donc dans une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) ;
- ◆ Notre bâtiment est à usage d'habitation collective, donc classé dans le Groupe 2 ;
- ◆ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3 ;
- ◆ Notre bâtiment fait 27,03 m de hauteur y compris la charpente en bois, et 16,80 m de longueur.

IV.6. Modélisation de la structure :**6.1. Logiciel utilisé pour la modélisation de la structure :**

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permettant la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

« ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems. Il est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

« ETABS » permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS Version 9.6.0**



Figure IV.1. Version du logiciel « ETABS »

6.2. Historique :

« ETABS » a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « computers and structures Inc. Berkeley, California », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire date de l'année 2009, désignée par ETABS Non linéaire 9.6.0.

Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

6.3. Description du logiciel « ETABS » :

« ETABS » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments ;
- La prise en compte des propriétés des matériaux ;
- L'analyse des effets dynamiques et statiques ;
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

➤ Rappel (terminologie) :

Frame section :	Coffrage	Grid line :	Ligne de grille
Colonne :	Poteau	Joints :	Nœuds
Beam :	Poutre	Frame :	Portique (cadre)
File :	Fichier	Shell :	Voile
Copy :	Copier	Elément :	Élément
Move :	Déplacer	Restraintes :	Points d'application de la charge
Save :	Enregistrer	Loads :	Charges
Save as :	Enregistrer sous	Uniformed loads :	Charges uniformes
Add :	Ajouter	Define :	Définir
Delete :	Supprimer	Material :	Matériaux
Story :	Étage	Concrete :	Béton
Height :	Hauteur	Steel :	Acier

6.4. Modélisation de la structure sous « ETABS » :

6.4.1. Etapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

Etape « 1 » : Introduction de la géométrie de la structure (trames, hauteur d'étage) ;

Etape « 2 » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux ;

Etape « 3 » : Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles,...) ;

Etape « 4 » : Définition des charges statiques (G, Q) ;

Etape « 5 » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/Version 2003;

Etape « 6 » : Définition de la charge sismique (E) ;

Etape « 7 » : Chargement des éléments ;

Etape « 8 » : Introduction des combinaisons d'actions ;

Etape « 9 » : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;

Etape « 10 » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

6.4.2. Manuel d'utilisation :

Pour accéder à l'interface du logiciel, notre machine fonctionne sur un système d'exploitation « Windows 7 ».

On clique sur l'icône exécutable représentée sur la figure suivante :

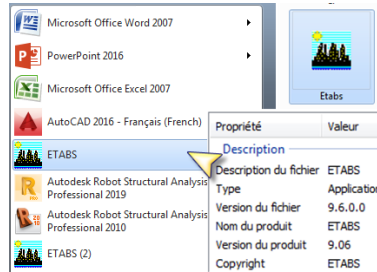


Figure IV.2. Icône du logiciel « ETABS » sur système d'exploitation Windows 7

Étape « 1 » : Introduction de la géométrie de la structure

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités :**

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait en bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



Figure IV.3. Choix des unités

- **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :

File → New Model, puis on clique sur **Default.edb**

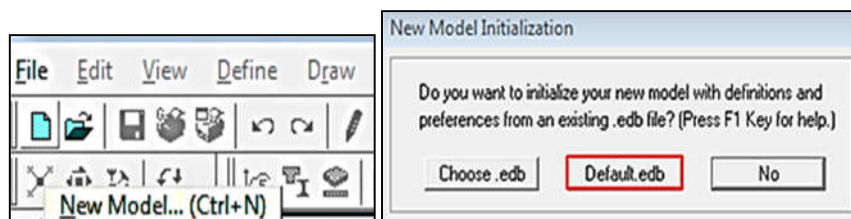


Figure IV.4. Démarrer un nouveau model

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

NB : Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure

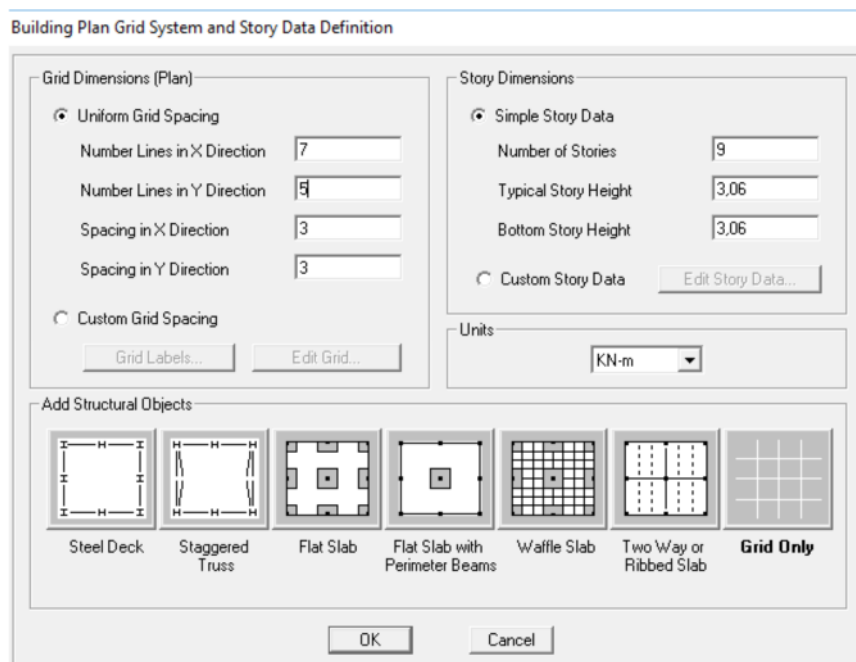


Figure IV.5. Introduction de la géométrie de base

➤ **Rappel (Terminologie) :**

- * Le nombre des lignes dans la direction X (**Number Lines in X Direction**)
- * Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number Lines in Y Direction**)
- * Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X Direction**) (**Entre axes**)
- * Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y Direction**) (**Entre axes**)
- * Le nombre d'étage (**Number of Stories**)
- * La hauteur d'étage courant (**Typical Story Height**)
- * La hauteur d'étage en bas (RDC) (**Bottom Story Height**)

➤ **Modification de géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs des trames, on clique sur le bouton droit de la souris et on choisit : **Edit Grid Data**

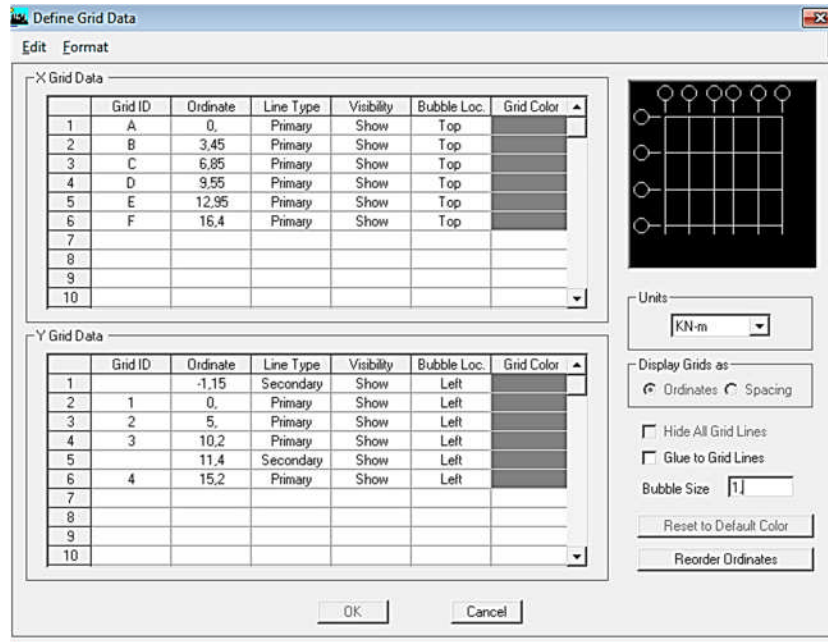


Figure IV.6. Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

N.B : On coche la case Spacing

On introduit les longueurs de chaque travée dans les deux directions et on valide avec OK.

Pour modifier les hauteurs d'étage, on clique sur le bouton droit de la souris et on choisit : **Edit Story Data**

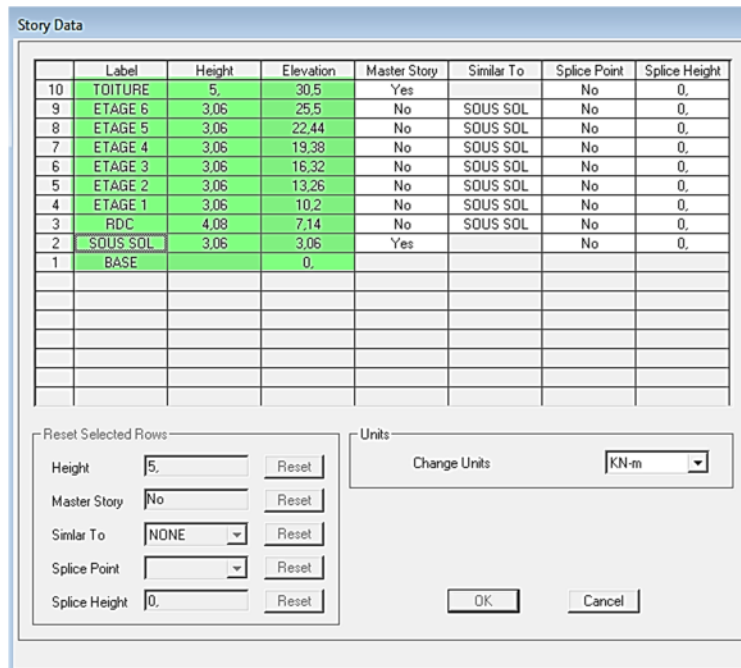


Figure IV.7. Introduction des étages

Étape « 2 » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define → Material Properties → Conc → Modify/Show  Material

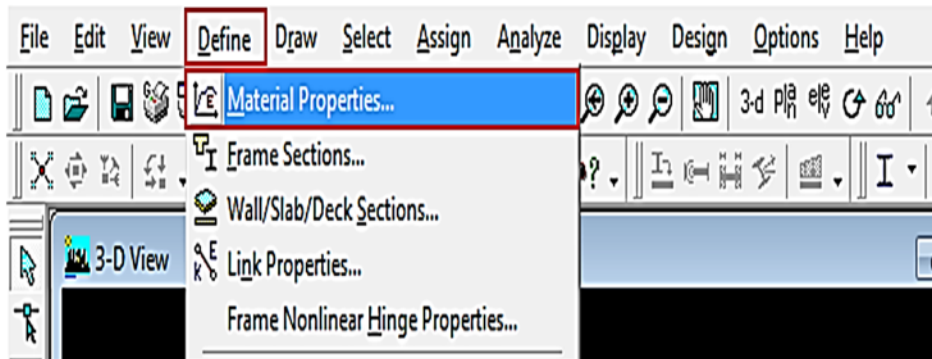


Figure IV.8. Définition des matériaux

Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

 A dialog box titled 'Material Property Data' with a red border. It contains several sections:

- Material Name:** A text field containing 'BETON'.
- Display Color:** A color selection field showing a cyan color.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:** A list of numerical input fields:
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25.
 - Modulus of Elasticity: 32164200.
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401750.
- Design Property Data (ACI 318-99):** A list of numerical input fields:
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000.
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000.
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000.
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Figure IV.9. Introduction des propriétés mécaniques du béton

Étape « 3 » : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux.

On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define → Frame Sections  → ADD Rectangular

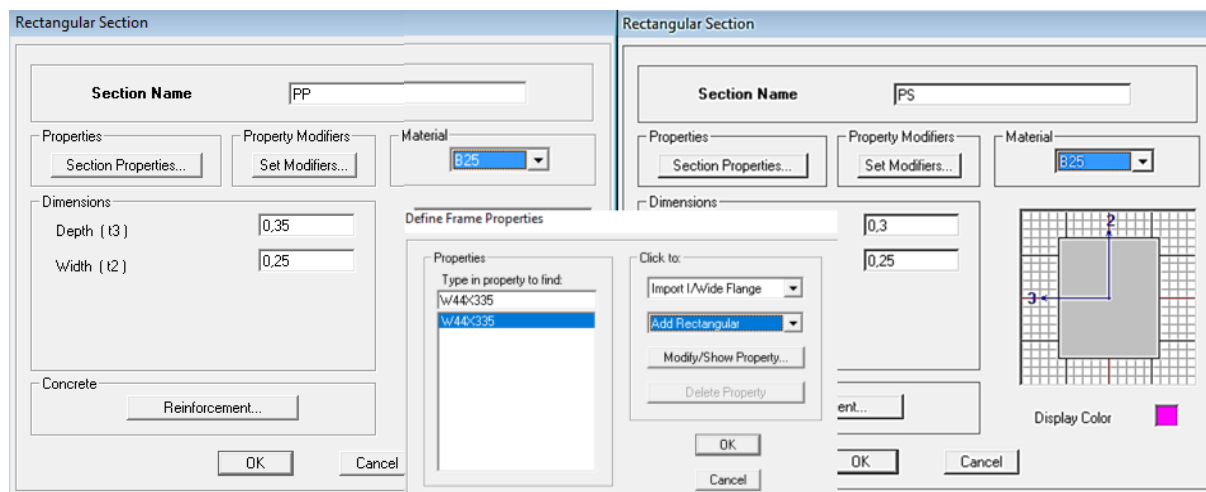


Figure IV.10. Définition des poutres

On procède de la même manière pour toutes les sections rectangulaires poutres et poteaux.

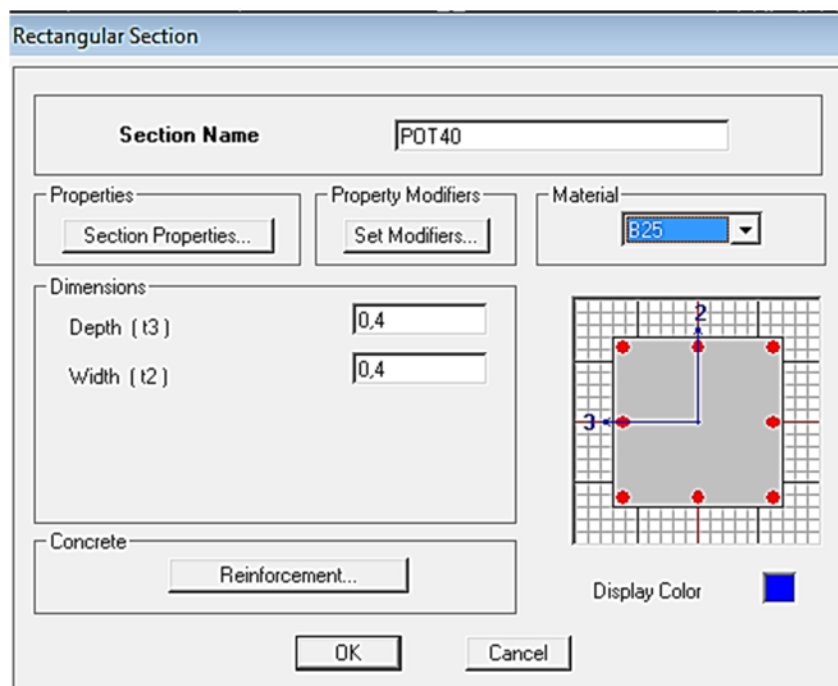
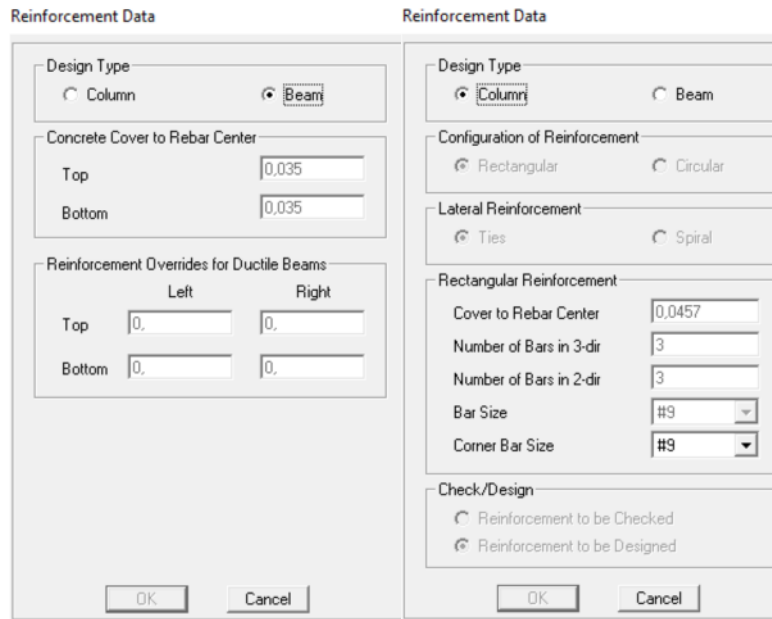



Figure IV.11. Définition des poteaux

La différence entre les données des poteaux et des poutres est :

De cliquer sur « Renforcement »



Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers et voiles, d'abord on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique sur :

Define → Wall/Slab/ Deck Sections  → Add New Slad → Puis on définit leurs propriétés.

- On distingue plusieurs types d'éléments plaques qui sont :

Élément Shell : Il est utilisé pour la modélisation des voiles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Élément membran : Il est utilisé pour les éléments minces.

Élément plate : C'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

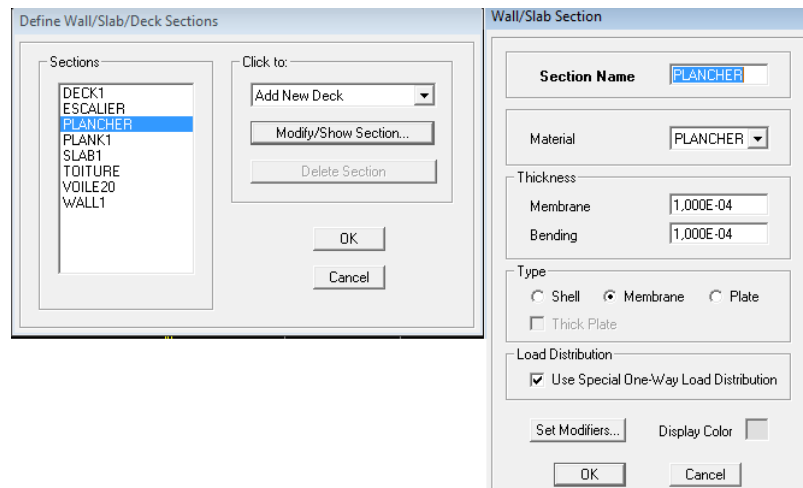


Figure IV.12. Définition des planchers

➤ **Modélisation des éléments de la structure :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes Ci-après :

Pour les poteaux :

On clique sur le bouton



Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section : Pot (35 × 35) par exemple et on valide.

Pour les poutres et les voiles :

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton



pour les poutres et sur  Pour les voiles.

Pour les planchers :

On clique sur le bouton



Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

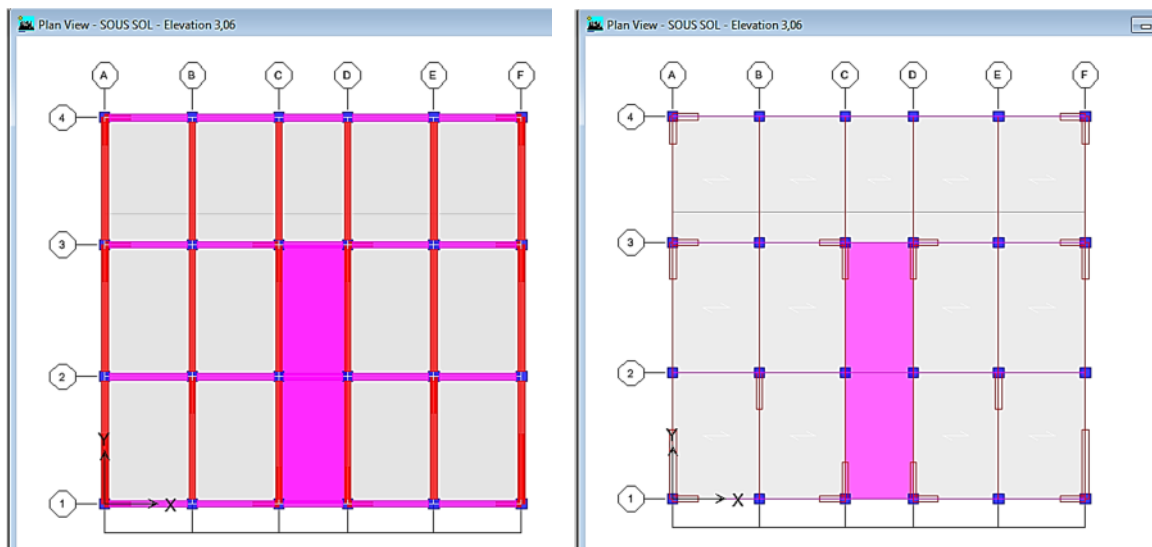


Figure IV.13. Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

Étape « 4 » : Définition des charges statiques (G ; Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations (Q), pour les définir on clique sur :

Define → Static Loads Cases 

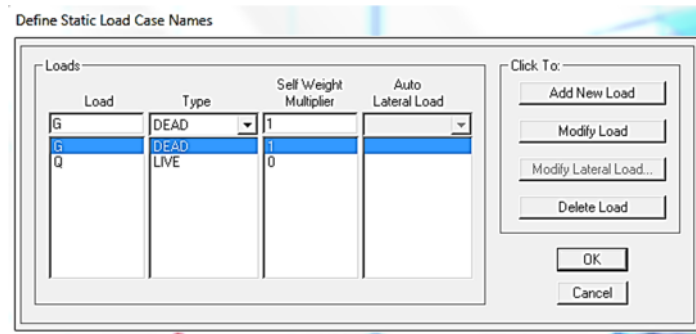


Figure IV.14. Définition des charges statiques (G ; Q)

◆ Mass source

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass -Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure, dans notre cas $\beta = 0,2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par « ETABS ».

Introduire la masse sismique (G + 0,2Q) par :

Define → Mass Source  → From Loads

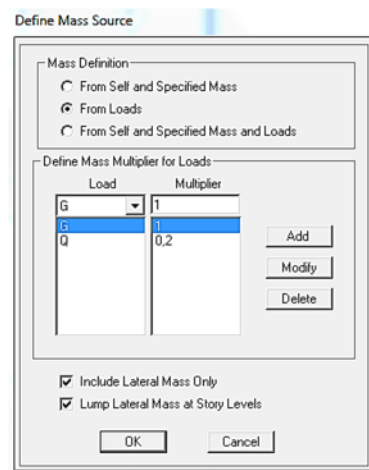


Figure IV.15. Définition du poids propre

Étape « 5 » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/V 2003

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coefficient de comportement : $R = 3,5$ (voiles porteurs)
- Site S3 (site meuble)
- Facteur de qualité (Q): $Q = 1 + \sum q$; $Q = 1,10$
- Coefficient D'amortissement : $\xi = 10$ %

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**

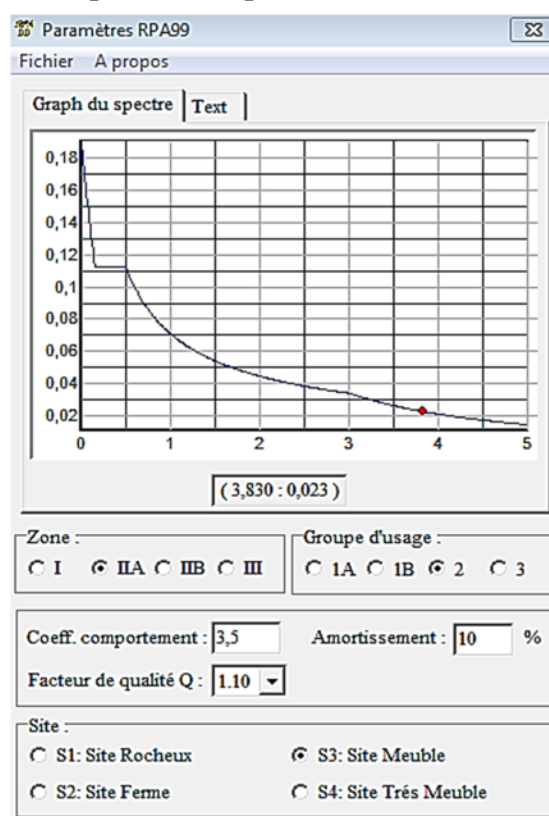


Figure IV.16. Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → Response Spectrum Function → Add Spectrum from File

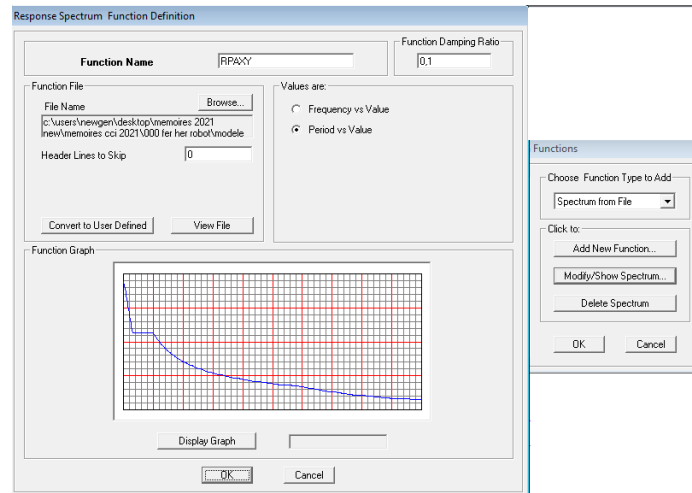


Figure IV.17. Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Étape « 6 » : Définition de la charge sismique (E)

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y,

On clique sur : **Define → Response Spectrum Cases → Add New Spectrum**

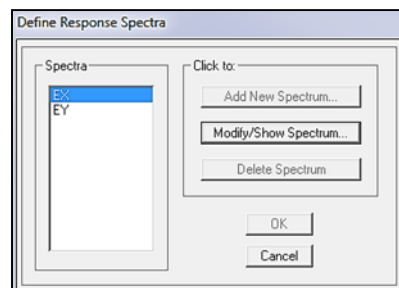


Figure IV.18. Définition des charges sismiques

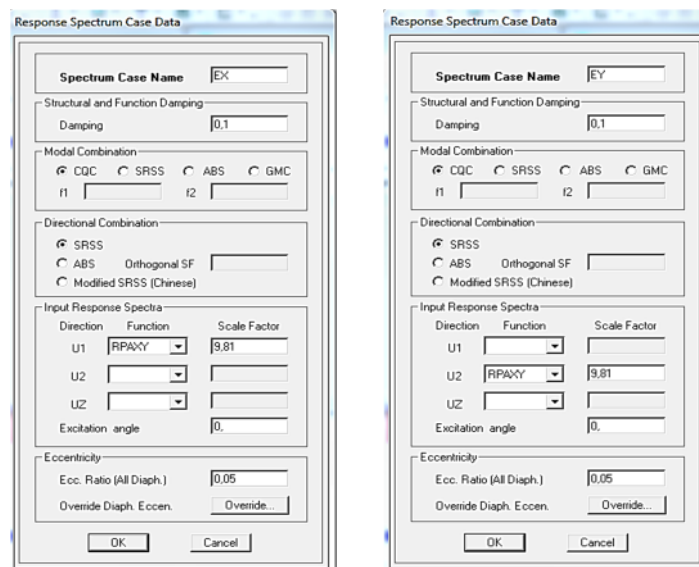


Figure IV.19. Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales

Étape « 7 » : Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml qui leur revient en cliquant sur :

Assign → frame/ Line load distributed

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique

qui lui revient en cliquant sur : **Assign → Shell/Area load → Uniform** 

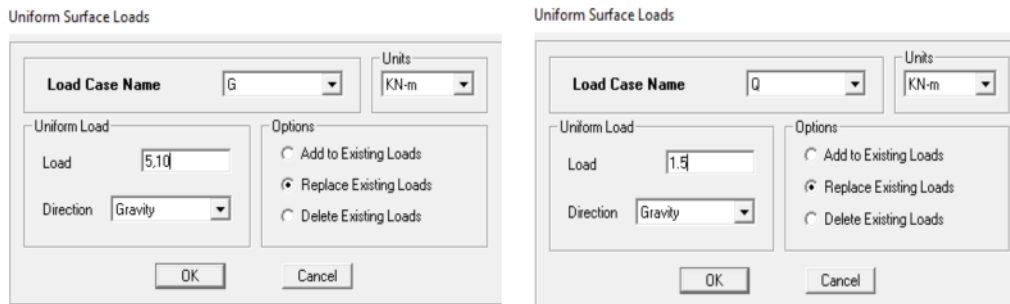


Figure IV.20. Chargement des éléments

Étape « 8 » : Introduction des combinaisons d’actions

✓ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : 1,35 G + 1,5 Q

ELS : G+Q

✓ **Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003 :**

GQEx : G + Q ± Ex

GQEy : G + Q ± Ey

08GEx : 0.8G ± Ex

08GEy : 0.8G ± Ey

✓ **Combinaison poids :**

Poids : P = G + 0,2Q

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → Loads Combinations  → **Add New Combo**

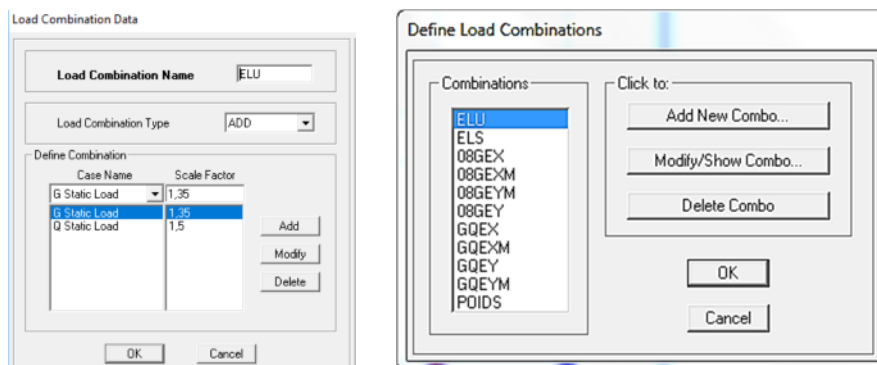



Figure IV.21. Introduction des combinaisons d'actions

Étape « 9 » : Spécification des conditions aux limites

▪ Encastrement des appuis :

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encastrement des poteaux et les voiles à la base du bâtiment.

On sélectionne tous les nœuds à la base et on clique sur le bouton  ,
La fenêtre ci-après s'affichera :

Assign → Joint/point → Restraints (supports)

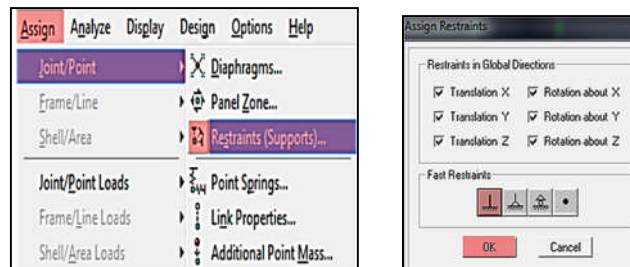


Figure IV.22. Encastrement des appuis

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

▪ Diaphragme :

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par « ETABS », et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage : (On suit la même procédure pour les autres étages).

Assign → Joint/Point → Diaphragm  → D1 → OK

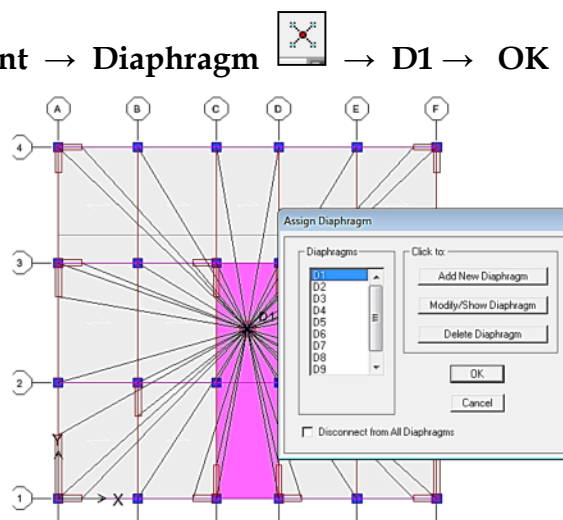


Figure IV.23. Introduction des diaphragmes

Le model final :

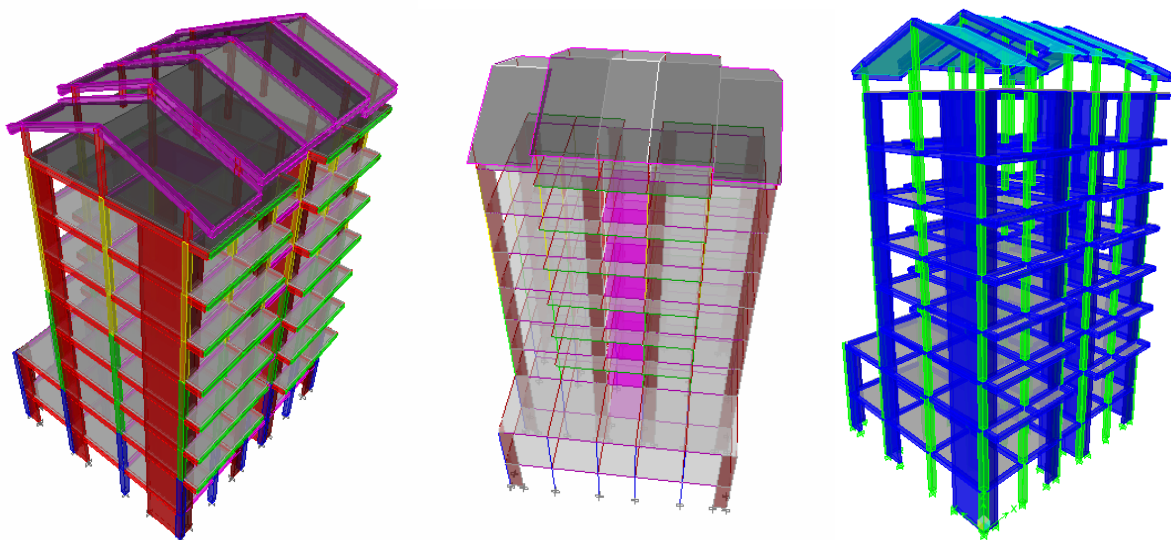


Figure IV.24. Vue en 3D de la structure

La disposition des voiles en plan :

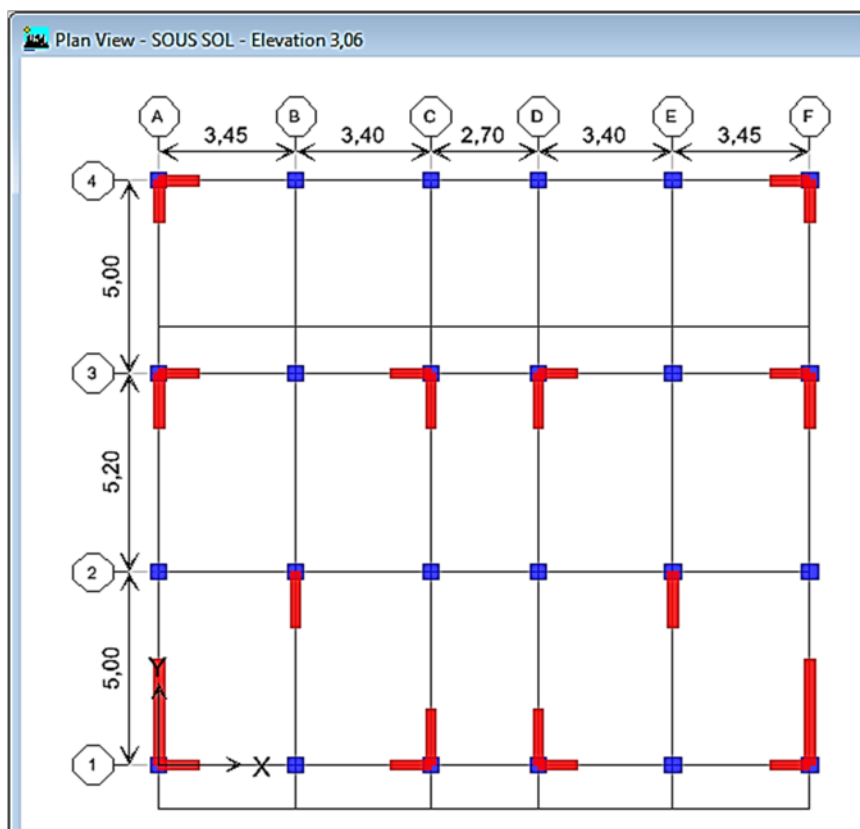


Figure IV.25. Disposition des voiles en plan

Étape « 10 » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats**❖ Lancement de l'analyse :**

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**



pour bloquer le model, et on se positionne sur : **Analyze** → **Run Analysis (F05)** pour lancer l'analyse.

❖ Visualisation des résultats :


Déformée de la structure : On clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

Diagramme des efforts internes : On se positionne sur un portique, on clique sur

Display et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagrame** 

Déplacement : Pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, puis on clique sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisit la combinaison.

Conclusion :

Nous avons présenté les principales étapes de la modélisation de notre structure avec le logiciel « ETABS », qu'on appliquera dans les chapitres qui suivent.

The image shows a 3D architectural rendering of a building's structural frame, presented in a software interface. The frame consists of vertical columns and horizontal beams, forming a grid. The rendering is shown in two views: a perspective view on the left and a 3D view on the right. The text "Chapitre V: Vérification des exigences du RPA" is overlaid on the rendering in a black, cursive font. The software interface includes a title bar with "3-D View" and standard window controls (minimize, maximize, close).

*Chapitre V:
Vérification des
exigences du RPA*

Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer une sécurité satisfaisante pour l'ouvrage.

V.1. Caractéristiques de la structure :❖ **Première étape :** Choix des sections**a. Les poutres :**

Poutres principales : (25 x 35) cm²

Poutres secondaires : (25 x 30) cm²

Poutres inclinées de la toiture : (25 x 35) cm²

b. Les poteaux :

Entre sol et le RDC : (40 x 40) cm²

1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages : (35 x 35) cm²

4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages : (30 x 30) cm²

La toiture : (25 x 25) cm²

c. Les voiles :

Ils ont une épaisseur de 20 cm

❖ **Deuxième étape :**

Les nœuds de la base sont considérés comme des encastremements.

1. Nœud maître :

Attribution des degrés de liberté pour les nœuds maitres :

* Une translation suivant X.

* Une translation suivant Y.

* Une rotation autour de Z.

2. Les Diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds du plancher au nœud maître de sorte qu'ils forment un diaphragme.

❖ **Troisième étape :****1. Charges permanentes et surcharges d'exploitations :**

Elément	Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Toiture	1,45	1
Plancher sous toiture	3,90	1
Plancher étage courant	5,10	1,5
Plancher RDC	5,10	2,5

Tableau V.1. Charges permanentes et d'exploitations

2. Evaluation du poids de la structure :

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation, et commercial, le poids de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations.

$$W = \sum WG + \beta WQ \quad \text{avec : } \beta = 20 \%$$

3. Evaluation des charges dynamiques :

L'action sismique est représentée par un spectre de réponse en déterminant pour chaque valeur de la période (T) une valeur de S_a/g .

Le logiciel comprend dans sa base de données le règlement RPA99 version 2003, qui permet de calculer le spectre de réponse et introduire les paramètres appropriés à la structure.

4. Evaluation de la masse de la structure :

Nous n'allons pas effectuer ce calcul car le logiciel peut le faire, il suffit d'introduire les valeurs des charges et de préciser le pourcentage de la surcharge (affecter la surcharge Q d'un coefficient qui est dans notre cas = 1,2).

❖ Quatrième étape :

1. Combinaisons selon le BAEL91 :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

2. Combinaison selon le RPA99 version 2003 :

$0,8G \pm E$

$G + Q + E$

Avec :

G : charge permanente ;

Q : charge d'exploitation ;

E : effet du séisme.

❖ Cinquième étape :

* Mode de vibration :

Le nombre de mode de vibration à prendre en compte est de : 12 modes.

Remarque :

Après extraction des résultats de ETABS, on a remarqué que la période, le pourcentage de participation de la masse modale ainsi que l'excentricité ne sont pas vérifiés pour des voiles de 20 cm d'épaisseur, donc on est amené à augmenter l'épaisseur des voiles à 25 cm.

V.2. Les différentes vérifications de RPA :

On doit vérifier certaines exigences telles que :

1. La période fondamentale de la structure
2. Pourcentage de participation de la masse modale
3. Justification du système de contreventement
4. L'effort tranchant à la base
5. L'excentricité
6. Les déplacements relatifs et le déplacement maximal de la structure
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta
8. Spécification pour les poteaux (effort normal réduit).

2.1. Vérification de la période fondamentale :

On doit vérifier que :

$$T \leq 1,3T_f$$

Avec :

T_f : Période fondamentale imposée par le RPA ;

T : Période de vibration du bâtiment donnée par le logiciel ETABS.

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure « T » :

Elle peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivant :

$$T_f = C_T \cdot h_N^{3/4} \quad (\text{Art 4.2.4 du RPA 99/version 2003 page 45})$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) $\Rightarrow h_N = 30,09 \text{ m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Il est donné par le **tableau 4.6 du RPA 99/version 2003**.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

$$\Rightarrow C_T = 0,05$$

D'où :

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 30,09^{3/4} \quad T = 0,64 \text{ sec}$$

Remarque :

Les valeurs de « T » calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Après majoration de la période de 30 %, on aura :

$$T = 1,3 \times 0,64 \quad T = 0,832 \text{ sec}$$

- Les périodes données par ETABS sont :

$$T_1 = 0,7078$$

$$T_2 = 0,5085$$

$$T_3 = 0,3899$$

Mode	Period
1	0,707818
2	0,508534
3	0,389896

$$T_{ETABS} = 0,7078 < T = 0,832 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La période de vibration du bâtiment donnée par le logiciel ETABS est inférieure à 1,3 de la période fondamentale imposée par le RPA.

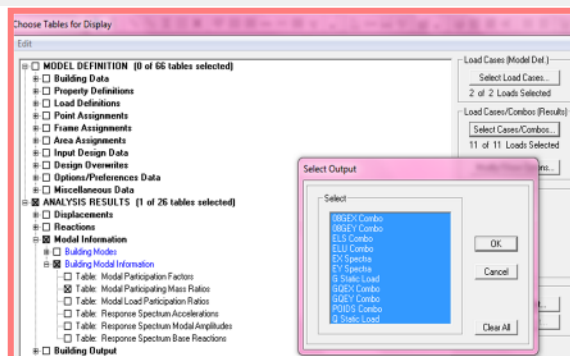
2.2. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ♦ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure dans les deux directions X-X et Y-Y ;
- ♦ Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 50 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure ;
- ♦ Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Display → Show Tables → ANALYSIS RESULTS → Modal Information
 → Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios



Les résultats seront affichés comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,707818	68,7308	0	0	68,7308	0	0	0	98,8476	0,7531
2	0,508534	0	64,9527	0	68,7308	64,9527	0	97,7183	0	0
3	0,389896	0,0322	0	0	68,763	64,9527	0	0	0,0505	60,2362
4	0,193183	15,4037	0	0	84,1667	64,9527	0	0	0,5862	0,1367
5	0,108895	0	19,2586	0	84,1667	84,2113	0	1,8251	0	0
6	0,087612	0,9748	0	0	85,1415	84,2113	0	0	0,0667	20,3428
7	0,083939	5,4178	0	0	90,5593	84,2113	0	0	0,3097	1,0531
8	0,044411	2,9542	0	0	93,5135	84,2113	0	0	0,0602	0,4225
9	0,043205	0	7,0116	0	93,5135	91,223	0	0,3313	0	0
10	0,038693	0,0066	0	0	93,5202	91,223	0	0	0,0003	0,8355
11	0,0357	0,0449	0	0	93,5651	91,223	0	0	0,0007	6,6201
12	0,034445	0	0,0192	0	93,5651	91,2421	0	0,0008	0	0

Tableau V.2. La période et le Pourcentage des masses participantes

- ◆ Le premier mode de vibration est : **Une translation suivant l'axe X-X,**
Il mobilise 68,7308 % de la masse > 50%
- ◆ Le deuxième mode de vibration est : **Une translation suivant l'axe Y-Y,**
Il mobilise 64,9527 % de la masse > 50%
- ◆ Le troisième mode de vibration est : **Une rotation suivant l'axe Z-Z,**
Il mobilise 60,2362 % de la masse > 50%

Donc il n'y a pas de torsion.

➤ **Nombres de modes propres : (Article 4.3, 4 du RPA99/version 2003)**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le pourcentage de participation de la masse modale est atteint au 9^{ème} mode dans le sens X-X et dans le sens Y-Y.

9^{ème} mode : Sens « X-X » : 93,5135 % > 90%.....Condition vérifiée

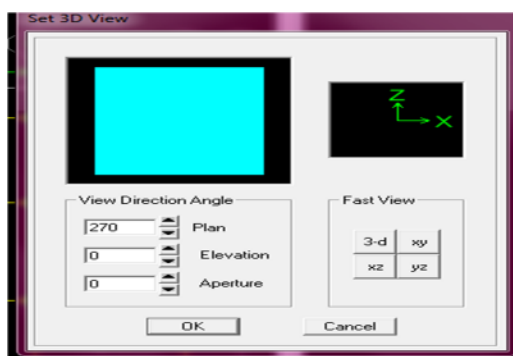
Sens « Y-Y » : 91,2230 % > 90%.....Condition vérifiée

2.3. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de « R » à considérer.

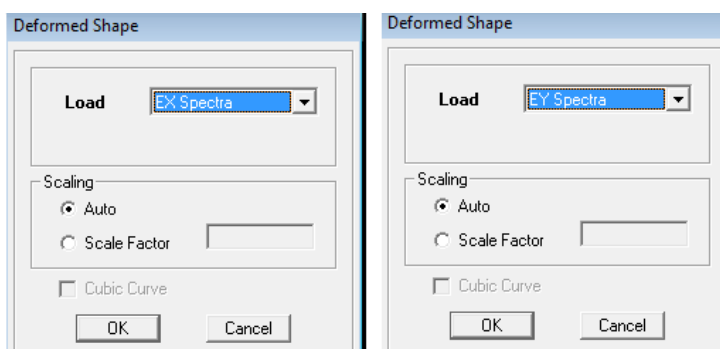
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par « ETABS » en suivant les étapes ci-après :

View → Set 3D View → une fenêtre apparait, on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.



Ensuite :

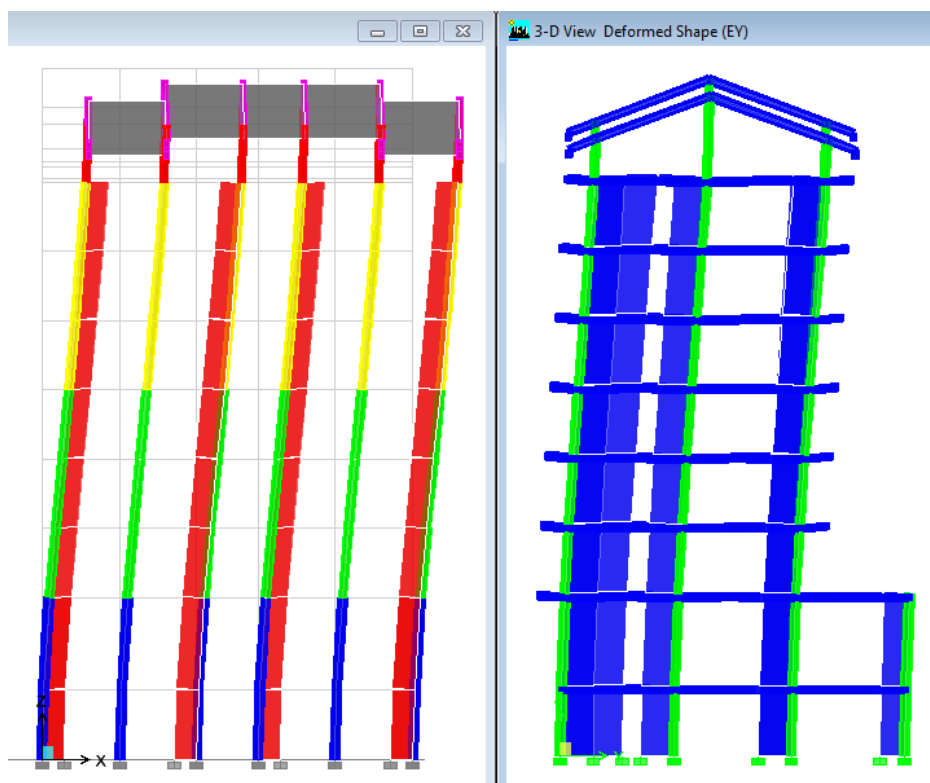
Display → **Show Deformed Shape** → on sélectionne la combinaison E



Ensuite :

Draw → **Draw Section Cut**

On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base et on obtient la fenêtre accompagnée en bas.



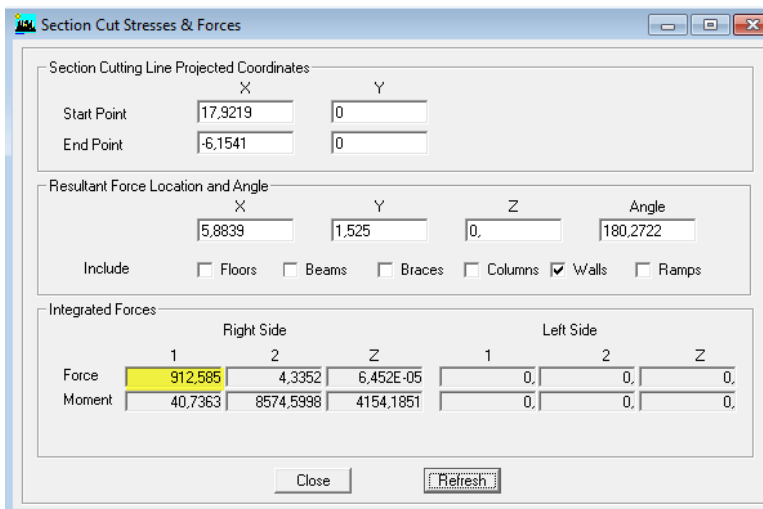
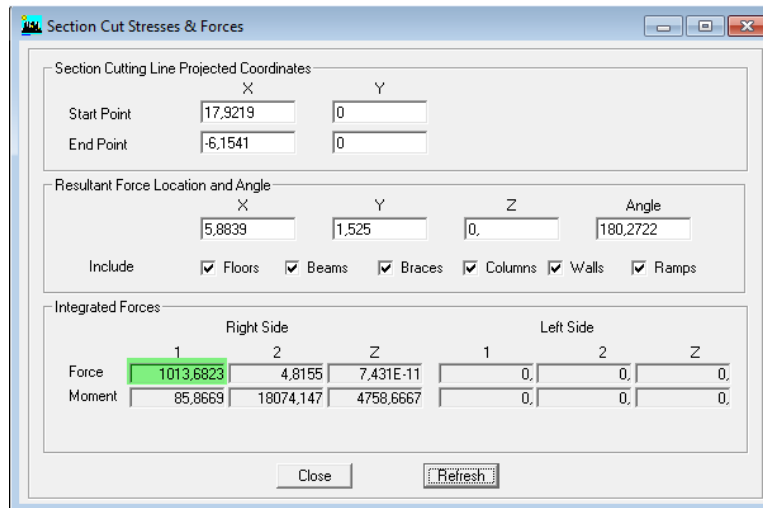
Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche :

Floors, Beams, Braces, Colums, Ramps puis on clique sur **Refresh** et on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi.

✚ **Les charges horizontales :**

◆ **Sens « X-X » :**

Du logiciel « ETABS », on obtient les tableaux suivant :



On a :

1013,6823 \Rightarrow 100%

912,585 \Rightarrow X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{912,585}{1013,6823} \times 100 \quad \mathbf{X = 90,03 \%}$$

Donc : Effort horizontal repris par les voiles = **90,03 %**

Effort horizontal repris par les portiques = **9,97 %**

◆ Sens « Y-Y » :

Du logiciel « ETABS », on obtient les tableaux suivant :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19,2631	0
End Point	-2,0106	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,6263	1,0961	0,	178,922

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	22,7987	1211,6045	1,777E-10	0,	0,	0,
Moment	21788,4141	409,9896	1879,1658	0,	0,	0,

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19,2631	0
End Point	-2,0106	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,6263	1,0961	0,	178,922

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	22,4789	1159,2933	490,7262	0,	0,	0,
Moment	6031,8933	176,3852	1797,2133	0,	0,	0,

On a :

1211,6045 \Rightarrow 100%

1159,2933 \Rightarrow X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

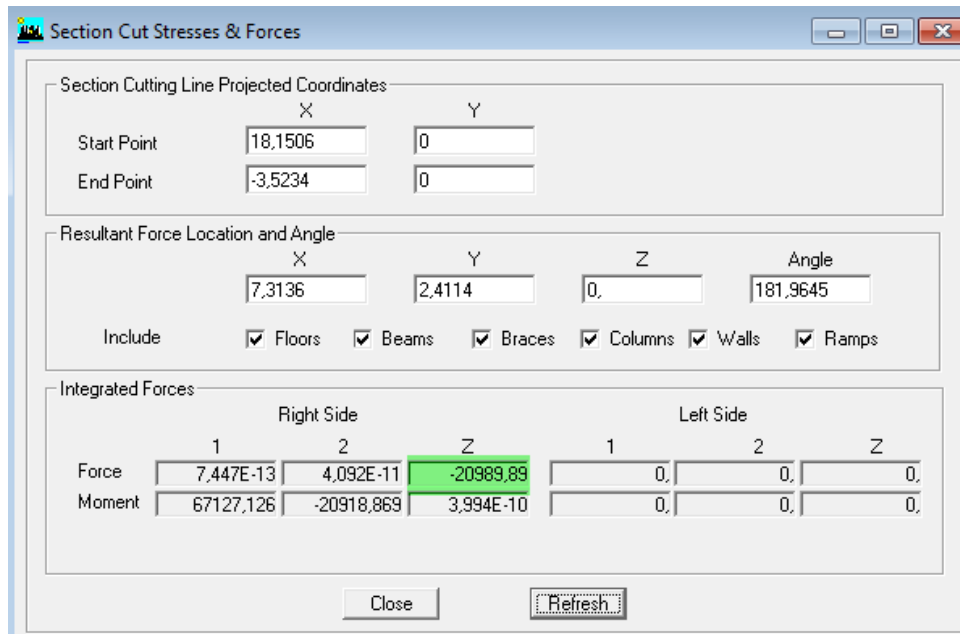
$$X = \frac{1159,2933}{1211,6045} \times 100 \quad X = 95,68 \%$$

Donc : Effort horizontal repris par les voiles = 95,68 %

Effort horizontal repris par les portiques = 4,32 %

 Les Charges verticales :

Du logiciel « ETABS », on obtient les tableaux suivant :



Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	18,1506	0
End Point	-3,5234	0

Resultant Force Location and Angle

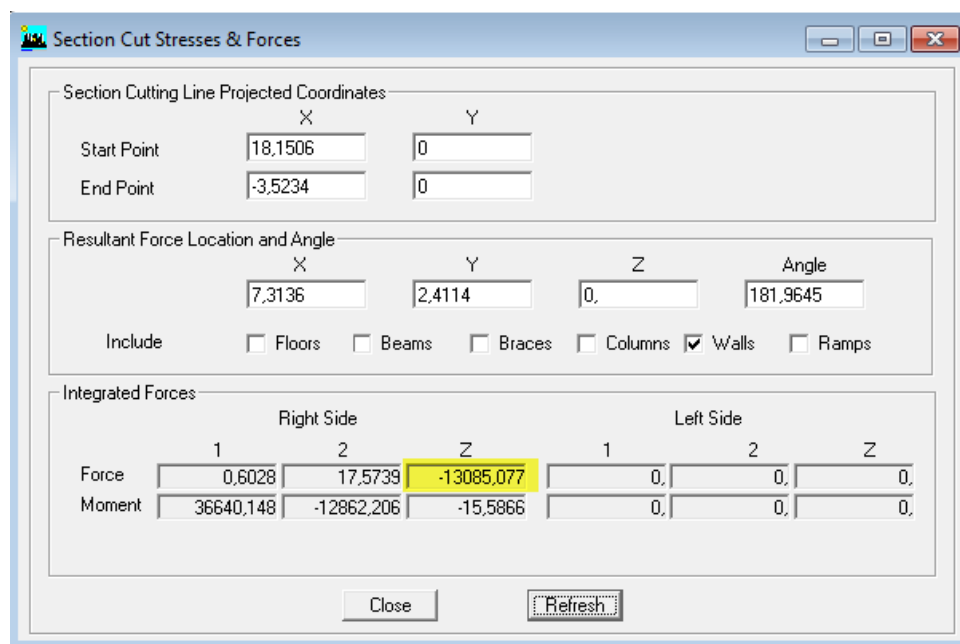
	X	Y	Z	Angle
	7,3136	2,4114	0,	181,9645

Include

Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	7,447E-13	4,092E-11	-20989,89	0,	0,	0,
Moment	67127,126	-20918,869	3,994E-10	0,	0,	0,



Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	18,1506	0
End Point	-3,5234	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7,3136	2,4114	0,	181,9645

Include

Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,6028	17,5739	-13085,077	0,	0,	0,
Moment	36640,148	-12862,206	-15,5866	0,	0,	0,

On a :

20989,89 \Rightarrow 100%

13085,077 \Rightarrow X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{13085,077}{20989,89} \times 100 \quad X = 62,34 \%$$

Donc : Effort vertical repris par les voiles = 62,34 %

Effort vertical repris par les portiques = 37,66 %

Selon les résultats trouvés et le **tableau 4.3 du RPA 99/version 2003** :

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

La majorité des efforts verticaux et horizontaux repris par les voiles sont supérieurs à 20%.

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales et la totalité des charges horizontales. D'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par voiles porteurs, donc le coefficient de comportement : **R = 3,5**.

2.4. Vérification de l'effort tranchant à la base « V » :

(Art 4.3.6 du RPA 99/version 2003)

La résultante des force sismique à la base « V_{dyn} » obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des force sismique déterminer par la méthode statique équivalente « V_{st} » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

C'est-à-dire :

$$V_{dyn(ETABS)} \geq 0,8 \cdot V_{st(RPA)}$$

- ◆ Calcul de l'effort tranchant « V » avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen de la structure ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement global de la structure ;

W_T : Poids total de la structure.

- Calcul des paramètres A, D, Q, R et W :
 - a. Coefficient d'accélération de zone « A » :

Le coefficient « A » est donné par le **tableau 4.1 du RPA 99/version 2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Longrightarrow A = 0,15$$

- b. Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 du RPA 99/version 2003**.

Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de site 3 $\Longrightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où :

ξ : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le **tableau 4.2 du RPA 99/version 2003**).

Nous avons un contreventement par voiles, donc on prend : ξ = 10 %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0,76 > 0,70 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Estimation de la période fondamentale de la structure :

Elle peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivant :

$$T_f = C_T \cdot h_N^{3/4} \quad (\text{Art 4.2.4 du RPA 99/version 2003 page 45})$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) $\Rightarrow h_N = 30,09 \text{ m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Il est donné par le **tableau 4.6 du RPA 99/version 2003**.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

$$\Rightarrow C_T = 0,05$$

D'où :

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 30,09^{3/4} \quad \mathbf{T = 0,64 \text{ sec}}$$

Remarque :

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

Selon l'article 4.24 du RPA 99/ version 2003 :

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur « D » est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 ^{er} cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2 ^{ème} cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3 ^{ème} cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

$$T_{\text{empirique}} = 0,64 \text{ sec}$$

$$1,3 T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,64 = 0,832 \text{ sec}$$

Du tableau :

$$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}} \Rightarrow \mathbf{2^{\text{ème}} \text{ cas}}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0,64 \text{ sec} < T_{\text{analytique}} = 0,7078 \text{ sec} < 1,3 T_{\text{empirique}} = 0,832 \text{ sec}$$

$$\mathbf{\text{Alors : } T = T_{\text{analytique}} = 0,7078 \text{ sec}}$$

Pour D :

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow T_2 = 0,50 \text{ sec} \leq T = 0,7078 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ s}$$

Finalement :

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{0,50}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,50}{0,7078} \right)^{2/3} \quad \mathbf{D = 1,51}$$

c. Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de « Q » est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum p_q$$

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

1) Régularité en plan : (Art 4.3.3 du RPA 99/version 2003)

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.....**Condition non vérifiée**

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens « X-X » : ... Condition vérifiée

Sens « Y-Y » : ... Condition vérifiée

La régularité en plan n'est pas vérifiée, donc : $p_{1x} = 0,05$; $p_{1y} = 0,05$

2) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation....

Condition non vérifiée

- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.....**Condition non vérifiée**

$$\frac{B_M}{B} \geq 0,67 \quad \frac{16,75}{15,60} = 1,07 > 0,67 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sachant que : B_M : Largeur d'étage où il y a décrochement

B : Largeur de bâtiment à la base.

- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation de la masse est importante**Condition non vérifiée**

La régularité en élévation n'est pas vérifiée, donc : $p_{2x} = 0,05$; $p_{2y} = 0,05$

3) Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Sens « X-X » : $\frac{3,45}{3,40} = 1,01 < 1,50$**Condition vérifiée**

Sens « Y-Y » : $\frac{5,00}{5,20} = 1,20 < 1,50$**Condition vérifiée**

Conditions sur les files de contreventement est vérifiée, donc : $p_{3x} = 0,00$; $p_{3y} = 0,00$

4) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens « X-X » : $\frac{3,45}{3,40} = 1,01 < 1,5$**Condition vérifiée**

Sens « Y-Y » : $\frac{5,00}{5,20} = 1,20 < 1,5$ **Condition vérifiée**

La redondance en plan est vérifiée, donc : $p_{4x} = 0,00$; $p_{4y} = 0,00$

5) Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.....**Condition vérifiée**

Le contrôle de la qualité des matériaux est vérifié, donc : $P_{5x} = 0,00$; $p_{5y} = 0,00$

6) Contrôle de l'exécution des travaux :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier.

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.....**Condition vérifiée**

Le contrôle de la qualité de l'exécution est vérifié, donc : $P_{6x} = 0,00$; $p_{6y} = 0,00$.

Remarque :

*** Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

✚ Sens « X-X » :

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1. Régularité en plan	Non	0,05
2. Régularité en élévation	Non	0,05
3. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,00
4. Redondance en plan	Oui	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00
	$\sum P_q$	0,10

Tableaux V.3. Valeurs de pénalités P_q sens « X-X »

$$\text{On aura: } Q_x = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1 + 0,10 \quad \mathbf{Q_x = 1,10}$$

✚ Sens « Y-Y » :

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1. Régularité en plan	Non	0,05
2. Régularité en élévation	Non	0,05
3. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,00
4. Redondance en plan	Oui	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00
	$\sum P_q$	0,10

Tableaux V.4. Valeurs de pénalités P_q sens « Y-Y »

$$\text{On aura: } Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1 + 0,10 \quad \mathbf{Q_y = 1,10}$$

d. Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le coefficient de comportement global de la structure est fonction du système de contreventement : **R = 3,5** (contreventement par voiles porteurs)

e. Poids total de la structure « W » :

Pour chaque niveau « i »

$$\text{On aura : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$\text{D'où : } W_T = \sum_1^7 W_i$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du niveau i revenant à la charge permanente ;

W_{Qi} : Poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation ;

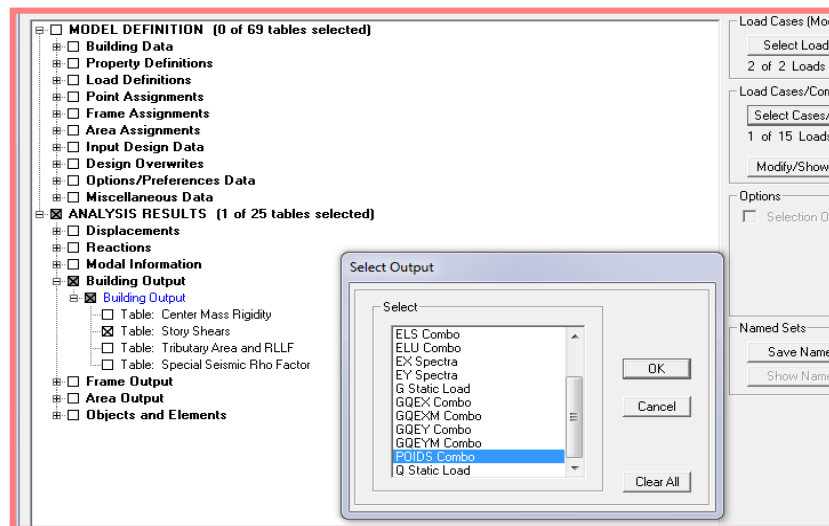
β : Coefficient de pondération donné par le **tableau 4.5 du RPA 99/version 2003**.

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $\beta = 20 \%$

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en suivant les étapes suivantes :

Display → Show tables → Building Output Table → Story Shears → POIDS Combo

On aura la fenêtre suivante :



On aura les résultats représenté par le tableau suivant :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TOITURE	POIDS	Bottom	121,31	0,00	0,00	0,000	619,813	-994,7
ETAGE 6	POIDS	Top	1285,40	0,00	0,00	0,000	6516,453	-10540,
ETAGE 6	POIDS	Bottom	1406,20	0,00	0,00	0,000	7092,687	-11530,
ETAGE 5	POIDS	Top	2583,63	0,00	0,00	0,000	13090,696	-21185,
ETAGE 5	POIDS	Bottom	2704,42	0,00	0,00	0,000	13666,931	-22176,
ETAGE 4	POIDS	Top	3881,86	0,00	0,00	0,000	19664,939	-31831,
ETAGE 4	POIDS	Bottom	4002,65	0,00	0,00	0,000	20241,174	-32821,
ETAGE 3	POIDS	Top	5180,08	0,00	0,00	0,000	26239,183	-42476,
ETAGE 3	POIDS	Bottom	5309,83	0,00	0,00	0,000	26860,766	-43540,
ETAGE 2	POIDS	Top	6487,26	0,00	0,00	0,000	32858,775	-53195,
ETAGE 2	POIDS	Bottom	6617,01	0,00	0,00	0,000	33480,359	-54259,
ETAGE 1	POIDS	Top	7794,44	0,00	0,00	0,000	39478,368	-63914,
ETAGE 1	POIDS	Bottom	7924,18	0,00	0,00	0,000	40099,951	-64978,
RDC	POIDS	Top	9586,72	0,00	0,00	0,000	51927,551	-78611,
RDC	POIDS	Bottom	9814,48	0,00	0,00	0,000	53443,187	-80478,
SOUS SOL	POIDS	Top	11385,80	0,00	0,00	0,000	65108,071	-93363,
SOUS SOL	POIDS	Bottom	11556,62	0,00	0,00	0,000	66244,798	-94764,

Tableau V.5. Valeur du poids total de la structure

On choisit la valeur indiquée pour sous-sol _ Bottom

Donc : $W_T = 11556,62 \text{ KN}$

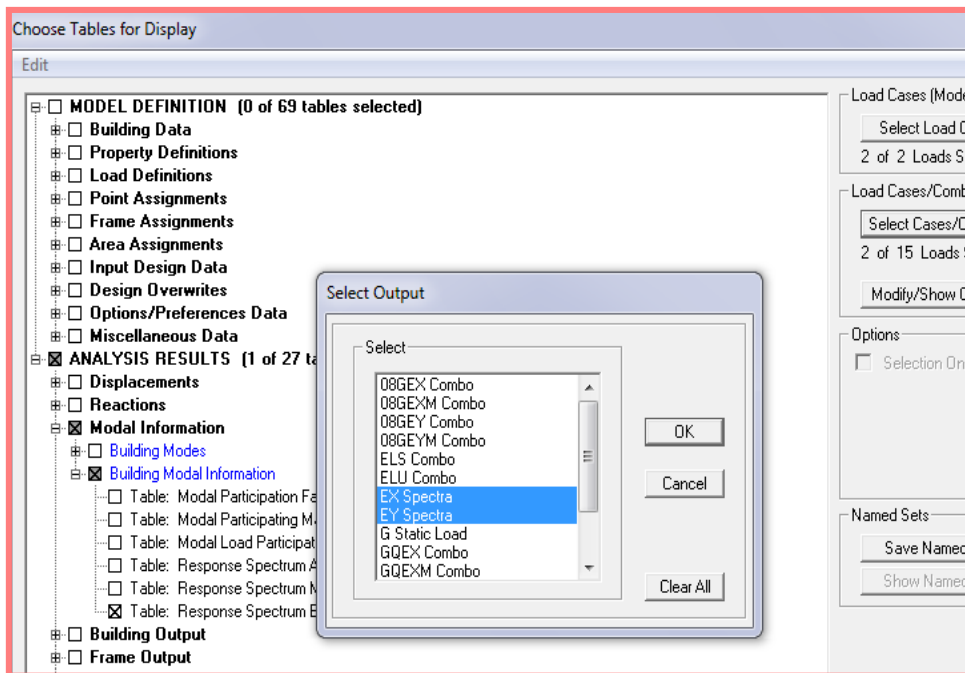
Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

MSE (RPA 99 V/ 2003)	Sens X-X		Sens Y-Y	
Coefficient	A	0,15	A	0,15
	D	1,51	D	1,51
	Q	1,10	Q	1,10
	W	11556,62	W	11556,62
	R	3,5	R	3,5
Forces sismiques V (KN)	$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$ $= \frac{0,15 \times 1,51 \times 1,10}{3,5} \times 11556,62$ $V_x = 822,67 \text{ KN}$		$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$ $= \frac{0,15 \times 1,51 \times 1,10}{3,5} \times 11556,62$ $V_y = 822,67 \text{ KN}$	

◆ Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS :

En procédant par les étapes suivantes :

Display → Show Tables → Building Modal Information → Table: Response Spectrum Base Reactions → on choisit EX Spectra et EY Spectra



En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETAGE 3	EY	Bottom	0,00	0,00	887,01	8106,037	7624,703	0,002
	ETAGE 2	EX	Top	0,00	832,00	0,00	4762,915	0,001	6175,0
	ETAGE 2	EX	Bottom	0,00	832,00	0,00	4762,915	0,003	8621,8
	ETAGE 2	EY	Top	0,00	0,00	1000,18	9183,492	7624,703	0,002
	ETAGE 2	EY	Bottom	0,00	0,00	1000,18	9183,492	10554,281	0,002
	ETAGE 1	EX	Top	0,00	907,61	0,00	5234,311	0,003	8621,8
	ETAGE 1	EX	Bottom	0,00	907,61	0,00	5234,311	0,000	11285,2
	ETAGE 1	EY	Top	0,00	0,00	1086,33	10035,116	10554,281	0,002
	ETAGE 1	EY	Bottom	0,00	0,00	1086,33	10035,116	13720,906	0,001
	RDC	EX	Top	0,00	986,16	0,00	5987,702	0,000	11285,2
	RDC	EX	Bottom	0,00	986,16	0,00	5987,702	0,003	15106,0
	RDC	EY	Top	0,00	0,00	1181,19	10988,782	13720,906	0,001
	RDC	EY	Bottom	0,00	0,00	1181,19	10988,782	18259,514	0,001
	SOUS SOL	EX	Top	0,00	1013,69	0,00	6290,177	0,003	15106,0
	SOUS SOL	EX	Bottom	0,00	1013,69	0,00	6290,177	0,004	18074,3
	SOUS SOL	EY	Top	0,00	0,00	1211,82	11299,489	18259,514	0,001
	SOUS SOL	EY	Bottom	0,00	0,00	1211,82	11299,489	21792,271	0,001

Tableau V.6. Efforts tranchants à la base donnés par « ETABS »

On choisit la valeur maximale dans chaque sens :

$$V_{xdyn} = 1013,69 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = 1211,82 \text{ KN}$$

◆ Comparaison des résultats des forces sismiques :

On doit vérifier que :

$$V_{dyn(ETABS)} \geq 0,8 \cdot V_{st(RPA)}$$

	V_{stRPA} (KN)	$0,8V_{st RPA}$ (KN)	$V_{dyn ETABS}$ (KN)	$V_{dyn ETABS} > 0,8V_{stRPA}$
Sens X-X	822,67	658,136	1013,69	Condition vérifiée
Sens Y-Y	822,67	658,136	1211,82	Condition vérifiée

Tableau V.7. Comparaison des résultats des forces sismiques

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base « V_{dyn} » obtenue par la combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V_{st} ».

2.5. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} |CMX - CRX| \leq 5\% Lx \\ |CMY - CRY| \leq 5\% Ly \end{cases}$$

Avec :

L : Dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique ;

CM : Centre de masse ;

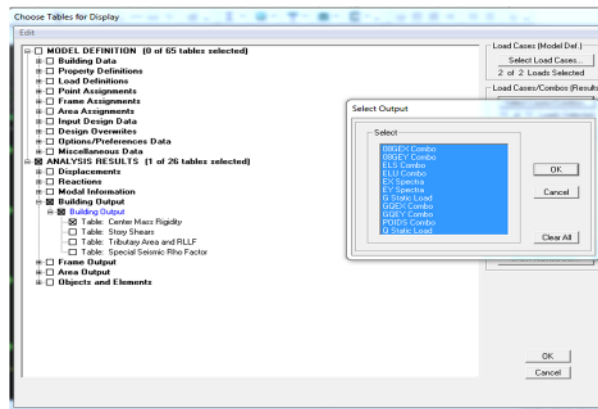
CR : Centre de rigidité ;

Pour déterminer les valeurs de C_M et C_R par logiciel ETABS, on suit l'étape suivante :

Display → Show Tables → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :
ANALYSIS RESULTS → Building Output

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select Cases/Combos → Center Mass Rigidity → OK → OK



Center Mass Rigidity						
Edit View						
	Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	SOUS SOL	D1	8,200	7,317	8,200	6,888
	RDC	D2	8,200	6,993	8,200	6,184
	ETAGE 1	D3	8,200	5,065	8,200	5,901
	ETAGE 2	D4	8,200	5,065	8,200	5,658
	ETAGE 3	D5	8,200	5,065	8,200	5,494
	ETAGE 4	D6	8,200	5,065	8,200	5,387
	ETAGE 5	D7	8,200	5,065	8,200	5,310
	ETAGE 6	D8	8,200	5,036	8,200	5,230

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de torsion) puis on effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur les tableaux suivants :

➤ Dans le sens « X-X » :

Niveau	Diaphragme	CMX	CRX	e_x	$5\%L_x$	Observation
Entre Sol	D1	8,2	8,2	0	0,84	CV
RDC	D2	8,2	8,2	0	0,84	CV
ETAGE 1	D3	8,2	8,2	0	0,84	CV
ETAGE 2	D4	8,2	8,2	0	0,84	CV
ETAGE 3	D5	8,2	8,2	0	0,84	CV
ETAGE 4	D6	8,2	8,2	0	0,84	CV
ETAGE 5	D7	8,2	8,2	0	0,84	CV
ETAGE 6	D8	8,2	8,2	0	0,84	CV

Tableau V.8. Vérification de l'excentricité dans le sens « X-X »

➤ Dans le sens « Y-Y » :

Niveau	Diaphragme	CMY	CRY	e_y	$5\%L_y$	Observation
Entre Sol	D1	7,317	6,888	0,429	0,837	CV
RDC	D2	6,993	6,184	0,809	0,837	CV
ETAGE 1	D3	5,065	5,901	-0,836	0,837	CV
ETAGE 2	D4	5,065	5,658	-0,593	0,837	CV
ETAGE 3	D5	5,065	5,494	-0,429	0,837	CV
ETAGE 4	D6	5,065	5,387	-0,322	0,837	CV
ETAGE 5	D7	5,065	5,31	-0,245	0,837	CV
ETAGE 6	D8	5,036	5,23	-0,194	0,837	CV

Tableau V.9. Vérification de l'excentricité dans le sens « Y-Y »

Conclusion :

On remarque que la condition de l'effet de torsion est vérifiée pour tous les étages.

2.6. Vérification des déplacements :

1. Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3 du RPA/version 2003)

* Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = \delta_{ek} \times R \quad \text{et} \quad \delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : Coefficient de comportement.

* Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » (inter étage) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal du niveau « k » ;

δ_{k-1} : Déplacement horizontal du niveau « k - 1 ».

2. Justification vis-à-vis des déformations : (Art 5.10 du RPA99/version 2003)

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

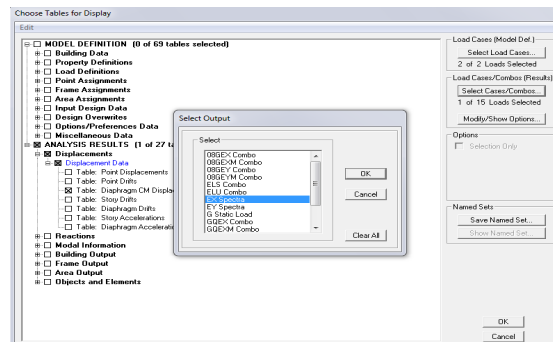
$$\overline{\Delta_k} = \Delta_k \leq 1\% h_e$$

a) Dans le sens longitudinal :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → Show Tables →

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → Displacements Data → table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex on cliquant sur :

Select Cases/Combos → Ex Spectra → OK → OK

Diaphragm CM Displacements									
Edit View									
Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ETAGE 6	D8	EX	0,0212	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00021
	ETAGE 5	D7	EX	0,0187	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
	ETAGE 4	D6	EX	0,0160	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
	ETAGE 3	D5	EX	0,0130	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
	ETAGE 2	D4	EX	0,0098	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	ETAGE 1	D3	EX	0,0066	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	RDC	D2	EX	0,0036	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	SOUS SOL	D1	EX	0,0008	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

b) Dans le sens transversal :

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select Cases/Combos → Ey Spectra → OK

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	ETAGE 6	D8	EY	0,0001	0,0140	0,0000	0,00000	0,00000	0,00021
	ETAGE 5	D7	EY	0,0001	0,0119	0,0000	0,00000	0,00000	0,00017
	ETAGE 4	D6	EY	0,0001	0,0097	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
	ETAGE 3	D5	EY	0,0001	0,0075	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
	ETAGE 2	D4	EY	0,0001	0,0054	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	ETAGE 1	D3	EY	0,0000	0,0035	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
	RDC	D2	EY	0,0000	0,0019	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	SOUS SOL	D1	EY	0,0000	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Le tableau des résultats de calcul avec la combinaison E_x :

Niveau	Diaphragme	Sens	δ_{ek}	R	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%h _e	Observation
E6	D8	EX	0,0212	3,5	0,074	0,0025	0,0306	CV
E5	D7	EX	0,0187	3,5	0,065	0,0027	0,0306	CV
E4	D6	EX	0,016	3,5	0,056	0,003	0,0306	CV
E3	D5	EX	0,013	3,5	0,046	0,0032	0,0306	CV
E2	D4	EX	0,0098	3,5	0,034	0,0032	0,0306	CV
E1	D3	EX	0,0066	3,5	0,023	0,003	0,0306	CV
RDC	D2	EX	0,0036	3,5	0,013	0,0028	0,0408	CV
Entre sol	D1	EX	0,0008	3,5	0,003	0,0008	0,0306	CV

Tableau V.10. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens « X-X »

Le tableau des résultats de calcul avec la combinaison E_y :

Niveau	Diaphragme	Sens	δ_{ek}	R	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%h _e	Observation
E6	D8	EY	0,014	3,5	0,049	0,0021	0,0306	CV
E5	D7	EY	0,0119	3,5	0,042	0,0022	0,0306	CV
E4	D6	EY	0,0097	3,5	0,034	0,0022	0,0306	CV
E3	D5	EY	0,0075	3,5	0,026	0,0021	0,0306	CV
E2	D4	EY	0,0054	3,5	0,019	0,0019	0,0306	CV
E1	D3	EY	0,0035	3,5	0,012	0,0016	0,0306	CV
RDC	D2	EY	0,0019	3,5	0,007	0,0015	0,0408	CV
Entre sol	D1	EY	0,0004	3,5	0,001	0,0004	0,0306	CV

Tableau V.11. Vérification des déplacements inter-étages dans le sens « Y-Y »

Conclusion :

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage.

Vérification du déplacement maximal :

Le déplacement maximal que subit la structure doit être vérifié par la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

Avec :

δ_{\max} : Déplacement maximal ;

f : Flèche admissible ;

H_t : Hauteur totale du bâtiment.

• **Suivant Ex :**

On suit le cheminement suivant :

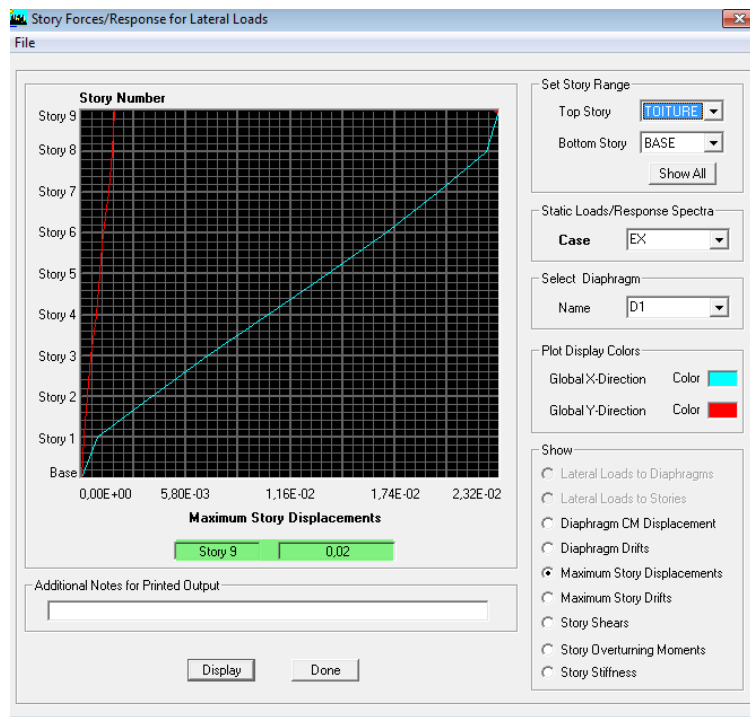
Display → Show Story Response Plots → Case: Ex

La fenêtre suivante s'affiche, on complète comme indiquée sur l'image :

Puis, on clique sur : **Display**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée dans :

Maximum Story Displacements

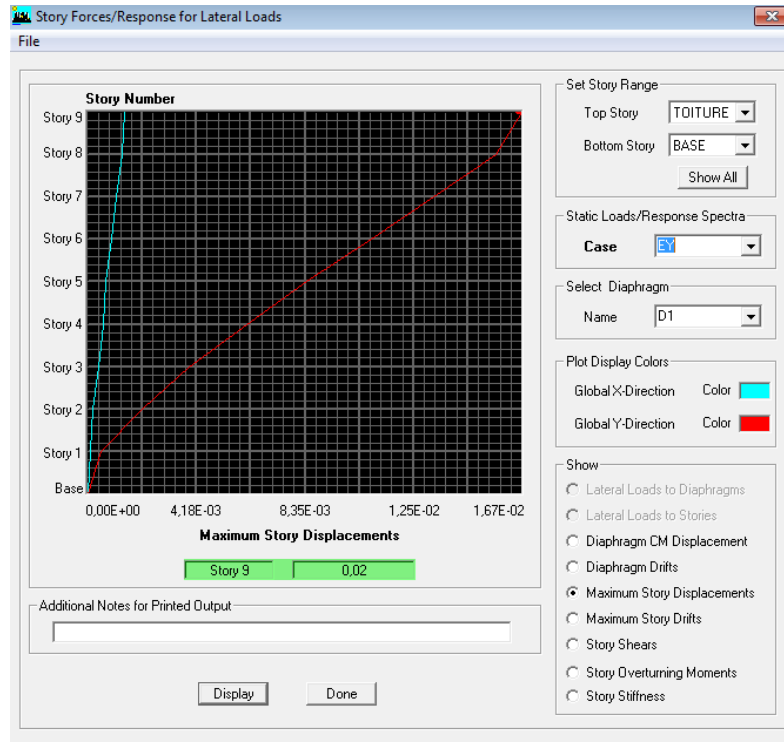


On aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{\max} = 0,02 \text{ m} \\ f = \frac{30,09}{500} = 0,06 \text{ m} \end{array} \right. \quad \delta_{\max} = 0,02 \text{ m} < f = 0,06 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Suivant Ey :

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement.



On aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{\max} = 0,02 \text{ m} \\ f = \frac{30,09}{500} = 0,06 \text{ m} \end{array} \right. \quad \delta_{\max} = 0,02 \text{ m} < f = 0,06 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis de la flèche est vérifiée.

2.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta : (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003)

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au - dessus du niveau « k » ;

$$P_K = \sum (WG_i + \beta WQ_i)$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « k » = ΣF_i ;

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;

h_K : Hauteur d'étage « k ».

- Si : $\theta_K \leq 0,10$ \implies Les effets P-Δ peuvent être négligés
- Si : $0,10 \leq \theta_K \leq 0,20$ \implies Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si : $\theta_K \geq 0,20$ \implies La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (X-X) et (Y-Y) est résumée dans les tableaux ci-après.

Niveau	P_K (KN)	h_K (m)	Δ_K (m)	V_K	$V_K \times h_K$	θ_x	Observation
E6	1406,2	3,06	0,0025	273,1	835,69	0,0042	CV
E5	2704,42	3,06	0,0027	455,88	1394,99	0,0052	CV
E4	4002,65	3,06	0,003	606,73	1856,59	0,0065	CV
E3	5309,83	3,06	0,0032	731,02	2236,92	0,0076	CV
E2	6617,01	3,06	0,0032	832	2545,92	0,0083	CV
E1	7924,18	3,06	0,003	907,61	2777,29	0,0086	CV
RDC	9814,48	4,08	0,0028	986,16	4023,53	0,0068	CV
Entre sol	11556,62	3,06	0,0008	1013,69	3101,89	0,0030	CV

Tableau V.12. Vérification des effets P-Δ dans le sens « X-X »

Niveau	P _K (KN)	h _K (m)	Δ _K (m)	V _K	V _K x h _K	θ _y	Observation
E6	1406,2	3,06	0,0021	342,99	1049,55	0,0028	CV
E5	2704,42	3,06	0,0022	571,6	1749,10	0,0034	CV
E4	4002,65	3,06	0,0022	743,95	2276,49	0,0039	CV
E3	5309,83	3,06	0,0021	887,01	2714,25	0,0041	CV
E2	6617,01	3,06	0,0019	1000,18	3060,55	0,0041	CV
E1	7924,18	3,06	0,0016	1086,33	3324,17	0,0038	CV
RDC	9814,48	4,08	0,0015	1181,19	4819,26	0,0031	CV
Entre sol	11556,62	3,06	0,0004	1211,82	3708,17	0,0012	CV

Tableau V.13. Vérification des effets P-Δ dans le sens « Y-Y »

Conclusion :

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0,1, donc Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par le logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

◆ Pour V_x :

Display → Show Tables → ANALYSIS RESULTS → Building Output → Table: Story Shears → on définit la combinaison Ex on cliquant sur : 2 fois OK

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TOITURE	EX	Bottom	0,00	1,19	0,00	14,165	0,000	1,408
ETAGE 6	EX	Top	0,00	273,10	0,00	1529,787	0,000	1,408
ETAGE 6	EX	Bottom	0,00	273,10	0,00	1529,787	0,000	836,85
ETAGE 5	EX	Top	0,00	455,88	0,00	2561,570	0,000	836,85
ETAGE 5	EX	Bottom	0,00	455,88	0,00	2561,570	0,002	2212,0
ETAGE 4	EX	Top	0,00	606,73	0,00	3424,524	0,002	2212,0
ETAGE 4	EX	Bottom	0,00	606,73	0,00	3424,524	0,002	4014,5
ETAGE 3	EX	Top	0,00	731,02	0,00	4148,231	0,002	4014,5
ETAGE 3	EX	Bottom	0,00	731,02	0,00	4148,231	0,001	6175,0
ETAGE 2	EX	Top	0,00	832,00	0,00	4762,915	0,001	6175,0
ETAGE 2	EX	Bottom	0,00	832,00	0,00	4762,915	0,003	8621,8
ETAGE 1	EX	Top	0,00	907,61	0,00	5234,311	0,003	8621,8
ETAGE 1	EX	Bottom	0,00	907,61	0,00	5234,311	0,000	11285,2
RDC	EX	Top	0,00	986,16	0,00	5987,702	0,000	11285,2
RDC	EX	Bottom	0,00	986,16	0,00	5987,702	0,003	15106,0
SOUS SOL	EX	Top	0,00	1013,69	0,00	6290,177	0,003	15106,0
SOUS SOL	EX	Bottom	0,00	1013,69	0,00	6290,177	0,004	18074,5

◆ Pour V_y :

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TOITURE	EY	Bottom	0,00	0,00	1,52	12,447	1,791	0,000
ETAGE 6	EY	Top	0,00	0,00	342,99	3092,658	1,791	0,000
ETAGE 6	EY	Bottom	0,00	0,00	342,99	3092,658	1051,197	0,000
ETAGE 5	EY	Top	0,00	0,00	571,60	5168,385	1051,197	0,000
ETAGE 5	EY	Bottom	0,00	0,00	571,60	5168,385	2786,967	0,000
ETAGE 4	EY	Top	0,00	0,00	743,95	6764,066	2786,967	0,000
ETAGE 4	EY	Bottom	0,00	0,00	743,95	6764,066	5010,416	0,001
ETAGE 3	EY	Top	0,00	0,00	887,01	8106,037	5010,416	0,001
ETAGE 3	EY	Bottom	0,00	0,00	887,01	8106,037	7624,703	0,002
ETAGE 2	EY	Top	0,00	0,00	1000,18	9183,492	7624,703	0,002
ETAGE 2	EY	Bottom	0,00	0,00	1000,18	9183,492	10554,281	0,002
ETAGE 1	EY	Top	0,00	0,00	1086,33	10035,116	10554,281	0,002
ETAGE 1	EY	Bottom	0,00	0,00	1086,33	10035,116	13720,906	0,001
RDC	EY	Top	0,00	0,00	1181,19	10988,782	13720,906	0,001
RDC	EY	Bottom	0,00	0,00	1181,19	10988,782	18259,514	0,001
SOUS SOL	EY	Top	0,00	0,00	1211,82	11299,489	18259,514	0,001
SOUS SOL	EY	Bottom	0,00	0,00	1211,82	11299,489	21792,271	0,001

◆ Pour P :

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TOITURE	POIDS	Bottom	121,31	0,00	0,00	0,000	619,813	-994,7
ETAGE 6	POIDS	Top	1285,40	0,00	0,00	0,000	6516,453	-10540,;
ETAGE 6	POIDS	Bottom	1406,20	0,00	0,00	0,000	7092,687	-11530,;
ETAGE 5	POIDS	Top	2583,63	0,00	0,00	0,000	13090,696	-21185,;
ETAGE 5	POIDS	Bottom	2704,42	0,00	0,00	0,000	13666,931	-22176,;
ETAGE 4	POIDS	Top	3881,86	0,00	0,00	0,000	19664,939	-31831,;
ETAGE 4	POIDS	Bottom	4002,65	0,00	0,00	0,000	20241,174	-32821,;
ETAGE 3	POIDS	Top	5180,08	0,00	0,00	0,000	26239,183	-42476,;
ETAGE 3	POIDS	Bottom	5309,83	0,00	0,00	0,000	26860,766	-43540,;
ETAGE 2	POIDS	Top	6487,26	0,00	0,00	0,000	32858,775	-53195,;
ETAGE 2	POIDS	Bottom	6617,01	0,00	0,00	0,000	33480,359	-54259,;
ETAGE 1	POIDS	Top	7794,44	0,00	0,00	0,000	39478,368	-63914,;
ETAGE 1	POIDS	Bottom	7924,18	0,00	0,00	0,000	40099,951	-64978,;
RDC	POIDS	Top	9586,72	0,00	0,00	0,000	51927,551	-78611,;
RDC	POIDS	Bottom	9814,48	0,00	0,00	0,000	53443,187	-80478,;
SOUS SOL	POIDS	Top	11385,80	0,00	0,00	0,000	65108,071	-93363,;
SOUS SOL	POIDS	Bottom	11556,62	0,00	0,00	0,000	66244,798	-94764,;

2.8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

Afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique), l'effort normal de compression de calcul est limité par la relation suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

N_d : Effort normal sismique ;

B_c : Aire de la section en béton ;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton : $f_{c28} = 25$ MPa.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

❖ **Poteaux de l'entre sol et RDC (40 × 40) cm² :** $N_d = 1029,23 \text{ KN}$

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{1029,23 \cdot 10^3}{400 \times 400 \times 25} \quad V = 0,257 < 0,30 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poteaux du 1^{er} au 3^{ème} étage (35 × 35) cm² :** $N_d = 815,39 \text{ KN}$

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{815,39 \cdot 10^3}{350 \times 350 \times 25} \quad V = 0,266 < 0,30 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poteaux du 4^{er} au 6^{ème} étage (30 × 30) cm² :** $N_d = 382,12 \text{ KN}$

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{382,12 \cdot 10^3}{300 \times 300 \times 25} \quad V = 0,170 < 0,30 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poteaux de la toiture (25 × 25) cm² :** $N_d = 81,79 \text{ KN}$

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{81,79 \cdot 10^3}{250 \times 250 \times 25} \quad V = 0,052 < 0,30 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que :

1. La période est vérifiée ;
2. Le pourcentage de participation de la masse modale est vérifié ;
3. Le système de contreventement est vérifié ;
4. L'effort tranchant à la base est vérifié ;
5. L'excentricité est vérifiée ;
6. Les déplacements relatifs et le déplacement maximal de la structure sont vérifiés ;
7. La justification vis-à-vis de l'effet P-Delta est vérifiée ;
8. La spécification pour les poteaux (effort normal réduit) est vérifiée.

Puisque les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.



Chapitre VI :
Ferraillage des
éléments structuraux

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée d'éléments de contreventement : les portiques (poteaux - poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme.

Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

VI.1. Ferrailage des poteaux :

1.1. Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en procédant à des vérifications à l'ELS.

1.2. Les combinaisons de charge :

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ à l'ELU
- $G + Q \Rightarrow$ à l'ELS
- $G + Q \pm E \Rightarrow$ RPA99 version 2003
- $0,8G \pm E \Rightarrow$ RPA99 version 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant :

$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} ;$

- Effort normal minimal de compression et moment correspondant :

$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} ;$

- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant :

$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}.$

1.3. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

1.3.1. Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.2 du RPA 99/version 2003)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm ;
- ✓ La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40\varnothing_L$ (zone IIa) ;
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm ;
- ✓ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement ;

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre ;

h_e : Hauteur entre nus des poutres ;

b₁ et **h₁** : Dimensions du poteau.

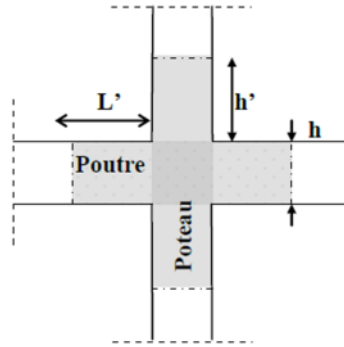


Figure.VI.1.1. Délimitation de la zone nodale

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

❖ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8 % de la section du béton :

Poteaux (40 * 40) : $A_{\min} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 0,008 \times 40 \times 40$ $A_{\min} = 12,80 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 * 35) : $A_{\min} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 0,008 \times 35 \times 35$ $A_{\min} = 9,80 \text{ cm}^2$

Poteaux (30 * 30) : $A_{\min} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 0,008 \times 30 \times 30$ $A_{\min} = 7,20 \text{ cm}^2$

Poteaux (25 * 25) : $A_{\min} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 0,008 \times 25 \times 25$ $A_{\min} = 5,00 \text{ cm}^2$

❖ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

➤ **Zone courante :**

Poteaux (40 * 40) : $A_{\min} = 4\% \cdot b \cdot h = 0,04 \times 40 \times 40$ $A_{\min} = 64,00 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 * 35) : $A_{\min} = 4\% \cdot b \cdot h = 0,04 \times 35 \times 35$ $A_{\min} = 49,00 \text{ cm}^2$

Poteaux (30 * 30) : $A_{\min} = 4\% \cdot b \cdot h = 0,04 \times 30 \times 30$ $A_{\min} = 36,00 \text{ cm}^2$

Poteaux (25 * 25) : $A_{\min} = 4\% \cdot b \cdot h = 0,04 \times 25 \times 25$ $A_{\min} = 25,00 \text{ cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement :**

Poteaux (40 * 40) : $A_{\min} = 6\% \cdot b \cdot h = 0,06 \times 40 \times 40$ $A_{\min} = 96,00 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 * 35) : $A_{\min} = 6\% \cdot b \cdot h = 0,06 \times 35 \times 35$ $A_{\min} = 73,50 \text{ cm}^2$

Poteaux (30 * 30) : $A_{\min} = 6\% \cdot b \cdot h = 0,06 \times 30 \times 30$ $A_{\min} = 54,00 \text{ cm}^2$

Poteaux (25 * 25) : $A_{\min} = 6\% \cdot b \cdot h = 0,06 \times 25 \times 25$ $A_{\min} = 37,50 \text{ cm}^2$

1.3.2. Armatures transversales : (Art 7.4.2.2 du RPA 99/version 2003)

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi du poteau.

Par conséquent, si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

-Le rôle des armatures transversales consiste à :

- * Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales ;
- * Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;
- * Positionner les armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

A_t : Armatures transversales ;

S_t : Espacement des armatures transversales ;

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_t : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, qui est égal à :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : Élancement géométrique du poteau, qui est égal à :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Où :

a ; b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau : $l_f = 0,7 L_0$

❖ **Diamètre des armatures transversales :**

D'après le [BAEL 91], Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max}$$

Avec :

ϕ_L : Diamètre max des armatures longitudinales.

❖ **Espacement maximal des armatures transversales :**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\phi_L^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Où :

ϕ_L^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \text{ en } (\%)$$

Est donnée comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \implies A_{\min} = 0,3 \cdot b_0 \cdot S_t$
- Si $\lambda_g \leq 3 \implies A_{\min} = 0,8 \cdot b_0 \cdot S_t$
- Si $3 < \lambda_g < 5 \implies A_{\min} = \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.}$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.

○ **Conventions :**




Efforts normaux :

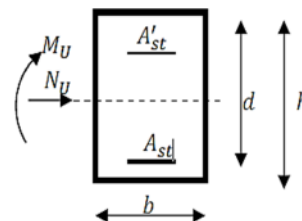
$N < 0$: Compression

$N > 0$: Traction

1.4. Calcul des armatures à L'ELU :**1.4.1. Armatures longitudinales :**

Chaque poteau est soumis à un effort normal « **N** » (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant « **M** », ce qui nous conduit à étudier une section soumise à une flexion composée qui peut être une :

-  Section partiellement comprimée (SPC)
-  Section entièrement comprimée (SEC)
-  Section entièrement tendue (SET)



Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions est satisfaite :

*Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (L'effort normal appliqué est un effort de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

*Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

❖ Détermination des armatures :

▪ Moment fictif :

$$M_f = N_u \cdot g = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

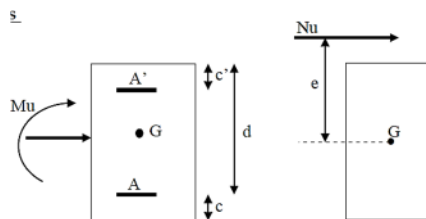


Figure VI.1.2. Les moments exerçant sur les poteaux

Avec :

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{si "N" étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{si "N" étant un effort de traction}$$

▪ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ pour fissuration accidentelle

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (SSA) ($A' = 0$)

▪ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

▪ Armatures réelles :

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si : "N" effort de compression} \\ (+) \text{ si : "N" effort de traction} \end{array} \right.$$

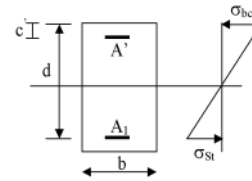
2^{ème} cas :

$\mu > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA)

On calcul :

$$M_1 = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$



- Armatures en flexion simple :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- Armatures en flexion composée :

$$A = A'_f \quad ; \quad A = A_f \pm \frac{N_U}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

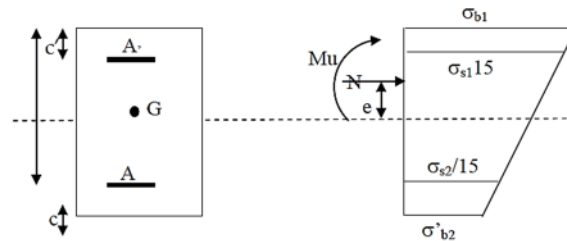


Figure VI.1.3. Disposition des contraintes (SEC)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

*Le centre de pression se situe dans la zone délimitée par les armatures

*L'effort normal appliqué est un effort de compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

* Et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

❖ Détermination des armatures :

1^{er} cas : Section doublement armée (SDA)

Si :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc}(d - 0,5h)}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'$$

Avec :

A' : Armatures comprimées ; A : Armatures tendues.

2^{ème} cas : Section simplement armée (SSA)

Si :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h f_{bc}}{\sigma'_{st}} \quad ; \quad A = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\epsilon'_s = 2 + \left(3,437 - 8,437 \frac{c'}{h}\right) \sqrt{1 - \psi} \quad ; \quad \epsilon'_s \geq \epsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tel que :

$$\epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

c) Section entièrement tendue (SET) :

La section est entièrement tendue si les conditions suivantes sont satisfaites :

*Le centre de pression se trouve entre les armatures.

*L'effort normal appliqué est un effort de traction.

❖ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{N \cdot g}{(d - c') \sigma_{st}} = \frac{N \cdot g}{\sigma_{s1} \cdot Z} \quad ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

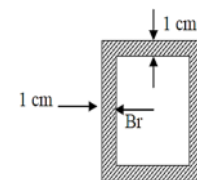
➤ **Compression pure (centrée) :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de forme.

➤ **Calcul des armatures : (Art B.8.4.1, BAEL 91/modifié 99)**

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$



Avec :

B_r : Aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de son périphérique ;

N_u : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable ;

A_s : Section d'armature ;

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_s}$$

Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours "α " doit être divisé par 1,1.

▪ Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	N _{max} → M _{correspondant}		N _{min} → M _{correspondant}		M _{max} → N _{correspondant}	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
Entre sol et RDC	40X40	1029,23	1,458	- 387,51	8,092	- 38,974	498,94
Du 1 ^{er} au 3 ^{ème} étage	35X35	575,62	6,125	- 162,89	2,965	- 50,587	251,72
Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	30X30	281,31	16,198	- 26,53	28,559	- 41,365	67,43
Toiture	25X25	81,79	- 0,592	- 6,15	2,881	8,738	30,71

Tableau VI.1.1. Efforts internes dans le sens le plus défavorable des poteaux

➤ Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait par zones tel que :

ZONE I : Entre sol et RDC

ZONE II : 1^{er} au 3^{ème} étage

ZONE III : 4^{ème} au 6^{ème} étage

ZONE IV : Toiture

✚ Exemple de Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Poteau (30 X 30) : M_u = 28,559 KN.m N_u = - 26,53 KN (effort de compression)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{28,559}{26,53} = 1,076 \text{ m}$$

$$\left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{0,30}{2} - 0,03\right) = 0,12 \text{ m}$$

$e_u = 1,076 \text{ m} > \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,12 \text{ m} \implies$ Le centre de pression est entre les armatures, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

Calcul du moment fictif : M_f = N_u x g

Avec :

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 1,076 + 0,12 = 1,196 \text{ m}$$

D'où : M_f = 26,53 x 1,196 M_f = 31,730 KN.m

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$26,53 \times (0,27 - 0,03) - 31,730 < \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,03}{0,30}\right) \times 0,30 \times (0,30)^2 \times 14,2 \times 10^3$$

- 25,363 KN.m < 98,150 KN.m Condition vérifiée

▪ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{31,730 \cdot 10^6}{300 \times 270^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,102$$

$\mu = 0,102 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (SSA) ($A' = 0$)

Du tableau (Pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,102 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,946$$

▪ Armatures fictives :

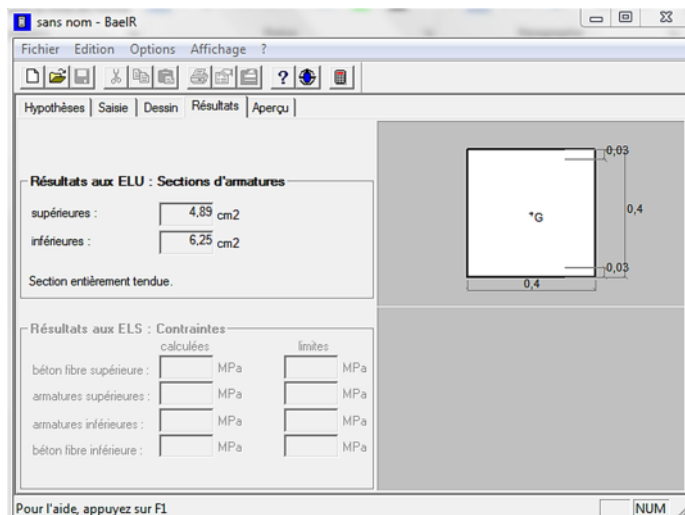
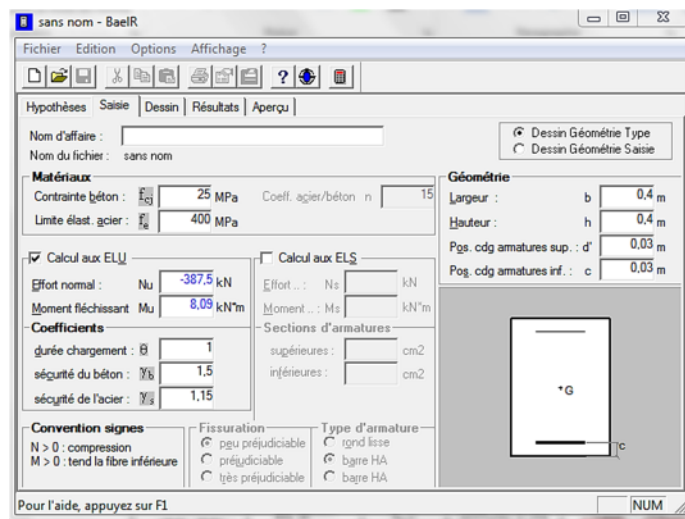
$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31,730 \cdot 10^6}{0,946 \times 270 \times 348} \quad A_f = 3,57 \text{ cm}^2$$

▪ Armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_U}{\sigma_{st}} = 3,57 - \frac{26,53 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} \quad A = 2,91 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.



Le calcul des différentes sections d'armature dans les poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Section par zone	Etage	Poteau	Combinaison	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	Nature de la section	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)
Zone I (40x40)	Entre sol et RDC	C14	ELU	N _{max} - M _{corr}	1029,23	1,458	SEC	0	0
		C1	08GEYM	N _{min} - M _{corr}	- 387,51	8,092	SET	4,89	6,25
		C2	GQEX	M _{max} - N _{corr}	498,94	- 38,974	SEC	0	0
Zone II (35x35)	Du 1 ^{er} au 3 ^{ème} étage	C14	ELU	N _{max} - M _{corr}	575,62	6,125	SEC	0	0
		C1	08GEYM	N _{min} - M _{corr}	- 162,89	2,965	SET	2,05	2,64
		C7	GQEY	M _{max} - N _{corr}	251,72	- 50,587	SPC	1,44	0
Zone III (30x30)	Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	C14	ELU	N _{max} - M _{corr}	281,31	16,198	SEC	0	0
		C7	08GEYM	N _{min} - M _{corr}	- 26,53	28,559	SPC	0	3,59
		C7	GQEY	M _{max} - N _{corr}	67,43	- 41,365	SPC	3,85	0
Zone IV (25x25)	Toiture	C8-2	ELU	N _{max} - M _{corr}	81,79	- 0,592	SEC	0	0
		C14-2	08GEYM	N _{min} - M _{corr}	- 6,15	2,881	SPC	0	0,48
		C14-2	GQEY	M _{max} - N _{corr}	30,71	8,738	SPC	0	0,70

Tableau VI.1.2. Ferraillage des poteaux à l'ELU

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures « As » correspondante recommandée par le règlement « RPA99/version2003 » en zone IIa :

Niveau	Section (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des armatures	A _{adoptée} (cm ²)
Entre sol et RDC	(40x40)	4,89	6,25	12,80	4HA16 + 4HA14	14,20
Du 1 ^{er} au 3 ^{ème} étage	(35x35)	2,05	2,64	9,80	4HA14 + 4HA12	10,68
Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	(30x30)	3,85	3,59	7,20	8HA12	9,05
Toiture	(25x25)	0	0,70	5,00	8HA12	9,05

Tableau VI.1.3. Sections d'armature choisies pour les poteaux

1.4.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales ;
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;
- Positionner les armatures longitudinales.

❖ **Espacement des armatures transversales :**

Selon le RPA, La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

♦ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_L^{\min} ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,2 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \quad S_t \leq \min(12 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$$

On opte pour : $S_t = 10 \text{ cm}$

♦ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_L^{\min} \quad S_t \leq (15 \times 1,2) \text{ cm} \quad S_t \leq 18 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Diamètre des armatures transversales :****1. Selon BAEL 91 (Art A8.1.3) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t > \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{1}{3} \times 16 \quad \phi_t > 5,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par un cadre en Ø8

Donc : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$

2. Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

A_t : Armatures transversales ;

S_t : Espacement des armatures transversales ;

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_t : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, qui est égal à :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : Élançement géométrique du poteau.

✓ Calcul de λ_g : BAEL 91 (Art: B 8.4.1)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Avec :

a ; b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée ;

l_f : Longueur de flambement du poteau ; qui est égal à : $L_f = 0,7.L_0$;

L_0 : Hauteur libre du poteau.

✚ Exemple de calcul : Poteaux (40 x 40) cm²

▪ Calcul de la longueur de flambement :

$$L_f = 0,7.L_0 = 0,7 \times 3,06 \quad L_f = 2,142 \text{ m}$$

▪ Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,142}{0,40} \quad \lambda_g = 5,36 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,50$$

L'effort tranchant max : $V_u = 18,39 \text{ KN}$

▪ Calcul de la section d'armature :

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,50 \times 18,39 \cdot 10^2}{400 \times 400} \times 10 = 0,287 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,50 \times 18,39 \cdot 10^2}{400 \times 400} \times 15 = 0,431 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	V_u^{\max} (KN)	a (m)	b (m)	l_0 (m)	l_f (m)	S_t en zone nodale	S_t en zone courante	λ_g	ρ_a	A_t en zone nodale	A_t en zone courante
Zone I (40x40)	18,39	0,40	0,40	3,06	2,142	10	15	5,36	2,50	0,287	0,431
		0,40	0,40	4,08	2,856	10	15	7,14	2,50	0,287	0,431
Zone II (35x35)	34,14	0,35	0,35	3,06	2,142	10	15	6,12	2,50	0,610	0,914
Zone III (30x30)	28,62	0,30	0,30	3,06	2,142	10	15	7,14	2,50	0,596	0,894
Zone IV (25x25)	2,06	0,25	0,25	4,59	3,213	10	15	12,85	2,50	0,051	0,077

Tableau VI.1.4. Détermination des armatures transversales dans les poteaux

❖ Quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suit:

- Si : $\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est 0,3 %
- Si : $\lambda_g < 3$ la quantité d'armatures transversale est 0,8 %
- Si : $3 \leq \lambda_g < 5$ la quantité d'armatures transversales est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

On a :

$\lambda_g > 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot S_t$$

Zone	λ_g	$\frac{A_t}{b \times S_t}$ (%)	Zone	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{calculée}}$ (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferraillage	Vérification $A_{\min} < A_{\text{adoptée}}$
Zone I (40x40)	5,36	0,3%	nodale	1,20	0,287	2,01	4HA8	Condition vérifiée
	7,14		courante	1,80	0,431	2,01		
Zone II (35x35)	6,12	0,3%	nodale	1,05	0,610	2,01	4HA8	Condition vérifiée
			courante	1,575	0,914	2,01		
Zone III (30x30)	7,14	0,3%	nodale	0,90	0,596	2,01	4HA8	Condition vérifiée
			courante	1,35	0,894	2,01		
Zone IV (25x25)	12,85	0,3%	nodale	0,75	0,051	2,01	4HA8	Condition vérifiée
			courante	1,125	0,077	2,01		

Tableau VI.1.5. Vérifications des armatures transversales dans les poteaux

Conclusion :

Les sections minimales du RPA sont vérifiées.

On adoptera pour : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$, soit deux cadre de $\varnothing 8$ pour tous les poteaux.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\varnothing > 12 \text{ mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\varnothing_t$ minimale.

1.5. Vérifications à L'ELU :**1. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r = 40\varnothing_L$$

Pour les HA16 $\Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$ $L_r = 40\varnothing_L = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Pour les HA14 $\Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$ $L_r = 40\varnothing_L = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour les HA12 $\Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$ $L_r = 40\varnothing_L = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

2. Longueur d'ancrage : (Art 6.1.22, BAEL 91/modifié 99)

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

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} \quad \text{et} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

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

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{* Pour les HA12 : } L_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \quad ; \quad \text{on prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

$$\text{* Pour les HA14 : } L_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \quad ; \quad \text{on prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{* Pour les HA16 : } L_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm} \quad ; \quad \text{on prend } L_s = 60 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à :

$L_a = 0,4 \cdot L_s$, pour les aciers HA.

$$\text{* Pour les HA12 : } L_a = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 45 \quad L_a = 18 \text{ cm}$$

$$\text{* Pour les HA14 : } L_a = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 50 \quad L_a = 20 \text{ cm}$$

$$\text{* Pour les HA16 : } L_a = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 60 \quad L_a = 24 \text{ cm}$$

3. Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 du RPA 99/version 2003)

$$L' = 2 \times h$$

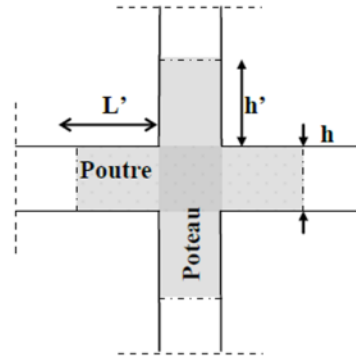
$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre ;

b₁ et h₁ : Dimensions du poteau ;

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.



On aura :

$$L' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} : \text{poutres principales de } (25 \times 35)$$

$$L' = 2 \times h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm} : \text{poutres secondaires de } (25 \times 30)$$

La disposition des cadres dans la zone nodale est résumée dans le tableau suivant :

Niveau	Poteau	h _e (cm)	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$	
Entre sol	40x40	3,06	$h' = \max \{51; 40; 40; 60 \text{ cm}\}$	$h' = 60 \text{ cm}$
RDC		4,08	$h' = \max \{68; 40; 40; 60 \text{ cm}\}$	$h' = 68 \text{ cm}$
Du 1 ^{er} au 3 ^{ème} étage	35x35	3,06	$h' = \max \{51; 35; 35; 60 \text{ cm}\}$	$h' = 60 \text{ cm}$
Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	30x30	3,06	$h' = \max \{51; 30; 30; 60 \text{ cm}\}$	$h' = 60 \text{ cm}$
Toiture	25x25	4,59	$h' = \max \{76,5; 25; 25; 60 \text{ cm}\}$	$h' = 76,5 \text{ cm}$

Tableau VI.1.6. Détermination des zones nodales

4. Vérification des contraintes de cisaillement :

(Art 7.4.3.2 du RPA 99/version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

τ_{bu} : Contrainte de cisaillement ;

V_u : Effort tranchant de la section ;

b : Largeur de la section ;

d : Hauteur utile de la section ($d = h - c$)

Tel que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section par zone	V_u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Zone I (40x40)	18,39	40	37	5,36	0,075	0,124	1,875	Condition vérifiée
				7,14				
Zone II (35x35)	34,14	35	32	6,12	0,075	0,305	1,875	Condition vérifiée
Zone III (30x30)	28,62	30	27	7,14	0,075	0,353	1,875	Condition vérifiée
Zone IV (25x25)	2,06	25	22	12,85	0,075	0,037	1,875	Condition vérifiée

Tableau VI.1.7. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

1.6. Vérification à l'ELS :

1. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL 91/modifié 99)

Pour une section qui est soumise à la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion, si elle est partiellement comprimée ou entièrement comprimée comme dans notre cas, la section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right] b \cdot d$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'aciers tendus ;

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours ;

f_e : Contrainte limite élastique des aciers ;

e_s : Excentricité de l'effort normal à l'ELS ;

d : Hauteur utile ;

b : Largeur de la section de béton ;

A_s : Section d'armatures longitudinales adoptée.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section par zone	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (cm)	$\frac{h}{6}$ (cm)	Nature	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Observation
Zone I (40x40)	N _{max} - M _{corr}	722,98	1,04	0,144	6,67	SEC	4,45	14,20	Condition vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	6,90	-0,436	-6,32		SEC	3,14		
	M _{max} - N _{corr}	81,74	-44,82	-54,83		SPC	2,08		
Zone II (35x35)	N _{max} - M _{corr}	404,10	4,461	1,10	5,83	SEC	3,78	10,68	Condition vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	50,78	0,089	0,18		SEC	3,39		
	M _{max} - N _{corr}	329,96	27,94	8,47		SPC	-3,23		
Zone III (30x30)	N _{max} - M _{corr}	196,53	11,791	5,99	5,00	SPC	-6,11	9,05	Condition vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	5,57	0,158	2,84		SEC	4,29		
	M _{max} - N _{corr}	86,66	14,769	17,04		SPC	0,39		
Zone IV (25x25)	N _{max} - M _{corr}	54,90	-0,42	-0,77	4,17	SEC	1,48	9,05	Condition vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	14,46	-1,901	-13,15		SPC	0,89		
	M _{max} - N _{corr}	33,60	5,481	16,31		SPC	0,34		

Tableau VI.1.8. Vérification de la condition de non fragilité

2. Etat limites d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considéré comme peut nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans les aciers.

3. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS. Pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

Le calcul des contraintes du béton se fera dans les deux cas :

* Si : $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée (SEC)

* Si : $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

Avec :

M_{ser} : Moment de flexion à l'ELS ;

N_{ser} : Effort normal à l'ELS.

1^{er} cas : $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6}$: Section entièrement comprimée (SEC)

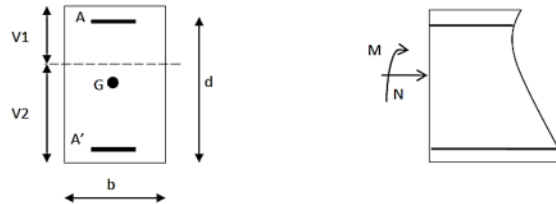


Figure VI.1.4. Section de béton homogénéisée

• **Les contraintes dans le béton :**

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec :

B_0 : Section totale homogène;

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A')$$

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue ;

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \quad \text{et} \quad V_2 = h - V_1$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène ;

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

Puisque $\sigma_{sup} > \sigma_{inf}$, il suffit de vérifier que $\sigma_{sup} < \overline{\sigma}_{bc}$

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

2^{ème} cas : $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{h}{6}$: Section partiellement comprimée (SEC)

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

y_{ser} : Distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

$$K = \frac{N_{ser}}{S}$$

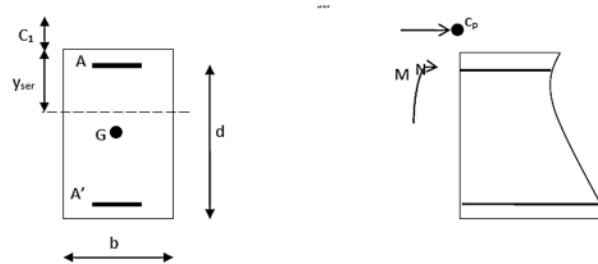
$$S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A'(y_{ser} - c') - A(d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c_1$$

y_c : Distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression c_p ;

c_1 : Distance entre le centre de pression c_p et la fibre la plus comprimée ;

$$c_1 = d - e_a \quad ; \quad e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$



y_c sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3 \cdot c_1^3 - \frac{90A'}{b}(c_1 - c') + \frac{90A}{B}(d - c_1)$$

$$q = -2 \cdot c_1^3 - \frac{90A'}{b}(c_1 - c')^2 - \frac{90A}{B}(d - c_1)^2$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 \implies t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) \quad ; \quad u = \sqrt[3]{t} \quad ; \quad y_c = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

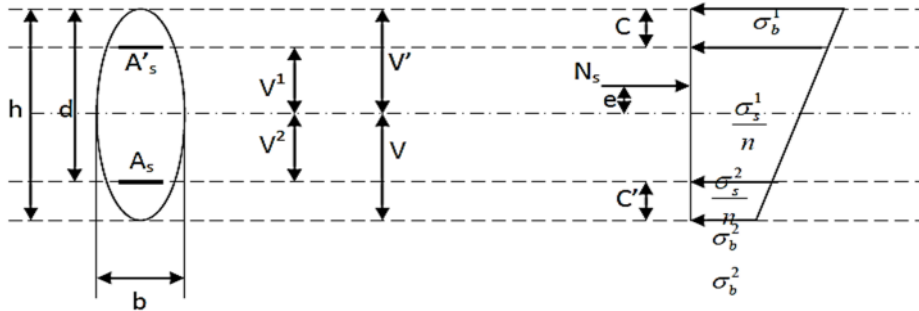
$$\text{Si : } \Delta < 0 \implies \begin{cases} \cos \alpha = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

➤ Choisir une solution parmi les trois solutions :

$$y_{c1} = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_{c2} = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_{c3} = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

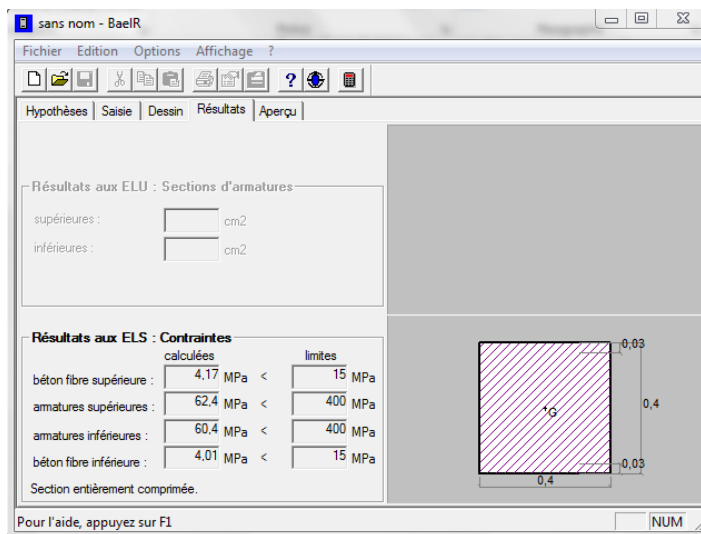
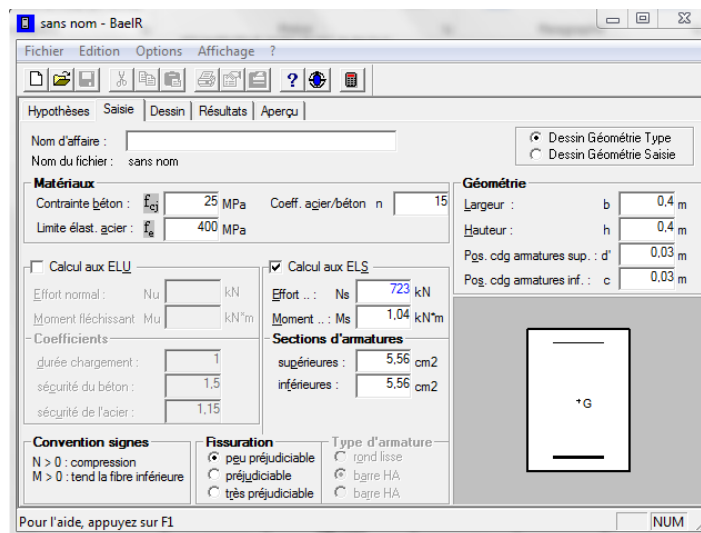
On tiendra pour y_c la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_{ser} = y_c + c_1 < h$$



➤ Calcul des contraintes des poteaux avec SOCOTEC :

Les résultats de la vérification des contraintes dans le béton sont donnés par le logiciel SOCOTEC.



Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Section par zone	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (cm)	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{bc\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{bc\ inf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Zone I (40x40)	N _{max} - M _{corr}	722,98	1,04	0,144	6,67	SEC	4,17	4,01	15	Condition vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	6,90	-0,436	-6,32		SEC	0,01	0,07		
	M _{max} - N _{corr}	81,74	-44,82	-54,83		SPC	0	5,73		
Zone II (35x35)	N _{max} - M _{corr}	404,10	4,461	1,10	5,83	SEC	3,51	2,48	15	Condition vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	50,78	0,089	0,18		SEC	0,39	0,37		
	M _{max} - N _{corr}	329,96	27,94	8,47		SPC	5,77	0		
Zone III (30x30)	N _{max} - M _{corr}	196,53	11,791	5,99	5,00	SPC	4,12	0	15	Condition vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	5,57	0,158	2,84		SEC	0,08	0,03		
	M _{max} - N _{corr}	86,66	14,769	17,04		SPC	4,60	0		
Zone IV (25x25)	N _{max} - M _{corr}	54,90	-0,42	-0,77	4,17	SEC	0,63	0,88	15	Condition vérifiée
	N _{min} - M _{corr}	14,46	-1,901	-13,15		SPC	0	0,93		
	M _{max} - N _{corr}	33,60	5,481	16,31		SPC	2,68	0		

Tableau VI.1.9. Vérification des contraintes dans le béton

Après tous calculs et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveau	Section (cm ²)	Ferraillage	A _{adoptée} (cm ²)	A _t (cm ²)	Espacement (cm)	
					Nodale	Courante
Entre sol et RDC	40x40	4HA16 + 4HA14	14,20	4HA8	10	15
Du 1 ^{er} au 3 ^{ème} étage	35x35	4HA14 + 4HA12	10,68	4HA8	10	15
Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	30x30	8HA12	9,05	4HA8	10	15
Toiture	25x25	8HA12	9,05	4HA8	10	15

Tableau VI.1.10. Récapitulatif de ferraillage des poteaux

VI.2. Ferrailage des poutres :

2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

2.2. Les combinaisons de charge :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ à l'ELU
- $G + Q \Rightarrow$ à l'ELS
- $G + Q \pm E \Rightarrow$ RPA99 version 2003
- $0,8G \pm E \Rightarrow$ RPA99 version 2003.

2.3. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

2.3.1. Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 du RPA 99/version 2003

❖ Pourcentage total minimum :

Le pourcentage total minimum d'aciers sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section: $A_{\min} = 0,5\%.b.h$

Poutres principales PP (25 * 35) : $A_{\min} = 0,5\%.b.h = 0,005 \times 25 \times 35$ $A_{\min} = 4,38 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS (25 * 30) : $A_{\min} = 0,5\%.b.h = 0,005 \times 25 \times 30$ $A_{\min} = 3,75 \text{ cm}^2$

Poutres inclinées PI (25 * 35) : $A_{\min} = 0,5\%.b.h = 0,005 \times 25 \times 35$ $A_{\min} = 4,38 \text{ cm}^2$

Poutres de chaînage PCH (20 * 30) : $A_{\min} = 0,5\%.b.h = 0,005 \times 20 \times 30$ $A_{\min} = 3,00 \text{ cm}^2$

❖ Pourcentage total maximum :

Le pourcentage total maximum d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

$A_{\max} = 4\%.b.h \rightarrow$ en zone courante

$A_{\max} = 6\%.b.h \rightarrow$ en zone de recouvrement

◆ Poutres principales PP (25 * 35) :

➤ Zone courante :

$A_{\max} = 4\%.b.h = 0,04 \times 25 \times 35$ $A_{\max} = 35 \text{ cm}^2$

➤ Zone de recouvrement :

$A_{\max} = 6\%.b.h = 0,06 \times 25 \times 35$ $A_{\max} = 52,50 \text{ cm}^2$

◆ **Poutres secondaires PS (25 * 30) :**

➤ **Zone courante :**

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 0,04 \times 25 \times 30 \quad A_{\max} = 30 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone de recouvrement :**

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 0,06 \times 25 \times 30 \quad A_{\max} = 45 \text{ cm}^2$$

◆ **Poutres inclinées PI (25 * 35) :**

➤ **Zone courante :**

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 0,04 \times 25 \times 35 \quad A_{\max} = 35 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone de recouvrement :**

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 0,06 \times 25 \times 35 \quad A_{\max} = 52,50 \text{ cm}^2$$

◆ **Poutres de chaînage PCH (20 * 30) :**

➤ **Zone courante :**

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 0,04 \times 20 \times 30 \quad A_{\max} = 24 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone de recouvrement :**

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 0,06 \times 20 \times 30 \quad A_{\max} = 36 \text{ cm}^2$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont 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 appuis.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40 en zone II.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2.3.2. Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 du RPA 99/version 2003)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est donnée par :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min}\right) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale)} \end{cases}$$

Avec :

ϕ_1^{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2.4. Calcul des armatures à L'ELU :

2.4.1. Armatures longitudinales : Etapes de calcul de ferrailage :

➤ Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

➤ Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite est égal 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 » :

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (SSA)

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

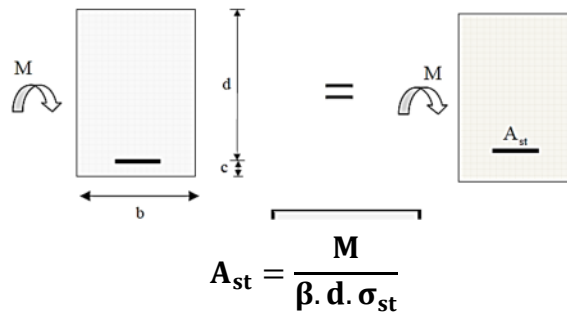


Figure VI.2.1. Disposition des armatures tendues (SSA)

2^{ème} cas :

$\mu > \mu_l = 0,392 \implies$ La section est doublement armée (SDA)

➤ On calcule le moment limite :

$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$ Avec : $\Delta M = M_u - M_l$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

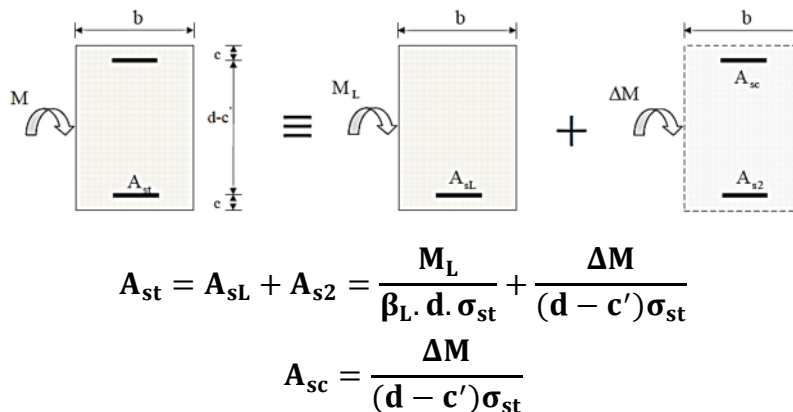


Figure VI.2.2. Disposition des armatures (SDA)

▪ Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Section (cm ²)	Localisation	Effort tranchant (KN)	Moment (KN.m)
Poutres principales	(25x35)	Appui	- 72,22	- 85,342
		Travée	- 108,50	81,026
Poutres secondaires	(25x30)	Appui	- 57,16	- 72,518
		Travée	- 34,63	39,989
Poutres inclinées	(25x35)	Appui	- 5,20	- 8,841
		Travée	- 9,32	9,858
Poutres de chaînage	(20x30)	Appui	- 7,50	- 10,852
		Travée	0,40	7,626

Tableau VI.2.1. Efforts internes dans le sens le plus défavorable des poutres

Remarque :

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivants :

	f_{c28} (MPa)	f_e (MPa)	f_{bc} (MPa)	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} (MPa)
Situation accidentelle	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Situation durable	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

Tableau VI.2.2. Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

2.4.2. Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments max, soit aux appuis ou bien en travée, nous allons passer au ferrailage.

✚ Exemple de Calcul :

1. Ferrailage des poutres principales (25 x 35) cm² :

$$b = 25 \text{ cm}; h = 35 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

➤ Aux appuis : $M_a = - 85,342 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{85,342 \cdot 10^6}{250 \times 320^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,234$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,234 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA) (A' = 0)}$$

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,234 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,865$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{85,342 \cdot 10^6}{0,865 \times 320 \times 348} \quad A_{st} = 8,86 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :** $M_t = 81,026 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{81,026 \cdot 10^6}{250 \times 320^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,222$$

$\mu = 0,222 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) ($A' = 0$)

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,222 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,873$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{81,026 \cdot 10^6}{0,873 \times 320 \times 348} \quad A_{st} = 8,33 \text{ cm}^2$$

2. Ferrailage des poutres secondaires (25 x 30) cm² :

$b = 25 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis :** $M_a = -72,518 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{72,518 \cdot 10^6}{250 \times 270^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,274$$

$\mu = 0,274 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) ($A' = 0$)

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,274 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,836$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{72,518 \cdot 10^6}{0,836 \times 270 \times 348} \quad A_{st} = 9,23 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :** $M_t = 39,989 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39,989 \cdot 10^6}{250 \times 270^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,146$$

$\mu = 0,146 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) ($A' = 0$)

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,146 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,921$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{39,989 \cdot 10^6}{0,921 \times 270 \times 348} \quad A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$$

3. Ferrailage des poutres inclinées (25 x 35) cm² :

Les poutres inclinées sont ferrillées en flexion composée.

$b = 25 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis :** $M_a = -8,841 \text{ KN.m}$

$$N_{\text{correspondant}} = 0,32 \text{ KN} \quad (\text{N: Effort de traction})$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{8,841}{0,32} = 27,63 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,35}{2} - 0,03 = 0,145 \text{ m}$$

On a :

$$e = 27,63 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,145 \text{ m} \implies \text{Section partiellement comprimée (SPC)}$$

Calcul du moment fictif :

$$M_f = N \cdot g$$

Avec :

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c\right) = 27,63 - 0,145 = 27,485 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } M_f = 0,32 \times 27,485 \quad M_f = 8,795 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,795 \cdot 10^6}{250 \times 320^2 \times 21,74} \quad \mu = 0,016$$

$$\text{Avec: } f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,74 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,016 \leq \mu_l = 0,392 \implies \text{La section est simplement armée (SSA) (A' = 0)}$$

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,992$$

D'où :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,795 \cdot 10^6}{0,992 \times 320 \times 400} \quad A_f = 0,69 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A'_f = 0$$

$$\text{Avec: } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = A_f + \frac{N}{\sigma_{st}} = 0,69 \cdot 10^2 + \frac{0,32 \cdot 10^2}{400} \quad A_{st} = 0,69 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A' = 0$$

$$\triangleright \text{En travée : } M_t = 9,858 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{correspondant}} = -0,04 \text{ KN} \quad (N: \text{Effort de compression})$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9,858}{0,04} = 246,45 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,35}{2} - 0,03 = 0,145 \text{ m}$$

On a :

$$e = 246,45 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,145 \text{ m} \implies \text{Section partiellement comprimée (SPC)}$$

Calcul du moment fictif :

$$M_f = N \cdot g$$

Avec :

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 246,45 + 0,145 = 246,595 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } M_f = 0,04 \times 246,595 \quad M_f = 9,864 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,864 \cdot 10^6}{250 \times 320^2 \times 21,74} \quad \mu = 0,018$$

$$\mu = 0,018 \leq \mu_l = 0,392 \implies \text{La section est simplement armée (SSA) (A' = 0)}$$

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,018 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$$

D'où :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,864 \cdot 10^6}{0,991 \times 320 \times 400} \quad A_f = 0,78 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A'_f = 0$$

Donc :

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 0,78 \cdot 10^2 - \frac{0,04 \cdot 10^2}{400} \quad A_{st} = 0,78 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A' = 0$$

4. Ferrailage des poutres de chaînage (20 x 30) cm²:

$$b = 20 \text{ cm}; h = 30 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

➤ Aux appuis : $M_a = -10,852 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,852 \cdot 10^6}{200 \times 270^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,052$$

$$\mu = 0,052 \leq \mu_l = 0,392 \implies \text{La section est simplement armée (SSA) (A' = 0)}$$

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,052 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,973$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,852 \cdot 10^6}{0,973 \times 270 \times 348} \quad A_{st} = 1,19 \text{ cm}^2$$

➤ En travée : $M_t = 7,626 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,626 \cdot 10^6}{200 \times 270^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,036$$

$$\mu = 0,036 \leq \mu_l = 0,392 \implies \text{La section est simplement armée (SSA) (A' = 0)}$$

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,036 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,982$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,626 \cdot 10^6}{0,982 \times 270 \times 348} \quad A_{st} = 0,83 \text{ cm}^2$$

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

- Ferrailage des poutres principales (25 x 35) cm² :

	M _{max} (KN.m)	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _s adoptée (cm ²)
Aux appuis	- 85,342	0,234	SSA	0,865	8,86	4,38	3HA14 (filante) + 3HA14 (chapeau)	9,24
En travée	81,026	0,222	SSA	0,873	8,33	4,38	3HA14 (filante) + 3HA14 (chapeau)	9,24

Tableau VI.2.3. Ferrailage des poutres principales

- Ferrailage des poutres secondaires (25 x 30) cm² :

	M _{max} (KN.m)	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _s adoptée (cm ²)
Aux appuis	- 72,518	0,274	SSA	0,836	9,23	3,75	3HA14 (filante) + 3HA14 (chapeau)	9,24
En travée	39,989	0,146	SSA	0,921	4,62	3,75	3HA14 (filante)	4,62

Tableau VI.2.4. Ferrailage des poutres secondaires

- Ferrailage des poutres inclinées (25 x 35) cm² :

	M _{max} (KN.m)	N _{corres} (KN)	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _s adoptée (cm ²)
Aux appuis	- 8,841	0,32	0,016	SSA	0,992	0,69	4,38	3HA14 (filante)	4,62
En travée	9,858	- 0,04	0,018	SSA	0,991	0,78	4,38	3HA14 (filante)	4,62

Tableau VI.2.5. Ferrailage des poutres inclinées

- Ferrailage des poutres de chaînage (20 x 30) cm² :

	M _{max} (KN.m)	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _s adoptée (cm ²)
Aux appuis	- 10,852	0,052	SSA	0,973	1,19	3,00	2HA14 (filante)	3,08
En travée	7,626	0,036	SSA	0,982	0,83	3,00	2HA14 (filante)	3,08

Tableau VI.2.6. Ferrailage des poutres de chaînage

2.4.3. Vérifications à L'ELU :

a) Vérifications des sections minimales pour les poutres principales :

❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL 91/modifié 99)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

* Poutres principales PP :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{400} \quad A_{\text{min}} = 0,97 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,97 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,97 \text{ cm}^2$$

* Poutres secondaires PS :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} \quad A_{\text{min}} = 0,81 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,81 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,81 \text{ cm}^2$$

* Poutres inclinée PI :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right] b \cdot d = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot \left[\frac{0,44 - 0,455 \times 32}{0,44 - 0,185 \times 32} \right] \times 25 \times 32$$

$$A_{\text{min}} = 2,49 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,49 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,49 \text{ cm}^2$$

* Poutres de chaînage PCH :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 20 \times 27 \times 2,1}{400} \quad A_{\text{min}} = 0,65 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 3,08 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,65 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 3,08 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,65 \text{ cm}^2$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :

(Art 7.5.2.1 du RPA 99/version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{\min} = 0,5\%(b \cdot h)$$

* Poutres principales PP :

$$A_{\min} = 0,5\%(b \cdot h) = 0,005 \times 25 \times 35 \quad A_{\min} = 4,38 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,38 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,38 \text{ cm}^2$$

* Poutres secondaires PS :

$$A_{\min} = 0,5\%(b \cdot h) = 0,005 \times 25 \times 30 \quad A_{\min} = 3,75 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,75 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,75 \text{ cm}^2$$

* Poutres inclinée PI :

$$A_{\min} = 0,5\%(b \cdot h) = 0,005 \times 25 \times 35 \quad A_{\min} = 4,38 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,38 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,38 \text{ cm}^2$$

* Poutres de chaînage PCH :

$$A_{\min} = 0,5\%(b \cdot h) = 0,005 \times 20 \times 30 \quad A_{\min} = 3,00 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 3,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,00 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 3,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,00 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les sections minimales d'acier exigées par le RPA et le BAEL sont vérifiées.

b) Vérification au cisaillement : (Art.A.5.1.1, BAEL 91/modifié 99)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU obtenu à partir de logiciel ETABS.

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres principales PP :**

$$T_u^{\max} = 108,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{108,50 \cdot 10^3}{250 \times 320} \quad \tau_u = 1,356 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,356 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poutres secondaires PS :**

$$T_u^{\max} = 57,16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{57,16 \cdot 10^3}{250 \times 270} \quad \tau_u = 0,847 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,847 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poutres inclinées PI :**

$$T_u^{\max} = 9,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{9,32 \cdot 10^3}{250 \times 320} \quad \tau_u = 0,117 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,117 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poutres de chaînage PCH :**

$$T_u^{\max} = 7,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{7,50 \cdot 10^3}{200 \times 270} \quad \tau_u = 0,139 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,139 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Influence de l'effort tranchant :

✓ Sur les aciers : (Art 5.1.312, BAEL 91/modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant est supérieur à $\frac{M_u}{0,9d}$, on doit prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature supérieure à :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u^{max} + \frac{M_u^{max}}{0,9.d})$$

Si $(T_u^{max} + \frac{M_u^{max}}{0,9.d}) < 0$; donc la vérification n'est pas nécessaire.

◆ Poutres principales PP :

$$(T_u^{max} + \frac{M_u^{max}}{0,9.d}) = (108,50 - \frac{85,342}{0,9 \times 0,32}) = - 187,83 \text{ KN} < 0$$

◆ Poutres secondaires PS :

$$(T_u^{max} + \frac{M_u^{max}}{0,9.d}) = (57,16 - \frac{72,518}{0,9 \times 0,27}) = - 241,27 \text{ KN} < 0$$

◆ Poutres inclinées PI :

$$(T_u^{max} + \frac{M_u^{max}}{0,9.d}) = (9,32 - \frac{9,858}{0,9 \times 0,32}) = - 24,91 \text{ KN} < 0$$

◆ Poutres de chaînage PCH :

$$(T_u^{max} + \frac{M_u^{max}}{0,9.d}) = (7,50 - \frac{10,852}{0,9 \times 0,27}) = - 37,16 \text{ KN} < 0$$

Conclusion : Toutes les poutres vérifient cette condition.

$(T_u^{max} + \frac{M_a^{max}}{0,9.d}) < 0$; donc la vérification n'est pas nécessaire et les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

✓ Sur le béton : (Art 5.1.313, BAEL 91/modifié 99)

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9b.d.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

◆ Poutres principales PP :

$$\bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9b.d.f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 250 \times 320 \times 25}{1,5} \times 10^{-3} \quad \bar{T}_u = 480 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 108,50 \text{ KN} < \bar{T}_u = 480 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

◆ Poutres secondaires PS :

$$\bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9b.d.f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 250 \times 270 \times 25}{1,5} \times 10^{-3} \quad \bar{T}_u = 405 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 57,16 \text{ KN} < \bar{T}_u = 405 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

♦ Poutres inclinées PI :

$$\bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 250 \times 320 \times 25}{1,5} \times 10^{-3} \quad \bar{T}_u = 480 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 9,32 \text{ KN} < \bar{T}_u = 480 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

♦ Poutres de chaînage PCH :

$$\bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 200 \times 270 \times 25}{1,5} \times 10^{-3} \quad \bar{T}_u = 324 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 7,50 \text{ KN} < \bar{T}_u = 324 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :

(Art A6.1.3, BAEL 91/ modifie 99)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

Avec :

$\sum U_i$: La somme des périmètres utiles des barres ;

n : Nombre de barres.

♦ Poutres principales PP :

$$3HA14 + 3HA14 \rightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm} = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{108,50 \cdot 10^3}{0,9 \times 320 \times 263,76} \quad \tau_{se} = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

♦ Poutres secondaires PS :

$$3HA14 + 3HA14 \rightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm} = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{57,16 \cdot 10^3}{0,9 \times 270 \times 263,76} \quad \tau_{se} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

♦ Poutres inclinées PI :

$$3HA14 \rightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm} = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{9,32 \cdot 10^3}{0,9 \times 320 \times 131,88} \quad \tau_{se} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

♦ **Poutres de chaînage PCH :**

$$2\text{HA}14 \rightarrow \Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \times 3,14 \times 1,4 = 8,792 \text{ cm} = 87,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{7,50 \cdot 10^3}{0,9 \times 270 \times 87,92} \quad \tau_{se} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,35 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

e) Longueur de scellement droit des barres : (Art A.6.1.22, BAEL 91/modifié 99)

On définit la longueur de scellement droit « L_s » comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

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

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} \quad \text{Et} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{* Pour les HA14 : } L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \quad ; \quad \text{on prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet « L_a » est au moins égale à **0,4.L_s** pour les aciers H.A

$L_a = 0,4 \cdot L_s$, pour les aciers HA.

$$\text{* Pour les HA14 : } L_a = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 50 \quad L_a = 20 \text{ cm}$$

2.4.4. Armatures transversales :

a) Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

\emptyset_1 : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

❖ **Poutres principales PP :**

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; 14 \text{ mm}; \frac{250}{10} \right) \quad \emptyset_t \leq \min(10 \text{ mm}; 14 \text{ mm}; 25 \text{ mm}) \quad \emptyset_t \leq 10 \text{ mm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

On optera pour un cadre et un étrier ; soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ Poutres secondaires PS :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 14 \text{ mm}; \frac{250}{10}\right) \quad \phi_t \leq \min(8,57 \text{ mm}; 14 \text{ mm}; 25 \text{ mm}) \quad \phi_t \leq 8,57 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On optera pour un cadre et un étrier ; soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ Poutres inclinées PI :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; 14 \text{ mm}; \frac{250}{10}\right) \quad \phi_t \leq \min(10 \text{ mm}; 14 \text{ mm}; 25 \text{ mm}) \quad \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On optera pour un cadre et un étrier ; soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ Poutres de chaînage PCH :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 14 \text{ mm}; \frac{200}{10}\right) \quad \phi_t \leq \min(8,57 \text{ mm}; 14 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) \quad \phi_t \leq 8,57 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On optera pour un cadre et un étrier ; soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

b) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA2003, l'espacement est donné selon deux zones :

- **Zone nodale:** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min}\right)$
- **Zone courante:** $S_t \leq \frac{h}{2}$

❖ Poutres principales PP :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min}\right) \quad S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4\right) \quad S_t \leq \min(8,75 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Poutres secondaires PS :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min}\right) \quad S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,4\right) \quad S_t \leq \min(7,5 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}) = 7,5 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 7 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Poutres inclinées PI :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min}\right) \quad S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4\right) \quad S_t \leq \min(8,75 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 8 \text{ cm}$

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Poutres de chaînage PCH :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min}\right) \quad S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,4\right) \quad S_t \leq \min(7,5 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}) = 7,5 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 7 \text{ cm}$

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 15 \text{ cm}$

c) Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.1 du RPA 99/ version 2003)

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale « L' » est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right\}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre ;

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau ;

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

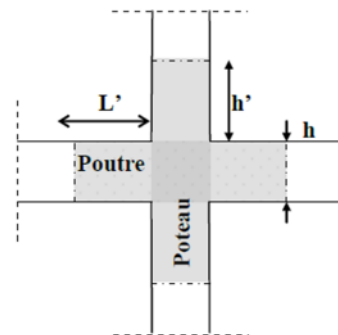


Figure VI.2.3. Délimitation de la zone nodale

La disposition des cadres dans la zone nodale est résumée dans le tableau suivant :

Poutre	$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right\}$		$L' = 2 \times h$
Poutres principales	$h' = \max\{51; 40; 40; 60 \text{ cm}\}$	$h' = 60 \text{ cm}$	$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$
Poutres secondaires	$h' = \max\{51; 35; 35; 60 \text{ cm}\}$	$h' = 60 \text{ cm}$	$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$
Poutres inclinées	$h' = \max\{76,5; 30; 30; 60 \text{ cm}\}$	$h' = 76,5 \text{ cm}$	$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$
Poutres de chaînage	$h' = \max\{51; 35; 35; 60 \text{ cm}\}$	$h' = 60 \text{ cm}$	$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.2.7. Détermination des zones nodales

On aura :

◆ **Poutres principales PP :**

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \quad \text{Soit : 10 cadres espacés de 7 cm}$$

◆ **Poutres secondaires PS :**

$$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm} \quad \text{Soit : 10 cadres espacés de 6 cm}$$

◆ **Poutres inclinées PI :**

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \quad \text{Soit : 10 cadres espacés de 7 cm}$$

◆ **Poutres de chaînage PCH :**

$$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm} \quad \text{Soit : 10 cadres espacés de 6 cm}$$

d) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b$$

➤ **Poutres principales PP :**

• **Zone nodale :**

$$A_{\min} = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,60 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Zone courante :**

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poutres secondaires PS :**

• **Zone nodale :**

$$A_{\min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Zone courante :**

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poutres inclinées PI :**

• **Zone nodale :**

$$A_{\min} = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,60 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Zone courante :**

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poutres de chaînage PCH :**

• **Zone nodale :**

$$A_{\min} = 0,003 \times 7 \times 20 = 0,42 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Zone courante :**

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,90 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

On prend un cadre + un étrier tel que : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Remarque :

Le premier cadre d'armatures transversales doit être disposé à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2.5. Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

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

1. Etat limite de compression du béton : (Art A.4.5.2, BAEL 91/modifié 99)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS. Pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

On doit s'assurer que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \quad \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \rho_1(\%) = \frac{A_{st}}{b \cdot d} \times 100$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte de traction des aciers ;

A_{st} : Armatures adoptées à l'ELU ;

β_1 et k_1 : Sont tirés des tableaux à l'ELS en fonction de ρ_1 .

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

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

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre		M_s (KN.m)	A_{st} (cm ²)	d (cm)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	OBS	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Poutres principales (25x35)	Appui	- 57,144	9,24	32	1,155	0,853	19,01	226,57	348	CV	11,92	15	CV
	Travée	37,173	9,24		1,155	0,853	19,01	147,39		CV	7,75		CV
Poutres secondaires (25x30)	Appui	- 28,089	9,24	27	1,368	0,844	17,05	133,40	348	CV	7,82	15	CV
	Travée	22,705	4,62		0,684	0,879	26,32	207,08		CV	7,87		CV
Poutres inclinées (25x35)	Appui	- 6,861	4,62	32	0,577	0,887	29,25	52,32	348	CV	1,79	15	CV
	Travée	3,615	4,62		0,577	0,887	29,25	27,57		CV	0,94		CV
Poutres de chaînage (20x30)	Appui	- 4,996	3,08	27	0,570	0,888	29,64	67,65	348	CV	2,28	15	CV
	Travée	5,382	3,08		0,570	0,888	29,64	72,88		CV	2,46		CV

Tableau VI.2.8. Vérification des contraintes dans les aciers et dans le béton

2. Etat limites d'ouvertures des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres est considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire → Fissuration peu préjudiciable

3. Etat limite de déformation : (Art B.6.5, BAEL 91/modifié 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, et elles doivent vérifier la condition suivante:

$$f_{\text{ETABS}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : L : la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

➤ Poutres principales PP :

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur : L = 520 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{520}{500} = 1,04 \text{ cm} \\ f_{\text{ETABS}} = 0,30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad f_{\text{ETABS}} = 0,30 \text{ cm} < \bar{f} = 1,04 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poutres secondaires PS :

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: L = 345 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{345}{500} = 0,69 \text{ cm} \\ f_{\text{ETABS}} = 0,074 \text{ cm} \end{array} \right. \quad f_{\text{ETABS}} = 0,074 \text{ cm} < \bar{f} = 0,69 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poutres inclinées PI :

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: L = 574 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{574}{500} = 1,148 \text{ cm} \\ f_{\text{ETABS}} = 0,021 \text{ cm} \end{array} \right. \quad f_{\text{ETABS}} = 0,021 \text{ cm} < \bar{f} = 1,148 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poutres de chaînage PCH :

La flèche admissible: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur: L = 345 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{345}{500} = 0,69 \text{ cm} \\ f_{\text{ETABS}} = 0,034 \text{ cm} \end{array} \right. \quad f_{\text{ETABS}} = 0,034 \text{ cm} < \bar{f} = 0,69 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour toutes les poutres.

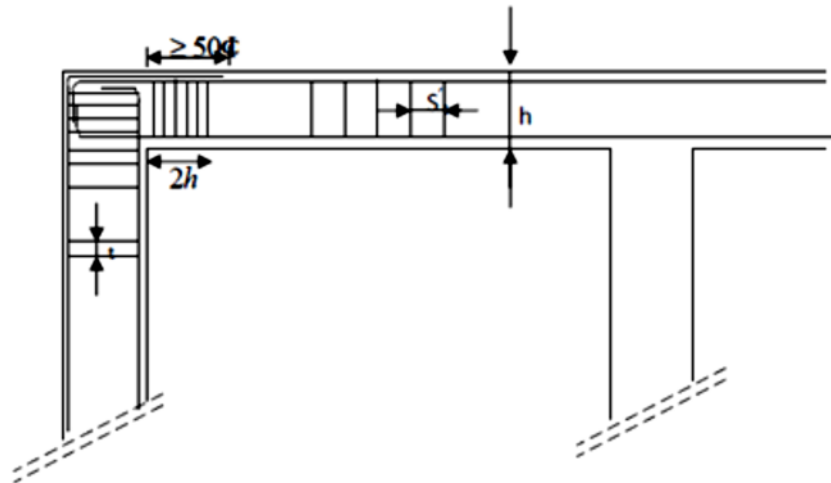
Dispositions constructives pour les armatures longitudinales :

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:



Après tous calculs et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poutres est comme suit :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	Aux appuis	En travée	Zone nodale	Zone courante
Poutres principales	3HA14 (filante) + 3HA14 (chapeau)	3HA14 (filante) + 3HA14 (chapeau)	4HA8 $S_t = 8 \text{ cm}$	4HA8 $S_t = 15 \text{ cm}$
Poutres secondaires	3HA14 (filante) + 3HA14 (chapeau)	3HA14 (filante)	4HA8 $S_t = 7 \text{ cm}$	4HA8 $S_t = 15 \text{ cm}$
Poutres inclinées	3HA14 (filante)	3HA14 (filante)	4HA8 $S_t = 8 \text{ cm}$	4HA8 $S_t = 15 \text{ cm}$
Poutres de chaînage	2HA14 (filante)	2HA14 (filante)	4HA8 $S_t = 7 \text{ cm}$	4HA8 $S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau VI.2.9. Récapitulatif de ferraillage des poutres

VI.3. Ferrailage des voiles :

3.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes « G » et aux surcharges d'exploitation « Q », ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes « E ».

3.2. Les combinaisons de charge :

Les voiles seront ferrillées en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ à l'ELU
- $G + Q \Rightarrow$ à l'ELS
- $G + Q \pm E \Rightarrow$ RPA99 version 2003
- $0,8G \pm E \Rightarrow$ RPA99 version 2003.

3.3. Conception d'un voile :

- ✓ Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum;
- ✓ Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- ✓ L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

3.4. Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$




3.5. Ferrailage des voiles :

Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures :

- * Armatures verticales ;
- * Armatures horizontales ;
- * Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Les zones sont définies comme suit :

-  **Zone I** : Entre sol et RDC
-  **Zone II** : 1^{er} et 2^{ème} et 3^{ème} étage
-  **Zone III** : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage

Avec :

VL1 : Voile longitudinal de **1,00 m** de longueur

VT1 : Voile transversal de **2,75 m** de longueur

VT2 : Voile transversal de **1,45 m** de longueur

VT3 : Voile transversal de **1,10 m** de longueur

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

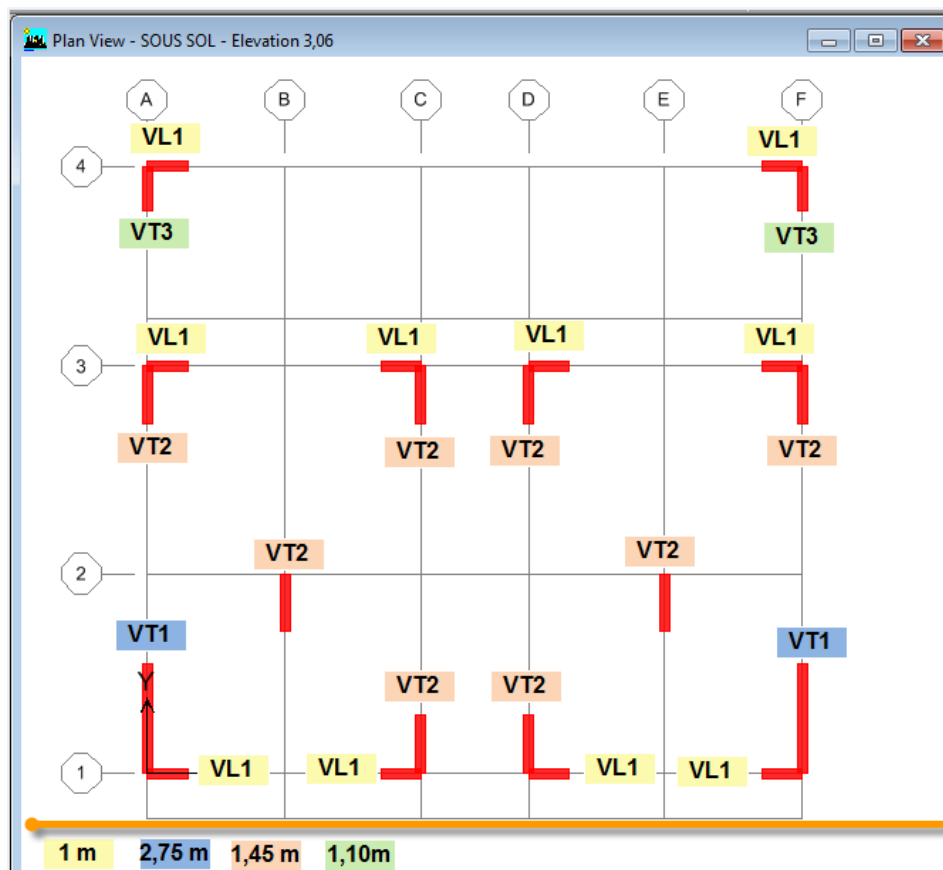


Figure VI.3.1. Numérotation des voiles sur ETABS

3.6. Exposé de la méthode de calcul :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**).

1. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

M: Moment fléchissant ;

N: Effort normal ;

M et **N** sont déterminés à partir du logiciel.

B : Section du béton ; ($L_{\text{voile}} \times E_p$)

I : Moment d'inertie du voile ;

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{E_p \cdot L^3}{12}$$

V et **V'** : Bras de levier ;

$$V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

L : Longueur du voile.

$$L_t = \frac{|\sigma_{\max}|}{|\sigma_{\min}| + |\sigma_{\max}|} \times L_{\text{voile}}$$

Avec :

L_t : Longueur de la zone tendue.

2. Calcul des efforts normaux :

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2}$$

3. Calcul des armatures :

a) Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile.

Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ◆ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_i) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;

- ◆ L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes ; Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm ;
- ◆ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

❖ **Armatures verticales minimales :**

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20% de la section ;
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devra rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

- **Selon le RPA : (Art 7.7.4.1 du RPA 99/version 2003)**

La section d'armatures minimale est :

$$A_{\min} \geq A = 0,2\% \cdot B \quad (\text{Section min})$$

- **Selon le BAEL : (Art A4.2.1, BAEL 91/modifié 99)**

La section d'armatures minimale est :

$$A_{\min} \geq 0,23 \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité})$$

Avec :

B : Section du béton tendue

b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$.

- **Selon le RPA : (Art 7.7.4.2 du RPA 99/version 2003)**

$A_H \geq 0,15 \% B$ \Rightarrow globalement dans la section du voile ;

$A_H \geq 0,10 \% B$ \Rightarrow En zone courante ;

Avec :

B : Section du béton.

- Selon le BAEL : (Art A.8.2.4, BAEL 91/modifié 99)

Les armatures horizontales sont données par la formule suivante :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : Section d'armature verticale.

- ❖ Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales :
(Art 7.7.4.3 du RPA 99/version 2003)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est :

A_V et $A_H \geq 0,15 \%B$ \Rightarrow globalement dans la section du voile.

A_V et $A_H \geq 0,10 \%B$ \Rightarrow En zone courante.

- c) Armatures transversales : (Art 7.7.4.3 du RPA99/version 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires, et généralement se sont des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3/RPA99 version 2003. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (04) épingles au mètre carré.

- d) Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture qui sera calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = \frac{1,1\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4V_u$$

Tel que :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- e) Armatures 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.

f) Dispositions constructives :

➤ Espacement : (Art 7.7.4.3 du RPA 99/version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1,5.e ; 30 \text{ cm})$$

Avec :

e : épaisseur du voile

➤ Longueur de recouvrement : (Art 7.7.4.3 du RPA 99/version 2003)

Elle doit être égale à :

40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ pour les barres situées dans la zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Diamètre maximal : (Art 7.7.4.1 du RPA99/version 2003)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

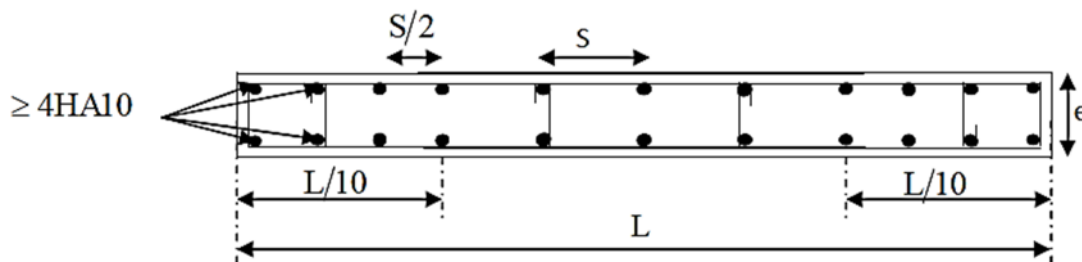


Figure VI.3.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles

3.7. Vérification à l'ELS :

1. Vérification de la contrainte dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué : $N_s = G + Q$;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures verticales adoptée ;

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA 99 version 2003 (Art 7.7.2) :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} \quad \text{Avec: } \bar{V} = 1,4 \cdot T$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré ;

b : Épaisseur du voile ;

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$) ;

h : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL 91 modifié 99 (Art 5.1.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \Rightarrow \Rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

N.B : Les voiles sont ferrailés en flexion composée donc on prend les valeurs suivantes :

1^{er} cas : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corresp}} \rightarrow V_{\text{corresp}}$

2^{ème} cas : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corresp}} \rightarrow V_{\text{corresp}}$

3^{ème} cas : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corresp}} \rightarrow V_{\text{corresp}}$

3.8. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de la zone I :

1. Caractéristiques géométriques :

$$L = 1 \text{ m}, E_p = 0,25 \text{ m}$$

$$B = E_p \times L = 0,25 \times 1 = 0,25 \text{ m}^2$$

$$V = V = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 0,50 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{E_p \cdot L^3}{12} = \frac{0,25 \times (1)^3}{12} = 0,021 \text{ m}^4$$

2. Sollicitations de calcul :

1^{er} cas :

$$N_{\max} = 1407,24 \text{ KN (N est un effort de traction)}$$

$$M_{\text{corresp}} = - 52,077 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{corresp}} = 30,76 \text{ KN}$$

On aura :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{1407,24}{0,25} - \frac{52,077 \times 0,5}{0,021} \quad \sigma_{\max} = 4379,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\max}}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} = \frac{1407,24}{0,25} + \frac{52,077 \times 0,5}{0,021} \quad \sigma_{\min} = 6878,81 \text{ KN/m}^2$$

3. Calcul de L_t :

$$L_t = \frac{|\sigma_{\max}|}{|\sigma_{\min}| + |\sigma_{\max}|} \times L = \frac{4379,11}{4379,11 + 6878,81} \times 1 \quad L_t = 0,39 \text{ m}$$

4. Détermination des efforts normaux :

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2} = \frac{0,39 \times 4379,11 \times 0,25}{2} \quad N_t = 212,92 \text{ KN}$$

5. Calcul des armatures verticales :

$$A_{vt} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{212,92}{40} \quad A_{vt} = 5,32 \text{ cm}^2$$

6. Calcul des armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times V_u}{\sigma_s} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 30,76 \cdot 10^3}{400} \quad A_{vj} = 1,18 \text{ cm}^2$$

7. Calcul des sections totales :

$$A_2 = A_{vt} + A_{vj} = 5,32 + 1,18 \quad A_2 = 6,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{2/\text{nappe}} = \frac{A_2}{4} = \frac{6,51}{4} \quad A_{2/\text{nappe}} = 1,63 \text{ cm}^2$$

8. Calcul des armatures minimales :

- Selon le RPA : (Art 7.7.4.1 du RPA 99/version 2003)

La section d'armatures minimale est :

$$A_{\min} \geq 0,2\% \cdot B = 0,002 \cdot d \cdot e_p = 0,002 \times 19,5 \times 25 = 0,97 \text{ cm}^2$$

- Selon le BAEL : (Art A4.2.1, BAEL 91/modifié 99)

La section d'armatures minimale est :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{d \cdot e_p \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{19,5 \times 25 \times 2,1}{400} = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max(A_{\min} \text{ du RPA} ; A_{\min} \text{ BAEL}) = \max(0,97 ; 0,59) \quad A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min/\text{nappe}} = \frac{A_{\min}}{2} = \frac{0,97}{2} \quad A_{\min/\text{nappe}} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{2/\text{nappe}} ; A_{\min/\text{nappe}}) = \max(1,63 ; 0,49) \quad A_s = 1,63 \text{ cm}^2$$

9. Le ferrailage adopté :

Le voile sera ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1^{ère} bande : $A_1 = 2,26 \text{ cm}^2$ Choix des barres : **2HA12** Espacement: $S_t = 8 \text{ cm}$

2^{ème} bande : $A_2 = 3,39 \text{ cm}^2$ Choix des barres : **3HA12** Espacement: $S_t = 15 \text{ cm}$

10. Calcul des armatures horizontales :

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{* D'après le RPA99 (version 2003):} \\
 A_H \geq 0,15 \%B = 0,0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2 \\
 \text{* D'après le BAEL91:} \\
 A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = \frac{6,51}{4} = 1,63 \text{ cm}^2
 \end{array} \right\} \Rightarrow A_H \geq \max(3,75; 1,63)$$

On prend : $A_H = 3,75 \text{ cm}^2$

$$A_H = 3,75 \text{ cm}^2 / 2 / 3,06 = 0,61 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3,92 cm²/nappe/ml** ; avec un espacement: **S_t = 20 cm**

11. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par quatre (04) épingles au mètre carré.

Soit : **04 épingles de HA8/m² (4HA8).**

12. Vérifications à l'ELS :

a) Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq \min(1,5 \times 25; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq \min(37,5; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Donc :

$$S_{tA1} = 8 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$S_{tA2} = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$S_{tAH} = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Calcul de $\overline{\sigma}_{bc}$:

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

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{208,76 \cdot 10^3}{(250 \times 1000) + (15 \times 2,26 \times 10^2)} \quad \sigma_{bc} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,82 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA 99 version 2003 (Art 7.7.2) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28}$$

Avec: $\bar{V} = 1,4 \cdot V_u$

Calcul de $\bar{\tau}_b$:

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 0,2 \times 25 \quad \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

Calcul de τ_b :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 30,76 \cdot 10^3}{250 \times 0,9 \times 1000} \quad \tau_b = 0,19 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$Condition vérifiée

- D'après le BAEL 91 modifié 99 (Art 5.1.1) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{25}{1,15}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3,26; 4 \text{ MPa}) \quad \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

Calcul de τ_u :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{30,76 \cdot 10^3}{250 \times 0,9 \times 1000} \quad \tau_u = 0,14 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$Condition vérifiée

3.9. Calcul du ferrailage des voiles et vérifications à l'ELU et à l'ELS :

Les résultats de ferrailage des voiles ainsi que les vérifications dans les deux sens sont résumés dans les tableaux suivants :

1. Voile longitudinal VL1 :

Voile VL1 (Zone I)				
	Sollicitations	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,00	1,00	1,00
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,25	0,25	0,25
	I (m ⁴)	0,021	0,021	0,021
	V=V'=L/2 (m)	0,50	0,50	0,50
Sollicitations de calcul	N (KN)	1407,24	-977,83	1204,37
	M (KNm)	-52,077	42,232	-348,02
	T (KN)	30,76	31,39	115,73
	σ_{\max} (KN/m ²)	4379,11	-2897,75	-3535,00
	σ_{\min} (KN/m ²)	6878,81	-4924,89	13169,96
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _t (m)	0,39	0,37	0,21
	d (m)	0,19	0,19	0,11
Calcul des armatures verticales	N _t (KN)	212,92	134,18	93,51
	A _{vt} (cm ²)	5,32	3,35	2,34
	A _{min} (cm ²)	0,97	0,93	0,53
	A _{vj} (cm ²)	1,18	1,21	4,46
	A ₂ =A _{vt} + A _{vj} (cm ²)	6,51	4,56	6,79
	A₂ /nappe (cm²)	1,63	1,14	1,70
Ferrailage vertical /nappe	A _{min} /nappe (cm ²)	0,49	0,46	0,26
	Bande 1 2HA12	2,26	2,26	2,26
	Bande 2 3HA12	3,39	3,39	3,39
	Espacement bande 1	8	8	8
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	15	15	15
	A _H = A _v /4 (cm ²)	1,63	1,14	1,70
	A _H = 0,15%B (cm ²)	3,75	3,75	3,75
Ferrailage horizontal /nappe /ml	A_H/nappe/ml (cm²)	0,61	0,61	0,61
	5HA10	3,92	3,92	3,92
Armatures transversales	Espacement (cm)	20	20	20
		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ (MPa)	0,82	0,52	0,37
	$\bar{\tau}_b = 5$ (MPa)	0,19	0,20	0,72
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ (MPa)	0,14	0,14	0,51

Tableau VI.3.1. Ferrailage du voile longitudinal VL1 (Zone I)

Voile VL1 (Zone II)				
	Sollicitations	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,00	1,00	1,00
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,25	0,25	0,25
	I (m ⁴)	0,021	0,021	0,021
	V=V'=L/2 (m)	0,50	0,50	0,50
Sollicitations de calcul	N (KN)	850,56	-521,87	789,78
	M (KNm)	-61,213	54,61	-243,994
	T (KN)	39,67	32,91	124,2
	σ_{\max} (KN/m ²)	1933,13	-776,84	-2696,74
	σ_{\min} (KN/m ²)	4871,35	-3398,12	9014,98
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _t (m)	0,28	0,19	0,23
	d (m)	0,14	0,09	0,12
Calcul des armatures verticales	N _t (KN)	68,65	18,07	77,62
	A _{vt} (cm ²)	1,72	0,45	1,94
	A _{min} (cm ²)	0,71	0,47	0,58
	A _{vj} (cm ²)	1,53	1,27	4,78
	A ₂ =A _{vt} + A _{vj} (cm ²)	3,24	1,72	6,72
	A₂ /nappe (cm²)	0,81	0,43	1,68
Ferrailage vertical /nappe	A _{min} /nappe (cm ²)	0,36	0,23	0,29
	Bande 1 2HA12	2,26	2,26	2,26
	Bande 2 3HA12	3,39	3,39	3,39
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	15	15	15
	A _H = A _v /4 (cm ²)	0,81	0,43	1,68
	A _H = 0,15%B (cm ²)	3,75	3,75	3,75
Ferrailage horizontal /nappe /ml	A_H/nappe/ml (cm²)	0,61	0,61	0,61
	5HA10	3,92	3,92	3,92
Armatures transversales	Espacement (cm)	20	20	20
		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ (MPa)	0,27	0,07	0,30
	$\bar{\tau}_b = 5$ (MPa)	0,25	0,20	0,77
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ (MPa)	0,18	0,15	0,55

Tableau VI.3.2. Ferrailage du voile longitudinal VL1 (Zone II)

Voile VL1 (Zone III)				
	Sollicitations	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,00	1,00	1,00
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,25	0,25	0,25
	I (m ⁴)	0,021	0,021	0,021
	V=V'=L/2 (m)	0,50	0,50	0,50
Sollicitations de calcul	N (KN)	394,56	-118,34	371,13
	M (KNm)	4,82	94,342	-166,983
	T (KN)	3,27	35,61	87,82
	σ_{max} (KN/m ²)	1693,92	1790,85	-2523,07
	σ_{min} (KN/m ²)	1462,56	-2737,57	5492,11
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _t (m)	0,54	0,40	0,31
	d (m)	0,27	0,20	0,16
Calcul des armatures verticales	N _t (KN)	113,63	88,53	99,28
	A _{vt} (cm ²)	2,84	2,21	2,48
	A _{min} (cm ²)	1,34	0,99	0,79
	A _{vj} (cm ²)	0,13	1,37	3,38
	A ₂ =A _{vt} + A _{vj} (cm ²)	2,97	3,58	5,86
	A₂ /nappe (cm²)	0,74	0,90	1,47
Ferrailage vertical /nappe	A _{min} /nappe (cm ²)	0,67	0,49	0,39
	Bande 1 2HA12	2,26	2,26	2,26
	Bande 2 3HA12	3,39	3,39	3,39
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	15	15	15
	A _H = A _v /4 (cm ²)	0,74	0,90	1,47
	A _H = 0,15%B (cm ²)	3,75	3,75	3,75
Ferrailage horizontal /nappe /ml	A_H/nappe/ml (cm²)	0,61	0,61	0,61
	5HA10	3,92	3,92	3,92
Armatures transversales	Espacement (cm)	20	20	20
		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ (MPa)	0,44	0,35	0,39
	$\bar{\tau}_b = 5$ (MPa)	0,02	0,22	0,55
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ (MPa)	0,01	0,16	0,39

Tableau VI.3.3. Ferrailage du voile longitudinal VL1 (Zone III)

2. Voile transversal VT1 :

Voile VT1 (Zone I)				
	Sollicitations	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,75	2,75	2,75
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,6875	0,6875	0,6875
	I (m ⁴)	0,433	0,433	0,433
	V=V'=L/2 (m)	1,38	1,38	1,38
Sollicitations de calcul	N (KN)	2207,52	-943,59	1433,36
	M (KNm)	-2205,499	1365,045	-2208,943
	T (KN)	298,41	291,03	297,16
	σ_{\max} (KN/m ²)	-3788,33	2959,55	-4925,31
	σ_{\min} (KN/m ²)	10210,21	-5704,54	9095,09
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _t (m)	0,74	0,94	0,97
	d (m)	0,37	0,47	0,48
Calcul des armatures verticales	N _t (KN)	352,42	347,51	594,77
	A _{vt} (cm ²)	8,81	8,69	14,87
	A _{min} (cm ²)	1,86	2,35	2,42
	A _{vj} (cm ²)	11,49	11,20	11,44
	A ₂ =A _{vt} + A _{vj} (cm ²)	20,30	19,89	26,31
	A₂ /nappe (cm²)	5,07	4,97	6,58
Ferrailage vertical /nappe	A _{min} /nappe (cm ²)	0,93	1,17	1,21
	Bande 1 4HA14	6,15	6,15	6,15
	Bande 2 7HA12	7,91	7,91	7,91
	Espacement bande 1	15	15	15
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	20	20	20
	A _H = A _v /4 (cm ²)	5,07	4,97	6,58
	A _H = 0,15%B (cm ²)	10,31	10,31	10,31
Ferrailage horizontal /nappe /ml	A_H/nappe/ml (cm²)	1,69	1,69	1,69
	5HA10	3,92	3,92	3,92
Armatures transversales	Espacement (cm)	20	20	20
		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ (MPa)	0,46	0,46	0,78
	$\bar{\tau}_b = 5$ (MPa)	0,68	0,66	0,67
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ (MPa)	0,48	0,47	0,48

Tableau VI.3.4. Ferrailage du voile transversal VT1 (Zone I)

Voile VT1 (Zone II)				
	Sollicitations	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,75	2,75	2,75
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,6875	0,6875	0,6875
	I (m ⁴)	0,433	0,433	0,433
	V=V'=L/2 (m)	1,38	1,38	1,38
Sollicitations de calcul	N (KN)	1325	-325,46	732,64
	M (KNm)	-1346,915	569,782	-1353,929
	T (KN)	294,87	289,73	293,65
	σ_{\max} (KN/m ²)	-2347,23	1334,84	-3231,11
	σ_{\min} (KN/m ²)	6201,78	-2281,63	5362,42
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _t (m)	0,76	1,02	1,03
	d (m)	0,38	0,51	0,52
Calcul des armatures verticales	N _t (KN)	221,53	169,36	417,61
	A _{vt} (cm ²)	5,54	4,23	10,44
	A _{min} (cm ²)	1,89	2,54	2,58
	A _{vj} (cm ²)	11,35	11,15	11,31
	A ₂ =A _{vt} + A _{vj} (cm ²)	16,89	15,39	21,75
	A₂ /nappe (cm²)	4,22	3,85	5,44
Ferrailage vertical /nappe	A _{min} /nappe (cm ²)	0,94	1,27	1,29
	Bande 1 4HA12	4,52	4,52	4,52
	Bande 2 7HA12	7,91	7,91	7,91
	Espacement bande 1	15	15	15
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	20	20	20
	A _H = A _v /4 (cm ²)	4,22	3,85	5,44
	A _H = 0,15%B (cm ²)	10,31	10,31	10,31
Ferrailage horizontal /nappe /ml	A_H/nappe/ml (cm²)	1,69	1,69	1,69
	5HA10	3,92	3,92	3,92
Armatures transversales	Espacement (cm)	20	20	20
		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ (MPa)	0,30	0,23	0,57
	$\bar{\tau}_b = 5$ (MPa)	0,67	0,66	0,66
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ (MPa)	0,48	0,47	0,47

Tableau VI.3.5. Ferrailage du voile transversal VT1 (Zone II)

Voile VT1 (Zone III)				
	Sollicitations	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,75	2,75	2,75
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,6875	0,6875	0,6875
	I (m ⁴)	0,433	0,433	0,433
	V=V'=L/2 (m)	1,38	1,38	1,38
Sollicitations de calcul	N (KN)	612,32	-3,25	214,54
	M (KNm)	5,517	216,289	-434,645
	T (KN)	8,64	172,22	181,29
	σ_{\max} (KN/m ²)	908,16	681,68	-1067,31
	σ_{\min} (KN/m ²)	873,14	-691,13	1691,43
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _t (m)	1,40	1,37	1,06
	d (m)	0,70	0,68	0,53
Calcul des armatures verticales	N _t (KN)	159,16	116,36	141,94
	A _{vt} (cm ²)	3,98	2,91	3,55
	A _{min} (cm ²)	3,51	3,41	2,66
	A _{vj} (cm ²)	0,33	6,63	6,98
	A ₂ =A _{vt} + A _{vj} (cm ²)	4,31	9,54	10,53
	A₂ /nappe (cm²)	1,08	2,38	2,63
Ferrailage vertical /nappe	A _{min} /nappe (cm ²)	1,75	1,71	1,33
	Bande 1 4HA10	3,14	3,14	3,14
	Bande 2 7HA10	5,49	5,49	5,49
	Espacement bande 1	15	15	15
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	20	20	20
	A _H = A _v /4 (cm ²)	1,08	2,38	2,63
	A _H = 0,15%B (cm ²)	10,31	10,31	10,31
Ferrailage horizontal /nappe /ml	A_H/nappe/ml (cm²)	1,69	1,69	1,69
	5HA10	3,92	3,92	3,92
Armatures transversales	Espacement (cm)	20	20	20
		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ (MPa)	0,22	0,16	0,19
	$\bar{\tau}_b = 5$ (MPa)	0,02	0,39	0,41
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ (MPa)	0,01	0,28	0,29

Tableau VI.3.6. Ferrailage du voile transversal VT1 (Zone III)

3. Voile transversal VT2 :

Voile VT2 (Zone I)				
	Sollicitations	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,45	1,45	1,45
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,3625	0,3625	0,3625
	I (m ⁴)	0,064	0,064	0,064
	V=V'=L/2 (m)	0,73	0,73	0,73
Sollicitations de calcul	N (KN)	1909,58	-453,8	687,08
	M (KNm)	-9,197	82,939	-411,291
	T (KN)	9,75	43,15	91,45
	σ_{\max} (KN/m ²)	5162,82	-305,11	-2799,49
	σ_{\min} (KN/m ²)	5372,79	-2198,61	6590,27
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _t (m)	0,71	0,18	0,43
	d (m)	0,36	0,09	0,22
Calcul des armatures verticales	N _t (KN)	458,56	6,74	151,28
	A _{vt} (cm ²)	11,46	0,17	3,78
	A _{min} (cm ²)	1,78	0,44	1,08
	A _{vj} (cm ²)	0,38	1,66	3,52
	A ₂ =A _{vt} + A _{vj} (cm ²)	11,84	1,83	7,30
	A₂ /nappe (cm²)	2,96	0,46	1,83
Ferrailage vertical /nappe	A _{min} /nappe (cm ²)	0,89	0,22	0,54
	Bande 1 2HA12	2,26	2,26	2,26
	Bande 2 4HA12	4,52	4,52	4,52
	Espacement bande 1	15	15	15
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	20	20	20
	A _H = A _v /4 (cm ²)	2,96	0,46	1,83
	A _H = 0,15%B (cm ²)	5,44	5,44	5,44
Ferrailage horizontal /nappe /ml	A_H/nappe/ml (cm²)	0,89	0,89	0,89
	5HA10	3,92	3,92	3,92
Armatures transversales	Espacement (cm)	20	20	20
		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ (MPa)	1,21	0,02	0,40
	$\bar{\tau}_b = 5$ (MPa)	0,04	0,19	0,39
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ (MPa)	0,03	0,13	0,28

Tableau VI.3.7. Ferrailage du voile transversal VT2 (Zone I)

Voile VT2 (Zone II)				
	Sollicitations	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,45	1,45	1,45
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,3625	0,3625	0,3625
	I (m ⁴)	0,064	0,064	0,064
	V=V'=L/2 (m)	0,73	0,73	0,73
Sollicitations de calcul	N (KN)	1461,6	-222,12	809,13
	M (KNm)	15,931	44,333	-245,185
	T (KN)	2,08	55,45	81,57
	σ_{\max} (KN/m ²)	4213,85	-106,68	-566,70
	σ_{\min} (KN/m ²)	3850,15	-1118,81	5030,87
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _t (m)	0,76	0,13	0,15
	d (m)	0,38	0,06	0,07
Calcul des armatures verticales	A _{vt} (cm ²)	9,98	0,04	0,26
	A _{min} (cm ²)	1,89	0,32	0,37
	A _{vj} (cm ²)	0,08	2,13	3,14
	A ₂ =A _{vt} + A _{vj} (cm ²)	10,06	2,18	3,40
	A₂ /nappe (cm²)	2,51	0,54	0,85
	A _{min} /nappe (cm ²)	0,95	0,16	0,18
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2HA12	2,26	2,26	2,26
	Bande 2 4HA12	4,52	4,52	4,52
	Espacement bande 1	15	15	15
	Espacement bande 2	20	20	20
Calcul des armatures horizontales	A _H = A _v /4 (cm ²)	2,51	0,54	0,85
	A _H = 0,15%B (cm ²)	5,44	5,44	5,44
	A_H/nappe/ml (cm²)	0,89	0,89	0,89
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5HA10	3,92	3,92	3,92
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ (MPa)	1,06	0,00	0,03
	$\bar{\tau}_b = 5$ (MPa)	0,01	0,24	0,35
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ (MPa)	0,01	0,17	0,25

Tableau VI.3.8. Ferrailage du voile transversal VT2 (Zone II)

Voile VT2 (Zone III)				
	Sollicitations	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,45	1,45	1,45
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,3625	0,3625	0,3625
	I (m ⁴)	0,064	0,064	0,064
	V=V'=L/2 (m)	0,73	0,73	0,73
Sollicitations de calcul	N (KN)	806,86	-40,99	380,33
	M (KNm)	-13,429	15,231	-119,548
	T (KN)	14,55	31,54	66,51
	σ_{\max} (KN/m ²)	2072,53	60,79	-315,45
	σ_{\min} (KN/m ²)	2379,11	-286,94	2413,82
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _t (m)	0,68	0,25	0,17
	d (m)	0,34	0,13	0,08
Calcul des armatures verticales	N _t (KN)	174,89	1,93	6,61
	A _{vt} (cm ²)	4,37	0,05	0,17
	A _{min} (cm ²)	1,69	0,63	0,42
	A _{vj} (cm ²)	0,56	1,21	2,56
	A ₂ =A _{vt} + A _{vj} (cm ²)	4,93	1,26	2,73
	A₂ /nappe (cm²)	1,23	0,32	0,68
Ferrailage vertical /nappe	A _{min} /nappe (cm ²)	0,84	0,32	0,21
	Bande 1 2HA10	1,57	1,57	1,57
	Bande 2 4HA10	3,14	3,14	3,14
	Espacement bande 1	15	15	15
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	20	20	20
	A _H = A _v /4 (cm ²)	1,23	0,32	0,68
	A _H = 0,15%B (cm ²)	5,44	5,44	5,44
Ferrailage horizontal /nappe /ml	A_H/nappe/ml (cm²)	0,89	0,89	0,89
	5HA10	3,92	3,92	3,92
Armatures transversales	Espacement (cm)	20	20	20
		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ (MPa)	0,46	0,01	0,02
	$\bar{\tau}_b = 5$ (MPa)	0,06	0,14	0,29
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ (MPa)	0,04	0,10	0,20

Tableau VI.3.9. Ferrailage du voile transversal VT2 (Zone III)

4. Voile transversal VT3 :

Voile VT3 (Zone I)				
	Sollicitations	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,10	1,10	1,10
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,275	0,275	0,275
	I (m ⁴)	0,028	0,028	0,028
	V=V'=L/2 (m)	0,55	0,55	0,55
Sollicitations de calcul	N (KN)	562,29	-445,76	446,07
	M (KNm)	-28,385	44,514	-142,901
	T (KN)	19,95	22,05	21,8
	σ_{\max} (KN/m ²)	1481,68	-738,02	-1212,33
	σ_{\min} (KN/m ²)	2607,70	-2503,87	4456,47
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L _t (m)	0,40	0,25	0,24
	d (m)	0,20	0,13	0,12
Calcul des armatures verticales	N _t (KN)	73,82	23,10	35,65
	A _{vt} (cm ²)	1,85	0,58	0,89
	A _{min} (cm ²)	1,00	0,63	0,59
	A _{vj} (cm ²)	0,77	0,85	0,84
	A ₂ =A _{vt} + A _{vj} (cm ²)	2,61	1,43	1,73
	A₂ /nappe (cm²)	0,65	0,36	0,43
Ferrailage vertical /nappe	A _{min} /nappe (cm ²)	0,50	0,31	0,29
	Bande 1 2HA10	1,57	1,57	1,57
	Bande 2 3HA10	2,35	2,35	2,35
	Espacement bande 1	12	12	12
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	15	15	15
	A _H = A _v /4 (cm ²)	0,65	0,36	0,43
	A _H = 0,15%B (cm ²)	4,13	4,13	4,13
Ferrailage horizontal /nappe /ml	A_H/nappe/ml (cm²)	0,67	0,67	0,67
	5HA10	3,92	3,92	3,92
Armatures transversales	Espacement (cm)	20	20	20
		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ (MPa)	0,26	0,08	0,13
	$\bar{\tau}_b = 5$ (MPa)	0,11	0,12	0,12
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ (MPa)	0,08	0,09	0,09

Tableau VI.3.10. Ferrailage du voile transversal VT3 (Zone I)

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.

Le ferraillage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est à noter que le ferraillage minimum du RPA est souvent plus important.



Chapitre VII :
Etude de
l'infrastructure

Introduction :

Une fondation par définition est un élément de la structure, qui a pour objet de transmettre au sol les efforts provenant de la superstructure.

Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- **Les sollicitations dues à la superstructure :**

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

* **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;

* **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;

* **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

- **Les sollicitations dues au sol :**

Ces sollicitations sont fonction de la nature du sol, donc de sa capacité portante, donc de la contrainte admissible du sol et de la nappe phréatique.

VII.1. Différents types de fondations :

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures :

1.1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante et sont réalisées près de la surface.

Les types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- * Les semelles isolées ;
- * Les semelles continues sous poteaux ;
- * Les semelles continues sous murs ;
- * Les radiers.

1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante, ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- * Les pieux ;
- * Les puits.

VII.2. Choix du type de fondations :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ◆ La nature de l'ouvrage à fonder, donc les charges appliquées à la fondation ;
- ◆ La nature du terrain et sa résistance ;
- ◆ Profondeur du bon sol ;
- ◆ Le tassement du sol.

Ce choix doit satisfaire les critères suivants :

- ◆ Stabilité de l'ouvrage (rigidité) ;
- ◆ Facilité d'exécution (coffrage) ;
- ◆ Economie.

VII.3. Rapport géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Les objectifs assignés à la présente étude sont :

- La reconnaissance géologique du sol ;
- La définition de notre structure ;
- L'évaluation des caractéristiques de résistance à la pénétration des différentes couches identifiées.

Investigation :

Pour répondre à tous les objectifs assignés à l'étude géotechnique, les investigations suivantes ont été menées :

- Examen des affleurements au niveau de site et de ses environs.
- Essai au pénétromètre dynamique.

3.1. Essai de pénétromètre dynamique :

La pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol par battage et de manière quasi-continue une tige munie à son extrémité d'une pointe débordante.

Le nombre de coup de mouton correspondant à un enfoncement donné est noté au fur et à mesure de la pénétration dynamique de la pointe de sol.

Les essais de laboratoire réalisées ont pour but de déterminer les caractéristiques suivantes :

a) Caractéristiques pondérales :

- Densité humide et sèche (δ_h, δ_d)
- Teneur en eau naturelle (w %)
- Teneur en eau de saturation (w_s) et le degré de saturation (s_r %)

b) Caractéristiques intrinsèques :

- o Limite d'ATTERBERG.

c) Caractéristiques mécaniques :

- o Cohésion (C_u)
- o L'angle de frottement (φ_u)

3.2. Interprétation des résultats et recommandations :

Les investigations menées à l'aide d'essai au pénétromètre ont permis d'affiner la structure du terrain et de mesurer la résistance à la pénétration et la compacité des couches traversées.

On a conclu de cette étude que :

_ La contrainte admissible du sol est : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

Dans le cas de notre structure, nous avons le choix entre les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général. En fonction des résultats de dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

VII.4. Pré dimensionnement des semelles :

4.1. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, on considère uniquement l'effort normal « N_{max} » à l'ELS qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \dots \dots \dots (1) \text{ et } \begin{cases} A \geq a \\ B \geq b \end{cases}$$

Avec :

(A x B) : Dimensions de la semelle ;

(a x b) : Dimensions du poteau ;

N_{ser} : Effort normale à l'ELS ;

σ_{sol} : Capacité portante du sol ;

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN.m}^2 = 0,200 \text{ Mpa}$$

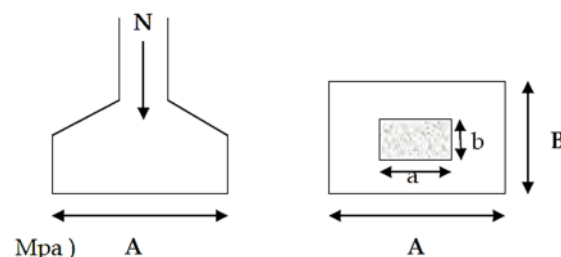


Figure VII.1. Dimensionnement d'une semelle isolée

- Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K$$

En remplaçant dans (1), on aura :

$$A \left(\frac{A}{K} \right) \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \frac{KN_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$(KB)B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{K\sigma_{sol}}$$

• Exemple de calcul :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{40} = 1 = K \quad ; \text{ donc: } A = B \text{ (poteau carré)}$$

$$\text{Alors : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \cdot \sigma_{sol}}} \quad \text{avec : } N_{ser} = 877,27 \text{ KN} \quad , \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\text{Donc : } A = B \geq \sqrt{\frac{877,27}{1 \times 2 \cdot 10^2}} = 2,09 \text{ m}$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières, et vu que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), l'option des semelles isolées est à écarter.

On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats de dimensionnement.

4.2. Semelles filantes :

4.2.1. Pré dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N.

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

σ_{sol} : Capacité portante du sol ; $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN.m}^2 = 0,200 \text{ Mpa}$;

G : Charge permanente à la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ Sens longitudinal :

Voile	L (m)	N _s = G + Q	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	1,00	393,50	1,97	1,97
VL2	1,00	674,40	3,37	3,37
VL3	1,00	674,40	3,37	3,37
VL4	1,00	393,50	1,97	1,97
VL5	1,00	353,22	1,77	1,77
VL6	1,00	530,14	2,65	2,65
VL7	1,00	530,14	2,65	2,65
VL8	1,00	353,22	1,77	1,77
VL9	1,00	93,42	0,47	0,47
VL10	1,00	93,42	0,47	0,47
Somme				20,46

Tableau VII.1. Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

❖ Sens transversal :

Voile	L (m)	N _s = G + Q	B (m)	S = B x L (m ²)
VT1	2,75	1019,05	1,85	5,10
VT2	2,75	1019,05	1,85	5,10
VT3	1,45	567,44	1,96	2,84
VT4	1,45	567,44	1,96	2,84
VT5	1,45	968,36	3,34	4,84
VT6	1,45	968,36	3,34	4,84
VT7	1,45	783,75	2,70	3,92
VT8	1,45	783,75	2,70	3,92
VT9	1,45	1340,63	4,62	6,70
VT10	1,45	1340,63	4,62	6,70
VT11	1,10	98,80	0,45	0,49
VT12	1,10	98,80	0,45	0,49
Somme				47,78

Tableau VII.2. Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = \Sigma S_{VL} + \Sigma S_{VT}$$

Avec :

S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

$$S_v = \Sigma S_{VL} + \Sigma S_{VT} = 20,46 + 47,78 \quad S_v = 68,24 \text{ m}^2$$

4.2.2. Pré dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

1. Hypothèse 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 leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

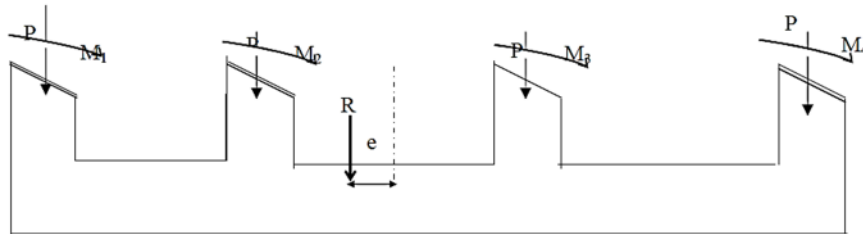


Figure VII.2. Semelles filantes sous poteaux

2. Etape de calcul :

✚ Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

Avec :

R : Réaction du sol donnée en fonction de la contrainte σ_{sol} ;

$\sum N_i$: Charges verticales totales à la base de la fondation (charges permanentes et d'exploitation).

✚ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec :

e_i : Position de N_i par rapport au centre de la file considérée.

✚ Détermination de la Distribution des sollicitations (par mètre linéaire) de la semelle :

$$\text{Si } \begin{cases} e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale} \\ e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{cases}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

✚ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

L : Distance entre nus des poteaux.

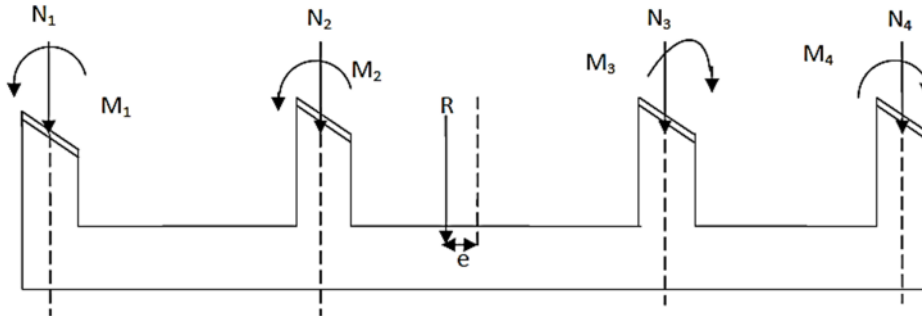


Figure VII.3. Répartition des efforts dans la semelle

3. Exemple de calcul :

✚ Détermination de la résultante des charges :

Poteau	N _i (KN)	M _i (KN.m)	e _i (m)	N _i x e _i
P1	360,20	3,54	-8,20	-2953,64
P2	722,98	-15,33	-4,75	-3434,16
P3	877,27	-13,71	-1,35	-1184,31
P4	877,27	-13,71	1,35	1184,31
P5	722,98	-15,33	4,75	3434,16
P6	360,20	3,54	8,20	2953,64
Somme	3920,90	-51,00		0

Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux

La charge totale transmise par les poteaux est :

$$R = \sum N_i = 3920,90 \text{ KN}$$

✚ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{0 - 51,00}{3920,90} \quad e = -0,013 \text{ m}$$

✚ Détermination de la Distribution des sollicitations par mètre linéaire de la semelle :

$$\frac{L}{6} = \frac{16,80}{6} = 2,80 \text{ m}$$

$$e = -0,013 \text{ m} < \frac{L}{6} = 2,80 \text{ m} \Rightarrow \text{Dans ce cas, on a une répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3920,90}{16,80} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0,013)}{16,80}\right) = q\left(\frac{B}{4}\right) \quad q_{\min} = 234,47 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3920,90}{16,80} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0,013)}{16,80}\right) = q\left(\frac{B}{4}\right) \quad q_{\max} = 232,30 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3920,90}{16,80} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,013)}{16,80}\right) \quad q_{(L/4)} = 232,84 \text{ KN/ml}$$

✚ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{232,84}{2 \cdot 10^2} \quad B \geq 1,16 \text{ m}$$

On prend : **B = 1,50 m**

On aura donc :

$$S = B \times L = 1,50 \times 16,80 \quad S = 25,20 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est :

$$S_p = S \times n$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = S \times n = 25,20 \times 6 \quad S_p = 151,20 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 151,20 + 68,24 \quad S_t = 219,44 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$S_{\text{bat}} = 16,80 \times 15,60 \quad S_{\text{bat}} = 262,08 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{219,44}{262,08} = 0,8373 = 83,73 \% \quad S_t > 50\% \cdot S_{\text{bat}}$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, et occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment.

Pour cela nous opterons pour un **radier nervuré** comme fondation de notre structure.

4.3. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Le radier représente les caractéristiques suivantes :

- ◆ Une grande rigidité en son plan horizontal ;
- ◆ Permet une meilleure répartition des charges sur le sol de la fondation (répartition linéaire) ;
- ◆ Evite les tassements différentiels importants ;
- ◆ Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton ;
- ◆ Rapidité d'exécution.

4.3.1. Pré dimensionnement du radier :

1. Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

Avec :

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux ($L_{\max} = 5,20$ m)

$$h_d \geq \frac{520}{20} \quad h_d \geq 26 \text{ cm}$$

On opte pour : $h_d = 30$ cm

2. Epaisseur de la nervure :

L'épaisseurs de la nervures de radier « h_n » doit satisfaire aux conditions suivantes :

✚ Formule empirique :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{520}{10} \quad h_n \geq 52 \text{ cm}$$

On opte pour : $h_n = 55$ cm.

✚ Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad (\text{dalle sur 4 appuis})$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \frac{520}{8} \leq h_n \leq \frac{520}{5} \quad 65 \leq h_n \leq 104$$

On opte pour : $h_n = 80$ cm

✚ Condition de vérification de la longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{\pi}{2} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$$

Ce qui conduit à :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervure ($L = 5,20$ m) ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface : $K = 40$ Mpa pour un sol moyen ;

I : Inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée :

$$E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = \mathbf{10818,86 \text{ MPa}}$$

B : Largeur de la bande ($B = 1$ m).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,20\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} \quad \mathbf{h \geq 1,10 \text{ m} = 110 \text{ cm}}$$

On opte pour : $h_n = 110$ cm

Donc le choix final : $h_n = 110$ cm

3. Largeur de la nervure :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \quad 0,4 \times 110 \leq b_n \leq 0,7 \times 110 \quad 44 \text{ cm} \leq b_n \leq 77 \text{ cm}$$

On opte pour : $b_n = 45$ cm

4. Epaisseur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis})$$

$$\frac{520}{50} \leq h_t \leq \frac{520}{40} \quad 10,40 \text{ cm} \leq h_t \leq 13 \text{ cm}$$

On opte pour : $h_t = 12$ cm

Conclusion :

On optera pour les dimensions suivantes :

- Hauteur de la dalle de radier : $h_d = 30 \text{ cm}$
- Hauteur de la nervure : $h_n = 110 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_n = 45 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle flottante : $h_t = 12 \text{ cm}$

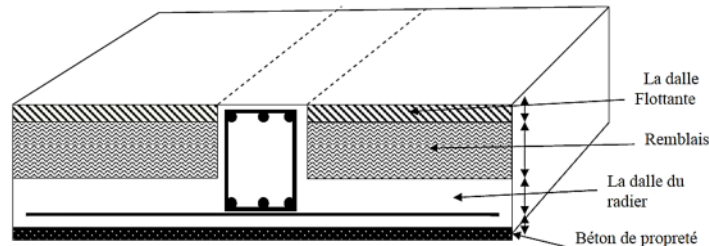


Figure VII.4. Coupe verticale d'un radier général

4.3.2. Détermination de la surface nécessaire du radier :

1. Le poids de la structure :

$$\begin{cases} \text{Charge permanente : } G_{\text{bâtiment}} = 12859,23 \text{ KN} \\ \text{Charge d'exploitation : } Q_{\text{bâtiment}} = 8984,78 \text{ KN} \end{cases} \quad (\text{Les valeurs de G et Q sont tirées de ETABS})$$

2. Combinaisons d'action :

A L'ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 12859,23) + (1,5 \times 8984,78) \quad N_u = 30837,13 \text{ KN}$$

A L'ELS :

$$N_s = G + Q = 12859,23 + 8984,78 \quad N_s = 21844,01 \text{ KN}$$

3. Détermination de la surface du radier :

A l'ELU :

$$S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{30837,13}{1,33 \times 2 \cdot 10^3} \quad S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq 115,93 \text{ m}^2$$

A l'ELS :

$$S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{21844,01}{2 \cdot 10^3} \quad S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq 109,22 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = \max (115,93 ; 109,22) \quad S_{\text{radier}} = 115,93 \text{ m}^2$$

La surface de l'assise de notre bâtiment est : $S_{\text{bâtiment}} = 262,08 \text{ m}^2$

$$S_{\text{bâtiment}} = 262,08 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 115,93 \text{ m}^2$$

Conclusion :

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, donc on prend comme surface du radier celle de l'assise du bâtiment, en rajoutant un débord minimal fixé par les règles du BAEL, qui sera calculé comme suit :

◆ Débord minimum :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

On aura :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) \quad L_{\text{déb}} \geq \max(55; 30 \text{ cm}) \quad L_{\text{déb}} \geq 55 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de largeur : $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$ dans les 4 sens.

La surface totale du débord est :

$$S_{\text{débord}} = (16,80 \times 0,60) \times 2 + (15,60 \times 0,60) \times 2 + (0,60 \times 0,60) \times 4 \quad S_{\text{débord}} = 40,32 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 262,08 + 40,32 \quad S_{\text{radier}} = 302,40 \text{ m}^2$$

4.3.3. Détermination des sollicitations à la base du radier :**1. Charges permanentes :****➤ Poids du bâtiment :**

$$G_{\text{bâtiment}} = 12859,23 \text{ KN}$$

➤ Poids du radier :

Poids du radier = poids de la dalle de radier + poids de la nervure + poids de T.V.O + poids de la dalle flottante

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervures}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

➤ Poids de la dalle de radier :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 302,40 \times 0,30 \times 25 \quad P_{\text{dalle}} = 2268,00 \text{ KN}$$

➤ Poids des nervures :

$$P_{\text{nervures}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_{\text{nervure}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times n) \times \rho_{\text{béton}}$$

$$P_{\text{ner}} = 0,45 \times (1,10 - 0,30) \times (16,80 \times 6 + 15,60 \times 4) \times 25 \quad P_{\text{nervure}} = 1468,80 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nervures}} = 0,45 \times (1,10 - 0,30) \times ((16,80 \times 6 + 15,60 \times 4)) = 58,75 \text{ m}^2$$

➤ Poids de T.V.O :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nervure}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}} = (302,40 - 58,75) \times (1,10 - 0,3) \times 17$$

$$P_{\text{TVO}} = 3313,64 \text{ KN}$$

Avec le poids de la TVO : $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$

➤ Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nervure}}) \times e_p \times \rho_b = [(302,40 - 58,75) \times 0,12 \times 25 \quad P_{\text{df}} = 730,95 \text{ KN}$$

➤ Poids du radier :

$$G_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervures}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}} = 2268,00 + 1468,80 + 3313,64 + 730,95$$

$$G_{\text{radier}} = 7781,39 \text{ KN}$$

2. Charges d'exploitation :

➤ Surcharge du bâtiment :

$$Q_{\text{bâtiment}} = 8984,78 \text{ KN}$$

➤ Surcharge du radier :

$$Q_{\text{radier}} = \text{Surcharge d'exploitation de RDC} \times \text{Surface de radier} = 2,5 \times S_{\text{radier}}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2,5 \times 302,40 \quad Q_{\text{radier}} = 756,00 \text{ KN}$$

3. Poids total de la structure :

$$G_{\text{total}} = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 12859,23 + 7781,39 \quad G_{\text{total}} = 20640,62 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 8984,78 + 756,00 \quad Q_{\text{total}} = 9740,78 \text{ KN}$$

4. Combinaisons d'action :

A l'ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 20640,62) + (1,5 \times 9740,78) \quad N_u = 42476,01 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_s = G + Q = 20640,62 + 9740,78 \quad N_s = 30381,40 \text{ KN}$$

4.3.4. Vérifications à l'ELU :

1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

(Art A.5.1.211, BAEL 91/modifié 99)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \tau_u = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Calcul de τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{42476,01 \times 1}{302,40} \times \frac{5,20}{2}$$

$$T_u^{\max} = 365,20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{365,20 \cdot 10^3}{1000 \times 270} \quad \tau_u = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal « N » dû aux charges verticales et à un moment de renversement « M » dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \times h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment à la base du bâtiment ; (valeur obtenu à partir du logiciel ETABS)

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment ; (valeur obtenu à partir de ETABS)

h : Profondeur de l'infrastructure ; $h = 1,10$ m

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

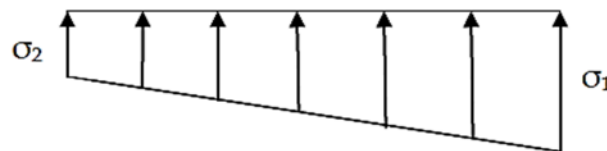


Figure VII.5. Diagramme des contraintes sous radier

Avec : $\sigma_{1.2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

V : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée ;

I_{xx} ; I_{yy} : Moments d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

a) Caractéristique géométrique du radier :

✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

La géométrie du radier est rectangulaire et symétrique par rapport aux axes XX et YY:

$$X_G = \frac{\text{longueur de batiment}}{2} = \frac{16,80}{2} \quad X_G = 8,40 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur de batiment}}{2} = \frac{15,60}{2} \quad Y_G = 7,80 \text{ m}$$

✓ Calcul des moments d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{16,80 \times (15,60)^3}{12} \quad I_{xx} = 5314,98 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{15,60 \times (16,80)^3}{12} \quad I_{yy} = 6164,12 \text{ m}^4$$

b) Calcul des moments :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Sollicitation		M ₀ (KN.m)	T ₀ (KN)	h (m)	M (KN.m)
Sens	X-X	18074,35	1013,69	1,10	19189,41
	Y-Y	21792,27	1013,69	1,10	22907,33

Tableau VII.4. Calcul du moment de renversement

❖ Sens longitudinal :

✓ A L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$S_{rad} = 302,40 \text{ m}^2 \quad ; \quad N_u = 42476,01 \text{ KN} \quad ; \quad M_x = 19189,41 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{42476,01}{302,40} + \frac{19189,41}{6164,12} \times 8,40 \quad \sigma_1 = 166,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{42476,01}{302,40} - \frac{19189,41}{6164,12} \times 8,40 \quad \sigma_2 = 114,31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 166,61) + 114,31}{4} \quad \sigma_m = 153,53 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \cdot \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 153,53 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$N_s = 30381,40 \text{ KN} \quad ; \quad M_x = 19189,41 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{30381,40}{302,40} + \frac{19189,41}{6164,12} \times 8,40 \quad \sigma_1 = 126,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{30381,40}{302,40} - \frac{19189,41}{6164,12} \times 8,40 \quad \sigma_2 = 74,32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 126,62) + 74,32}{4} \quad \sigma_m = 113,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 113,54 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens transversal :

✓ A L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$N_u = 42476,01 \text{ KN} \quad ; \quad M_y = 22907,33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{42476,01}{302,40} + \frac{22907,33}{5314,98} \times 7,80 \quad \sigma_1 = 174,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{42476,01}{302,40} - \frac{22907,33}{5314,98} \times 7,80 \quad \sigma_2 = 106,84 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 174,08) + 106,84}{4} \quad \sigma_m = 157,27 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \cdot \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 157,27 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

✓ A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$N_s = 30381,40 \text{ KN} \quad ; \quad M_y = 22907,33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{30381,40}{302,40} + \frac{22907,33}{5314,98} \times 7,80 \quad \sigma_1 = 134,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{30381,40}{302,40} - \frac{22907,33}{5314,98} \times 7,80 \quad \sigma_2 = 66,85 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 134,08) + 66,85}{4} \quad \sigma_m = 117,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 117,27 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Contrainte		ELU				ELS			
		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$1,33\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)
Sens	X-X	166,61	114,31	153,53	266,00	126,62	74,32	113,54	200,00
	Y-Y	174,08	106,84	157,27	266,00	134,08	66,85	117,27	200,00

Tableau VII.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier

Conclusion :

Toutes les contraintes sont vérifiées.

3. Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42, BAEL 91/modifié 99)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq N'_u = \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : Épaisseur totale du radier.

o Calcul du périmètre utile μ_c :

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h)$$

▪ Poteaux :

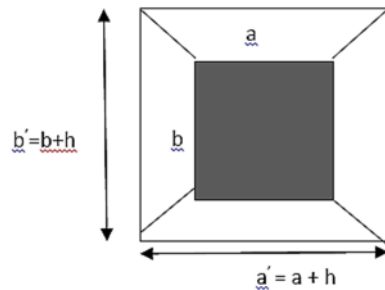


Figure VII.6. Périmètre utile des poteaux

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0,40 + 0,40 + 2 \times 1,10) \quad \mu_c = 6,00 \text{ m}$$

$$N_u = 1247,19 \text{ KN (Valeur tiré du logiciel ETABS)}$$

$$N'_u = \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,00 \times 1,10 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} \quad N'_u = 4950 \text{ KN}$$

$$N_u = 1247,19 \text{ KN} < N'_u = 4950 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ Voile :

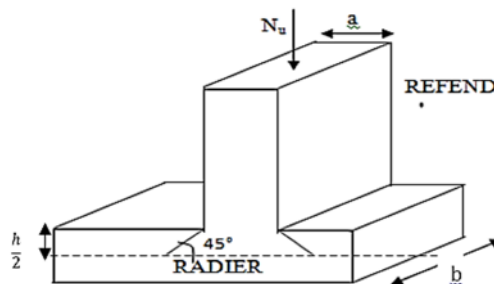


Figure VII.7. Périmètre utile des voiles

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0,25 + 2,75 + 2 \times 1,10) \quad \mu_c = 10,40 \text{ m}$$

$$N_u = 2207,52 \text{ KN (Valeur tiré du logiciel ETABS)}$$

$$N'_u = \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 10,40 \times 1,10 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} \quad N'_u = 8580 \text{ KN}$$

$$N_u = 2207,52 \text{ KN} < N'_u = 8580 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérifications de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique, telle que :

$$P \geq P' = \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec :

P : Poids total du bâtiment à la base du radier ($P = 12859,23 \text{ KN}$) ;

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$) ;

Z : Profondeur de l'infrastructure ($Z = h_n = 1,10 \text{ m}$).

On a : **P = 12859,23 KN**

On aura :

$$P' = \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 302,40 \times 10 \times 1,10 \quad P' = 4989,60 \text{ KN}$$

$$P = 12859,23 \text{ KN} > P' = 4989,60 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Pas de risque de soulèvement de la structure.

4.3.5. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le (BEAL 91/modifié 99). Il sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

La dalle du radier sera étudiée comme un panneau rectangulaire uniformément chargé reposant sur quatre cotés.

a) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

◆ **1^{er} Cas :**

Si : $\rho < 0,4 \implies$ La dalle travaille dans un seul sens

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

◆ **2^{ème} Cas :**

Si : $0,4 \leq \rho < 1 \implies$ La dalle travaille dans les deux sens : les deux flexions interviennent et les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les abaques de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec: } L_x \leq L_y$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

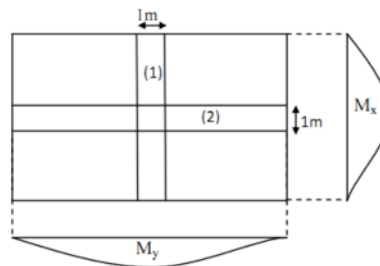
b) Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3,45 \text{ m} ; L_y = 5,20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,45}{5,20} \quad \rho = 0,66$$

$\rho = 0,66 \implies 0,4 \leq 0,66 \leq 1$: Le panneau travaille dans les deux sens

Dans ce cas, on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL 91/modifié 99, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



c) Charges supportées par le panneau :

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

* La contrainte moyenne maximale à l'ELU :

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(153,53 ; 157,27) \quad \sigma_m^{\max} = 157,27 \text{ KN/m}^2$$

* La contrainte moyenne maximale à l'ELS:

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(113,54 ; 117,27) \quad \sigma_m^{\max} = 117,27 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

A l'ELU :

$$q_u^{\text{moy}} = \left[\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right] \times 1 \text{ ml} = \left[157,27 - \frac{7781,39}{302,40} \right] \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u^{\text{moy}} = 131,54 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$q_s^{\text{moy}} = \left[\sigma_m^{\text{max}} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right] \times 1 \text{ ml} = \left[117,27 - \frac{7781,39}{302,40} \right] \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s^{\text{moy}} = 91,54 \text{ KN/ml}$$

	σ_m (KN/m ²)	q_m (KN/m)
ELU	157,27	131,54
ELS	117,27	91,54

4.3.6. Calcul à l'ELU :

$$q_u^{\text{moy}} = 131,54 \text{ KN/ml}$$

On a :

$$\rho = 0,66 ; \nu = 0 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0733 \\ \mu_y = 0,382 \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments de flexion M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

On aura :

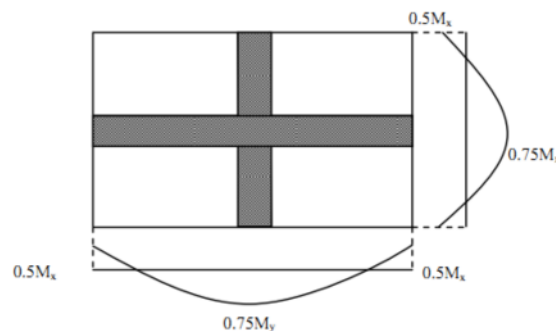
$$M_{0x} = \mu_x q_u \cdot L_x^2 = 0,0733 \times 131,54 \times (3,45)^2 \quad M_{0x} = 114,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,382 \times 114,76 \quad M_{0y} = 43,84 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- Moment sur appuis intermédiaires: $(-0,5) \cdot M_{0x}$
- Moment en travées intermédiaires : $0,75 \cdot M_{0x}$ ou $0,75 \cdot M_{0y}$



$$\checkmark \text{ Moments aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = (-0,5) \cdot M_{0x} = (-0,5) \times 114,76 = -57,38 \text{ KN.m} \\ M_y^a = (-0,5) \cdot M_{0y} = (-0,5) \times 43,84 = -21,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Moments en travée : } \begin{cases} M_x^t = 0,75 \cdot M_{0x} = 0,75 \times 114,76 = 86,07 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \cdot M_{0y} = 0,75 \times 43,84 = 32,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4.3.7. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 30 cm d'épaisseur. $(b \times h) = (100 ; 30) \text{ cm}^2$.

a) Ferrailage dans le sens longitudinal :

❖ Aux appuis : $M_a^x = 57,38 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^x}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a^x}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{57,38 \cdot 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,056$$

$\mu = 0,056 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,056 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,971$$

Les armatures sont déterminées par la formule suivante :

$$A_a^x = \frac{M_a^x}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a^x = \frac{M_a^x}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{57,38 \cdot 10^6}{0,971 \times 270 \times 348} \quad A_a^x = 6,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **4HA16 = 8,04 cm²/ml**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

❖ En travée : $M_x^t = 86,07 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{86,07 \cdot 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,083$$

$\mu = 0,083 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,083 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,956$$

$$A_t^x = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{86,07 \cdot 10^6}{0,956 \times 270 \times 348} \quad A_t^x = 9,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **5HA16 = 10,05 cm²/ml**, avec un espacement : **S_t = 20 cm**

b) Ferrailage dans le sens transversal :

❖ **Aux appuis :** $M_a^y = 57,38 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^y}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{57,38 \cdot 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,056$$

$\mu = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (S.S.A)

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,056 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,971$$

$$A_a^x = \frac{M_a^y}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{57,38 \cdot 10^6}{0,971 \times 270 \times 348} \quad A_a^x = 6,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **4HA16 = 8,04 cm²/ml**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

❖ **En travée :** $M_t^y = 32,88 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^y}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32,88 \cdot 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,032$$

$\mu = 0,032 < \mu_1 = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (S.S.A)

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,032 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,984$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{32,88 \cdot 10^6}{0,984 \times 270 \times 348} \quad A_t^y = 3,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **4HA12 = 4,52 cm²/ml**, avec un espacement : **S_t = 25 cm**

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures aux appuis le lit inférieur.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ	Obs	β	A _{st} (cm ²)	Ferrailage	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)
X-X	Appui	57,38	0,056	SSA	0,971	6,29	4HA16	8,04	25
	Travée	86,07	0,083	SSA	0,956	9,58	5HA16	10,05	20
Y-Y	Appui	57,38	0,056	SSA	0,971	6,29	4HA16	8,04	25
	Travée	32,88	0,032	SSA	0,984	3,56	4HA12	4,52	25

Tableau VII.6. Ferrailage du radier

4.3.8. Vérifications à l'ELU :

1. Condition de non fragilité : (Art B.7.4, BAEL 91/modifié 99)

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

✚ Sens longitudinal :

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{b \cdot h} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \omega_0 \cdot \frac{3 - \rho}{2} \cdot b \cdot h$$

Avec :

ω_0 : Taux de pourcentage d'acier minimal réglementaire ;

$\omega_0 = 0,8 \text{ ‰}$ pour les HA FeE400.

ω_x : Taux de pourcentage d'acier qui est égal au rapport de la section d'armatures minimale à la section totale du béton ;

$$A_x^{min} \geq 0,0008 \times \frac{3 - 0,66}{2} \times 100 \times 30 = 2,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

* Aux appuis : $A_a^x = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$Condition vérifiée

* En travée : $A_t^x = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$Condition vérifiée

✚ Sens transversal :

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{b \cdot h} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{mi} \geq \omega_0 \cdot b \cdot h = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,40 \text{ cm}^2$$

* Aux appuis : $A_a^y = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$Condition vérifiée

* En travée : $A_t^y = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$Condition vérifiée

2. Espacements des armatures : (Art 8.2, 42, BAEL 91/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 :

✚ Sens longitudinal :

$$S_t \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = \min \{3 \times 30; 33 \text{ cm}\} = \min \{90 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✚ Sens transversal :

$$S_t \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = \min \{4 \times 30; 45 \text{ cm}\} = \min \{120 \text{ cm}; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4.3.9. Calcul à l'ELS :

$$q_s^{moy} = 91,54 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On a : } \rho = 0,66 \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0789 \\ \mu_y = 0,541 \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments de flexion M_{0x} et M_{0y} :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On aura :

$$M_{0x} = \mu_x q_s \cdot L_x^2 = 0,0789 \times 91,54 \times (3,45)^2 \quad M_{0x} = 85,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x = 0,541 \times 85,97 \quad M_{0y} = 46,51 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments :

$$\checkmark \text{ Moments aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = (-0,5) \times M_0^x = (-0,5) \times 85,97 = -42,98 \text{ KN.m} \\ M_y^a = (-0,5) \times M_0^y = (-0,5) \times 46,51 = -23,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Moments en travée : } \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_0^x = 0,75 \times 85,97 = 64,48 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_0^y = 0,75 \times 46,51 = 34,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4.3.10. Vérification à l'ELS :

◆ Vérification des contraintes :

• Contrainte dans le béton :

On doit s'assurer que: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 \quad \text{Avec: } \beta_1 \text{ et } K_1 \text{ sont en fonction de } \rho_1$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \text{Avec : } b = 100 \text{ cm ; } d = 27 \text{ cm}$$

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
X-X	Appui	42,98	8,04	0,298	0,914	43,14	216,62	5,02	15	CV
	Travée	64,48	10,05	0,372	0,906	38,19	262,28	6,87	15	CV
Y-Y	Appui	42,98	8,04	0,298	0,914	43,14	216,62	5,02	15	CV
	Travée	34,88	4,52	0,167	0,933	59,63	306,33	5,14	15	CV

Tableau VII.7. Vérification des contraintes dans le béton

4.3.11. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

1) Sollicitation de calcul :

$$\text{A l'ELU : } q_u^{moy} = 131,54 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-131,54 \times (0,60)^2}{2}$$

$$M_u = -23,68 \text{ KN.m}$$

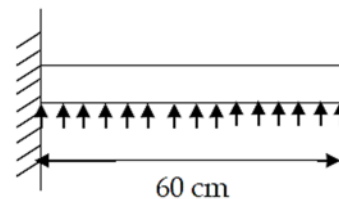


Figure VII.8. Schéma statique du débord

A l'ELS : $q_s^{moy} = 91,54 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-91,54 \times (0,60)^2}{2}$$

$M_s = -16,48 \text{ KN.m}$

2) Calcul des armatures :

a. Armatures principales :

$b = 100 \text{ cm}$ $d = 27 \text{ cm}$ $f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$ $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,68 \cdot 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,023$$

$\mu = 0,023 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$\mu = 0,023 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,989$

Les armatures sont déterminées par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23,68 \cdot 10^6}{0,989 \times 270 \times 348} \quad A_{st} = 2,55 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²**

b. Armatures de répartition :

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

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²**

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.

Conclusion :

Le ferrailage du radier est récapitulé dans le tableau suivant :

	Zone	Ferrailage	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)
Sens longitudinal	Appui	4HA16	8,04	25
	Travée	5HA16	10,05	20
Sens transversal	Appui	4HA16	8,04	25
	Travée	4HA12	4,52	25

Tableau VII.8. Récapitulatif de ferrailage du radier

4.3.12. Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continues sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervures seront déterminer en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales).

1. Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle (panneau) correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment max (largeur L_m) et le même effort tranchant max (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal.

Ainsi le chargement devient uniformément reparti et le calcul devient classique.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

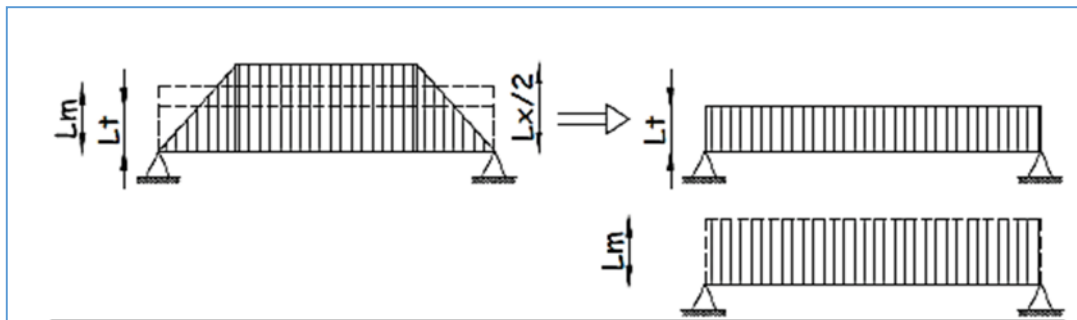


Figure VII.9. Présentation du chargement simplifié

Deux cas de chargement peuvent se présenter :

1^{er} Cas : Chargement triangulaire

- **Effort tranchant :** $L_t = 0,25.L_x$

- **Moment fléchissant :** $L_m = 0,333.L_x$

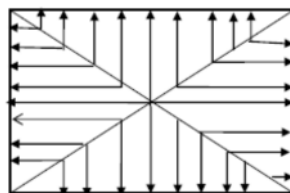


Figure VII.10. Répartition triangulaire

2^{ème} Cas : Chargement trapézoïdal

- **Effort tranchant :** $L_t = L_x(0,5 - \frac{\rho}{4})$

- **Moment fléchissant :** $L_m = L_x(0,5 - \frac{\rho^2}{6})$

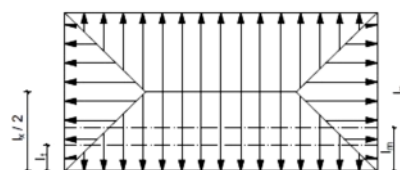


Figure VII.11. Répartition trapézoïdale

Pour les moments fléchissant :

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

Pour les efforts tranchants :

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t$$

2. Déterminations des charges :

A l'ELU :

$$q_u^{\text{moy}} = \left[\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}} \right] \times 1 \text{ ml} = \left[157,27 - \frac{7781,39}{302,40} - \frac{1468,80}{58,75} \right] \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u^{\text{moy}} = 106,54 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$q_s^{\text{moy}} = \left[\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}} \right] \times 1 \text{ ml} = \left[117,27 - \frac{7781,39}{302,40} - \frac{1468,80}{58,75} \right] \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s^{\text{moy}} = 66,54 \text{ KN/ml}$$

3. Détermination des efforts :

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

a) Sens longitudinal :

Travée	Panneau	Lx (m)	Ly (m)	ρ	Chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{M_{tu}} (KN/m)	ΣQ _{M_{tu}} (KN/m)	Q _{M_{ts}} (KN/m)	ΣQ _{M_{ts}} (KN/m)	Q _{T_{tu}} (KN/m)	ΣQ _{T_{tu}} (KN/m)	Q _{T_{ts}} (KN/m)	ΣQ _{T_{ts}} (KN/m)
AB	1	3,45	5	0,69	Triangulaire	1,15	0,86	106,54	66,54	122,52	245,04	76,52	153,04	91,62	183,24	57,22	114,44
	2	3,45	5,2	0,66	Triangulaire	1,15	0,86	106,54	66,54	122,52		76,52		91,62		57,22	
BC	1	3,4	5	0,68	Triangulaire	1,13	0,85	106,54	66,54	120,39	240,78	75,19	150,38	90,56	181,12	56,56	113,12
	2	3,4	5,2	0,65	Triangulaire	1,13	0,85	106,54	66,54	120,39		75,19		90,56		56,56	
CD	1	2,7	5	0,54	Triangulaire	0,90	0,68	106,54	66,54	95,89	191,78	59,89	119,78	72,45	144,90	45,25	90,50
	2	2,7	5,2	0,52	Triangulaire	0,90	0,68	106,54	66,54	95,89		59,89		72,45		45,25	
DE	1	3,4	5	0,68	Triangulaire	1,13	0,85	106,54	66,54	120,39	240,78	75,19	150,38	90,56	181,12	56,56	113,12
	2	3,4	5,2	0,65	Triangulaire	1,13	0,85	106,54	66,54	120,39		75,19		90,56		56,56	
EF	1	3,45	5	0,69	Triangulaire	1,15	0,86	106,54	66,54	122,52	245,04	76,52	153,04	91,62	183,24	57,22	114,44
	2	3,45	5,2	0,66	Triangulaire	1,15	0,86	106,54	66,54	122,52		76,52		91,62		57,22	

Tableau VII.9. Charges revenant à la nervure (sens longitudinal)

b) Sens transversal :

Travée	Panneau	Lx (m)	Ly (m)	ρ	Chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{Mtu} (KN/m)	ΣQ _{Mtu} (KN/m)	Q _{Ms} (KN/m)	ΣQ _{Ms} (KN/m)	Q _{Tu} (KN/m)	ΣQ _{Tu} (KN/m)	Q _{Ts} (KN/m)	ΣQ _{Ts} (KN/m)
12	1	3,40	5	0,68	Trapèze	1,44	1,12	106,54	66,54	153,42	307,90	95,82	192,30	119,32	239,71	74,52	149,71
	2	3,45	5	0,69	Trapèze	1,45	1,13	106,54	66,54	154,48		96,48		120,39		75,19	
23	1	3,40	5,2	0,65	Trapèze	1,46	1,14	106,54	66,54	155,55	312,16	97,15	194,96	121,45	243,97	75,85	152,37
	2	3,45	5,2	0,66	Trapèze	1,47	1,15	106,54	66,54	156,61		97,81		122,52		76,52	
34	1	3,40	5	0,68	Trapèze	1,44	1,12	106,54	66,54	153,42	307,90	95,82	192,30	119,32	239,71	74,52	149,71
	2	3,45	5	0,69	Trapèze	1,45	1,13	106,54	66,54	154,48		96,48		120,39		75,19	

Tableau VII.10. Charges revenant à la nervure (sens transversal)

4. Diagrammes des sollicitations :

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel « ETABS ».

a) Sens longitudinal « X-X » :

▣ Diagrammes de chargements :

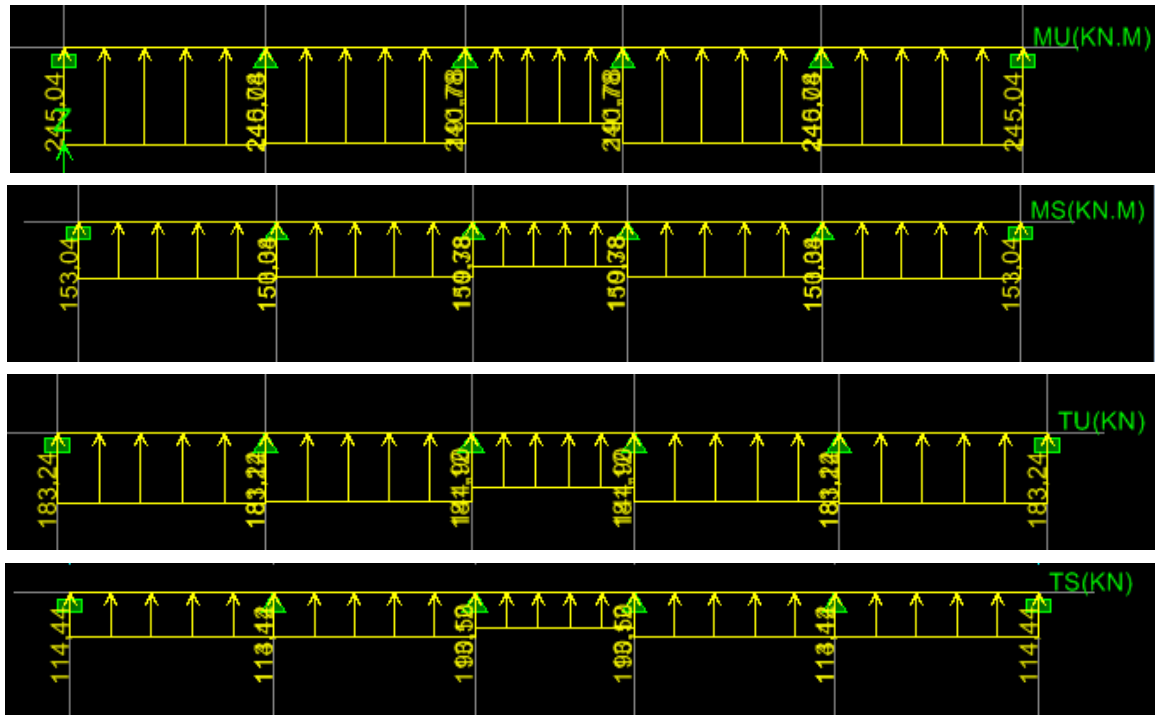


Figure VII.12. Diagrammes de chargement des nervures (sens X-X)

▣ Diagrammes des moments fléchissants :

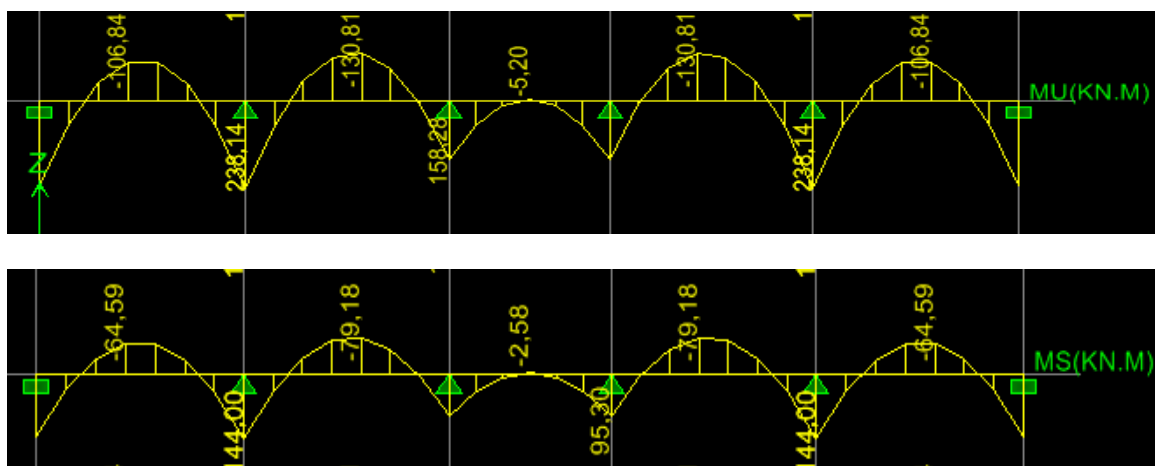


Figure VII.13. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS (sens X-X)

✚ Diagrammes des efforts tranchants :

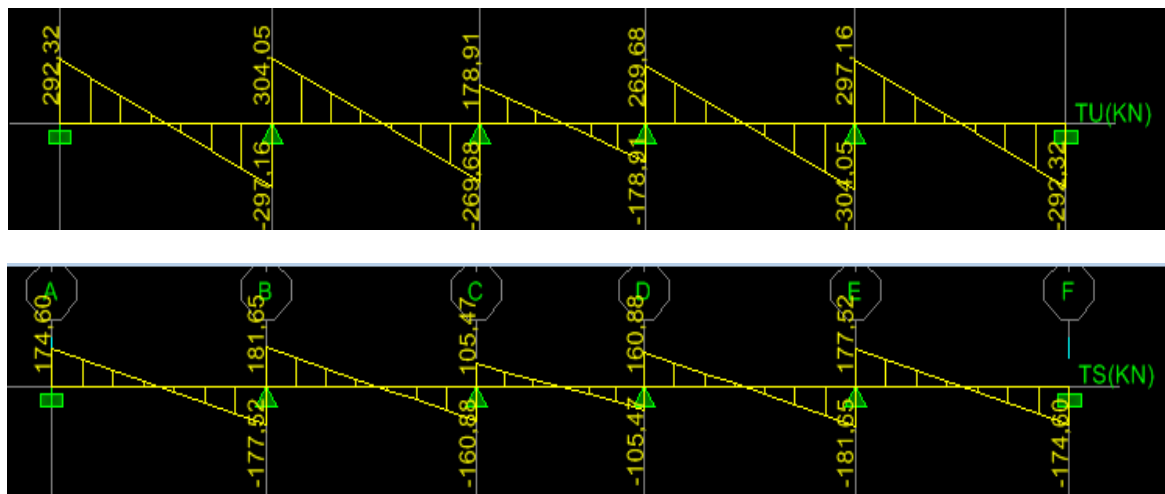


Figure VII.14. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS (sens X-X)

b) Sens transversal « Y-Y » :

✚ Diagrammes de chargements :

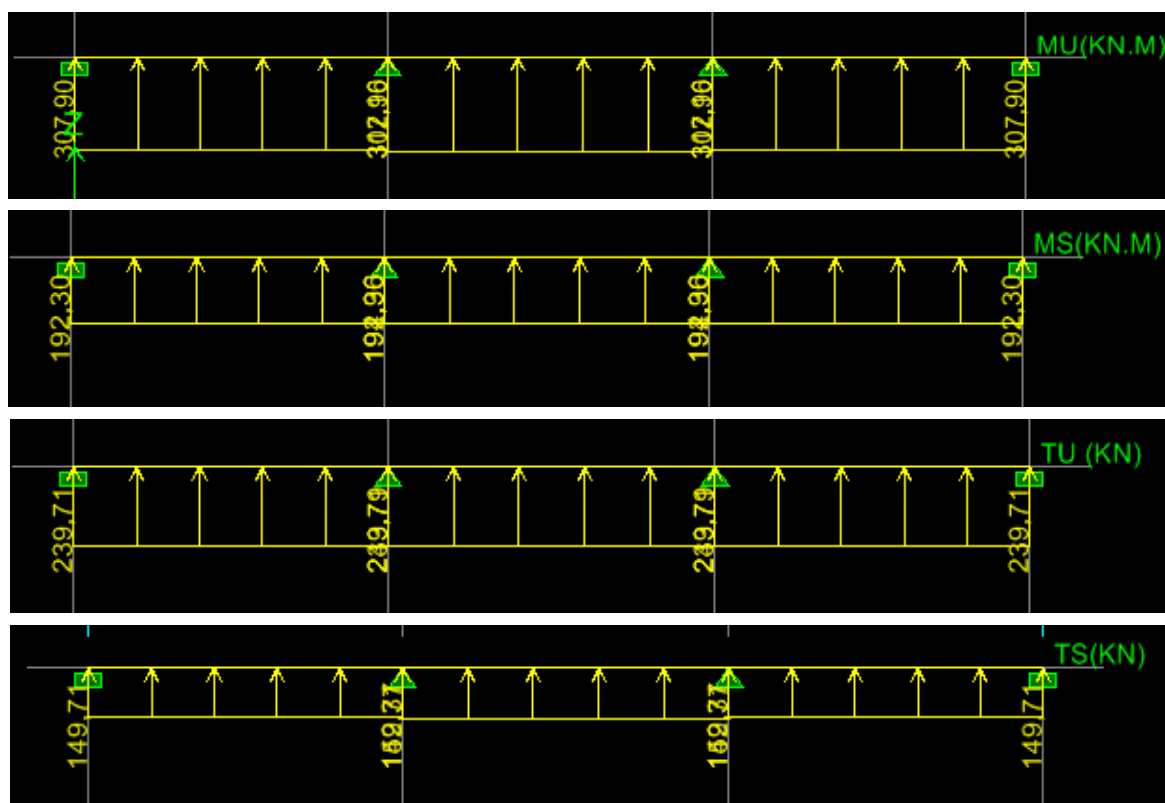


Figure VII.15. Diagrammes de chargement des nervures (sens Y-Y)

Diagrammes des moments fléchissants :

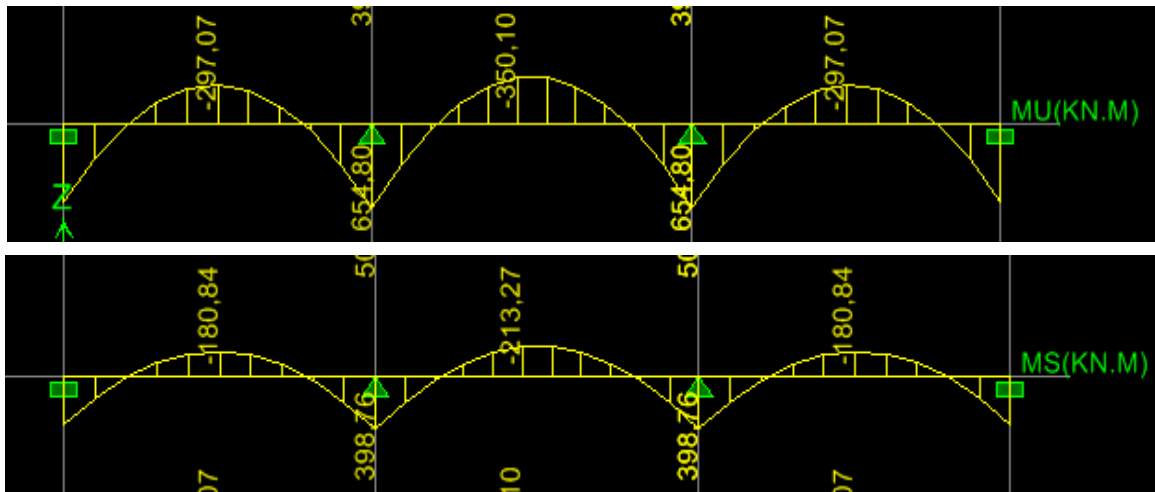


Figure VII.16. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS (sens Y-Y)

Diagrammes des efforts tranchants :

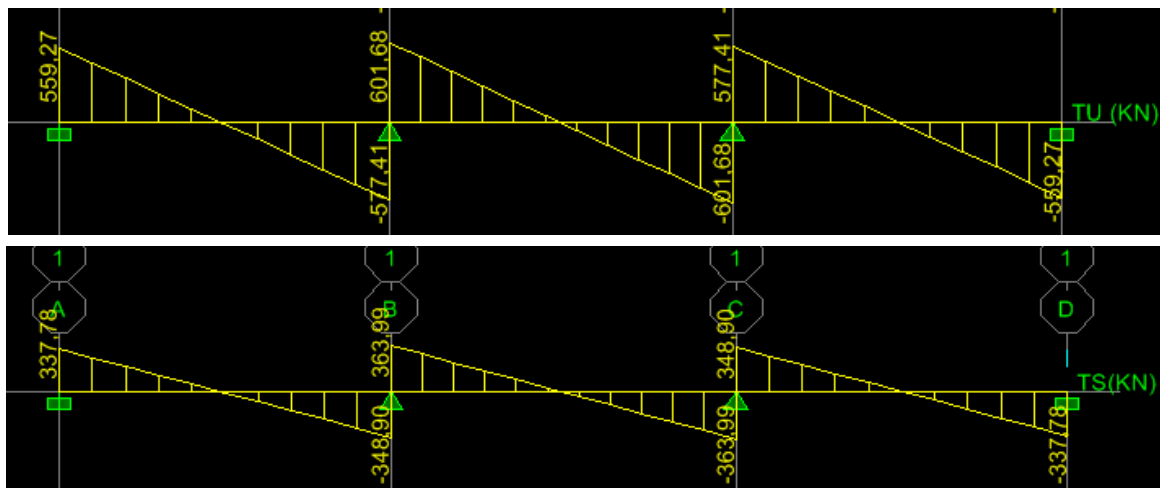


Figure VII.17. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS (sens Y-Y)

• Récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants :

Les efforts internes dans les nervures sont résumés dans les tableaux suivant

❖ Sens longitudinal :

	ELU	ELS
M_{app} (KN.m)	238,14	144,00
M_t (KN.m)	- 130,81	- 79,18

Tableau VII.11. Moments fléchissant sens « X-X »

	ELU	ELS
T _{sup} (KN.m)	304,05	181,65
T _{inf} (KN.m)	- 304,05	- 181,65

Tableau VII.12. Efforts tranchants sens « X-X »

❖ Sens transversal :

	ELU	ELS
M _{app} (KN.m)	654,80	398,76
M _t (KN.m)	- 350,10	- 213,27

Tableau VII.13. Moments fléchissant sens « Y-Y »

	ELU	ELS
T _{sup} (KN.m)	601,68	363,99
T _{inf} (KN.m)	- 601,68	- 363,99

Tableau VII.14. Efforts tranchants sens « Y-Y »

5. Calcul des armatures :

Pour le ferrailage, on prend le moment maximal aux appuis et en travées.

b = 45 cm ; h = 110 cm ; d = h - c = 110 - 3 = 107 cm ; f_{bc} = 14,20 MPa ;

σ_s = 348 MPa

A) Armatures longitudinales :

⊕ Sens « X-X » :

◆ Aux appuis : M_a^{max} = 238,14 KN.m

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{238,14 \cdot 10^6}{450 \times 1070^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,032$$

μ = 0,032 < μ_l = 0,392 ⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,032 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,984$$

Les armatures sont déterminées par la formule suivante :

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{238,14 \cdot 10^6}{0,984 \times 1070 \times 348} \quad A_u^a = 6,50 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm²

◆ **En travée :** $M_t^{\max} = 130,81 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{130,81 \cdot 10^6}{450 \times 1070^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,018$$

$\mu = 0,018 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (S.S.A)

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,018 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{130,81 \cdot 10^6}{0,991 \times 1070 \times 348} \quad A_u^t = 3,55 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6,15 cm²**

✚ Sens « Y-Y » :

◆ **Aux appuis :** $M_a^{\max} = 654,80 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{654,80 \cdot 10^6}{450 \times 1070^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,090$$

$\mu = 0,090 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (S.S.A)

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,090 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,953$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{654,80 \cdot 10^6}{0,953 \times 1070 \times 348} \quad A_u^a = 18,45 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA20 + 4HA16 = 20,61 cm²**

◆ **En travée :** $M_t^{\max} = 350,10 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{350,10 \cdot 10^6}{450 \times 1070^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,048$$

$\mu = 0,048 < \mu_l = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (S.S.A)

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,048 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,975$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{350,10 \cdot 10^6}{0,975 \times 1070 \times 348} \quad A_u^t = 9,64 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA20 = 12,57 cm²**

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ	Section	β	A _s (cm ²)	Ferraillage	A _{adopté} (cm ²)
X-X	Appui	238,14	0,032	SSA	0,984	6,50	4HA16 (filante)	8,04
	Travée	130,81	0,018	SSA	0,991	3,55	4HA14 (filante)	6,15
Y-Y	Appui	654,80	0,090	SSA	0,953	18,45	4HA20 (filante) + 4HA16 (chapeau)	20,61
	Travée	350,10	0,048	SSA	0,975	9,64	4HA20 (filante)	12,57

Tableau VII.15. Ferraillage des nervures

❖ Vérifications à L'ELU :

a. Condition de non fragilité :

La section des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 107 \times 2,1}{400} = 5,81 \text{ cm}^2$$

▪ Sens longitudinal :

* Aux appuis : A_a = 8,04 cm²/ml > A_{min} = 5,81 cm²/ml.....Condition vérifiée

* En travée : A_t = 6,15 cm²/ml > A_{min} = 5,81 cm²/ml.....Condition vérifiée

▪ Sens transversal :

* Aux appuis : A_a = 20,61 cm²/ml > A_{min} = 5,81 cm²/ml.....Condition vérifiée

* En travée : A_t = 12,57 cm²/ml > A_{min} = 5,81 cm²/ml.....Condition vérifiée

Donc les sections d'armatures adoptées sont supérieures à la section minimale.

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

▪ Sens longitudinal :

$$T_u^{max} = 304,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{304,05 \cdot 10^3}{450 \times 1070} \quad \tau_u = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}.....\text{Condition vérifiée}$$

▪ Sens transversal :

$$T_u^{\max} = 601,68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{601,68 \cdot 10^3}{450 \times 1070} \quad \tau_u = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :

(Art A6.1.3, BAEL 91/ modifié 99)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

Avec :

$\sum U_i$: La somme des périmètres utiles des barres ;

n : Nombre de barres.

▪ Sens longitudinal :

$$4\text{HA}16 \rightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3,14 \times 16 = 200,96 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{304,05 \cdot 10^3}{0,9 \times 1070 \times 200,96} \quad \tau_{se} = 1,57 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

▪ Sens transversal :

$$4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 \rightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = (4 \times 3,14 \times 20) + (4 \times 3,14 \times 16) = 452,16 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{601,68 \cdot 10^3}{0,9 \times 1070 \times 452,16} \quad \tau_{se} = 1,38 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

B) Armatures transversales : (Art A 7.2.2, BAEL 91/modifié 99)

➤ Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{1 \max}}{3} = \frac{20}{3} \rightarrow \emptyset_t \geq 6,67 \text{ mm}$$

Soit: $\emptyset = 10 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier de : $\emptyset = 10 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h_n}{4}; 12\phi_{l\min}\right\} = \min\left\{\frac{110}{4} \text{ cm}; 12 \times 1,4\right\} = \min\{27,50; 16,80\} = 16,80 \text{ cm}$$

Avec : ϕ_l le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

On opte pour : $S_t = 15 \text{ cm}$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_n}{4} = \frac{110}{4} = 27,5 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales minimales : (Art 7.5.2.2 du RPA 99/version 2003)**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0,3\% \times S_t \times b$$

• **En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

• **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,70 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

C) Armatures de peau : (Art 4.5.34, BAEL 91/modifié 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 égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 110 cm , donc la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 2,73 \text{ cm}^2$$

Soit : $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$

❖ Vérification à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

• Dans l'acier :

On doit s'assurer que :

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \quad \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 \quad \text{Avec: } \beta_1 \text{ et } K_1 \text{ sont en fonction de } \rho_1$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \text{Avec: } b = 45 \text{ cm ; } d = 107 \text{ cm}$$

• Dans le béton :

On doit s'assurer que :

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

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

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad ; \text{ Donc: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
X-X	Appui	144,00	8,04	0,167	0,933	59,63	179,41	348	3,01	15	CV
	Travée	79,18	6,15	0,127	0,941	69,75	127,87	348	1,83	15	CV
Y-Y	Appui	398,76	20,61	0,428	0,900	35,00	200,91	348	5,74	15	CV
	Travée	213,27	12,57	0,261	0,919	46,73	172,54	348	3,69	15	CV

Tableau VII.16. Vérification des contraintes dans les aciers et le béton

Conclusion :

Le ferrailage des nervures est récapitulé dans le tableau suivant :

	Zone	Ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
Sens longitudinal	Appui	4HA16 (filante)	8,04
	Travée	4HA14 (filante)	6,15
Sens transversal	Appui	4HA20 (filante) + 4HA16 (chapeau)	20,61
	Travée	4HA20 (filante)	12,57

Tableau VII.17. Récapitulatif de ferrailage des nervures

A circular inset image showing a construction site. In the foreground, there is a dense grid of steel reinforcement bars (rebar) held together by wooden formwork panels. The rebar is arranged in a rectangular pattern, with vertical bars connected to horizontal bars. The formwork consists of light-colored wooden panels that create a mold for the concrete. In the background, a partially completed concrete wall is visible, and beyond that, there is a grassy hillside under a clear sky. The overall scene is a typical construction site for a foundation or wall.

Chapitre VIII :

Etude du mur

plaque

Introduction :

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6 m, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1 cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

VIII.1. Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de **20 cm**.

VIII.2. Détermination des sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

2.1. Méthode de RANKINE :

En plus des hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope ;
- Condition de déformation plane ;
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB ;
- Massif à surface libre plane.

RANKINE (1857) avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif, en résumé dans ces hypothèses :

($\lambda = \delta = \beta = 0$) !!!

Type de sol	Poussée	Butée
Sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v$	$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v$
Sol cohérent ($\varphi_u = 0, c_u \neq 0$)	$\sigma_a = \sigma_v - 2 \cdot c_u$	$\sigma_a = \sigma_v + 2 \cdot c_u$
Sol frottant et cohérent ($\varphi \neq 0, c \neq 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$	$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$

Tableau VIII.1. Contraintes dans un massif

Avec :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow \text{Pour la poussée}$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow \text{Pour la butée}$$

Dans notre cas on a un sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$), donc le voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V \quad ; \quad K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec :

σ_H : Contrainte horizontale ;

σ_V : Contrainte verticale ;

K_a : Coefficient de poussée des terres ;

φ : Angle de frottement interne.

2.2. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)

Contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$

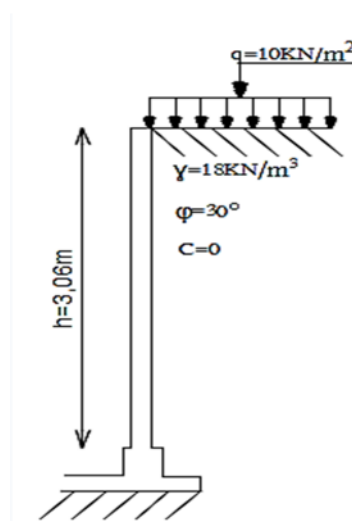


Figure VIII.1. Schéma statique du mur plaque de l'entre sol

2.3. Calcul des sollicitations :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) \quad K_a = 0,333$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot h + q \rightarrow 0 < h < 3,06 \text{ m}$$

➤ A l'ELU :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_v \quad \text{Avec : } \sigma_v = (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q)$$

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_v = K_a \cdot (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q)$$

$$h = 0 \quad \sigma_{H1} = 0,333 \times (1,5 \times 10) \quad \sigma_{H1} = 5,00 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \quad \sigma_{H2} = 0,333 \times (1,35 \times 18 \times 3,06 + 1,5 \times 10) \quad \sigma_{H2} = 29,756 \text{ KN/m}^2$$

➤ A l'ELS :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_v \quad \text{Avec : } \sigma_v = (\gamma \cdot h + q)$$

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_v = K_a \cdot (\gamma \cdot h + q)$$

$$h = 0 \quad \sigma_{H1} = 0,333 \times 10 \quad \sigma_{H1} = 3,33 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \quad \sigma_{H2} = 0,333 \times (18 \times 3,06 + 10) \quad \sigma_{H2} = 21,672 \text{ KN/m}^2$$

2.4. Diagrammes des contraintes :

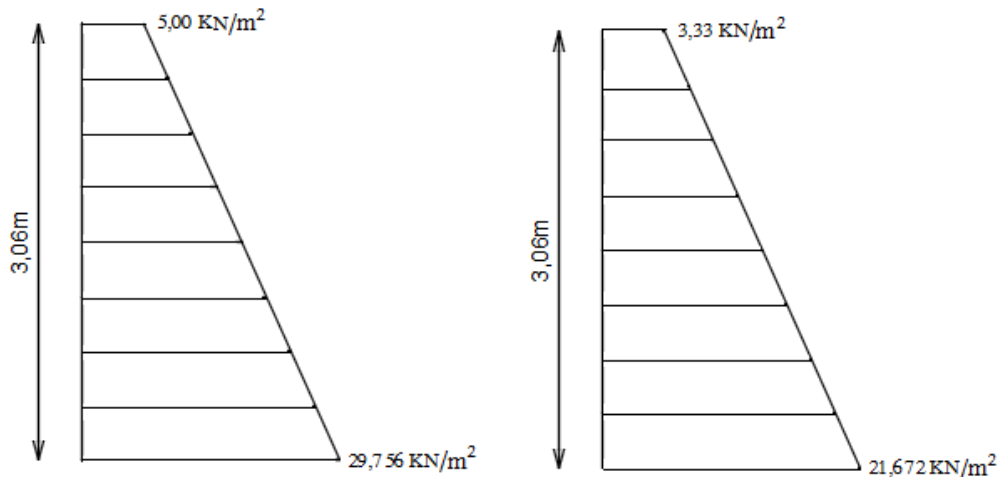


Figure VIII.2. Diagrammes des contraintes aux états limites

La charge moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

A l'ELU :

$$q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 29,756 + 5,00}{4} \quad q_u = 23,57 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 21,672 + 3,33}{4} \quad q_s = 17,09 \text{ KN/ml}$$

VIII.3. Ferrailage du mur plaque :

3.1. Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrees sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

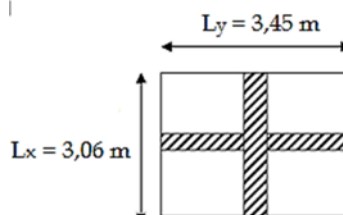
Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

➤ Identification des panneaux :

$$L_x = 3,06 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 3,45 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{3,45} = 0,88$$

$0,40 \leq \rho = 0,88 \leq 1 \implies$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens



3.2. Calcul à l'ELU :

3.2.1. Calcul des moments M_x et M_y :

$$M_x = \mu_x q_u \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\text{On a : } \rho = 0,88 \text{ et } \nu = 0 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

$$q_u = 23,57 \text{ KN/ml}$$

On obtient :

$$M_{0x} = \mu_x q_u \cdot L_x^2 = 0,0478 \times 23,57 \times (3,06)^2 \quad M_{0x} = 10,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x = 0,740 \times 10,55 \quad M_{0y} = 7,81 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$\frac{M_{0y}}{M_{0x}} \geq 0,25 \quad \frac{7,81}{10,55} = 0,74 > 0,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3.2.2. Correction des moments :

♦ Sens « X-X » :

$$\text{Aux appuis : } M_a = (-0,5) \cdot M_{0x} = (-0,5) \times 10,55 = -5,28 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 \cdot M_{0x} = 0,75 \times 10,55 = 7,91 \text{ KN.m}$$

♦ Sens « Y-Y » :

$$\text{Aux appuis : } M_a = (-0,5) \cdot M_{0x} = (-0,5) \times 10,55 = -5,28 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 \cdot M_{0y} = 0,75 \times 7,81 = 5,86 \text{ KN.m}$$

3.2.3. Calcul des efforts tranchants :

* Au milieu de L_x :

$$T_u = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{3 \cdot L_y} = \frac{23,57 \times 3,06 \times 3,45}{3 \times 3,45} \quad T_u = 24,04 \text{ KN}$$

* Au milieu de L_y :

$$T_u = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{(2 \cdot L_y + L_x)} = \frac{23,57 \times 3,06 \times 3,45}{(2 \times 3,45 + 3,06)} \quad T_u = 24,98 \text{ KN}$$

3.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 20 cm d'épaisseur.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

🚦 Sens « X-X » :

1- Aux appuis : $M_a = 5,28 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,28 \cdot 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,012$$

$\mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$$

Les armatures sont déterminées par la formule suivante :

$$A_{st}^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,28 \cdot 10^6}{0,994 \times 170 \times 348} \quad A_{st}^a = 0,90 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** ; avec un espacement : **S_t = 25 cm**

2- En travée : $M_t = 7,91 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,91 \cdot 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,020$$

$\mu = 0,020 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,020 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,990$$

Les armatures sont déterminées par la formule suivante :

$$A_{st}^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,91 \cdot 10^6}{0,990 \times 170 \times 348} \quad A_{st}^t = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** ; avec un espacement : **S_t = 25 cm**

🚦 Sens « Y-Y » :

1- Aux appuis : $M_a = 5,28 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,28 \cdot 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14,2} \quad \mu = 0,012$$

$\mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$$

Les armatures sont déterminées par la formule suivante :

$$A_{st}^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,28 \cdot 10^6}{0,994 \times 170 \times 348} \quad A_{st}^a = 0,90 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** ; avec un espacement : **S_t = 25 cm**

2- En travée : $M_t = 5,86 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2} = d_x - \emptyset_x = 170 - 10 = \mathbf{160 \text{ mm}}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,86 \cdot 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} \quad \mu = \mathbf{0,016}$$

$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Du tableau (pierre Charon) on tire β :

$$\mu = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,992$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,86 \cdot 10^6}{0,992 \times 160 \times 348} \quad A_{st}^t = \mathbf{1,06 \text{ cm}^2}$$

Soit : $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$; avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	Obs	β	A_{st} (cm^2)	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)	S_t (cm)
X-X	Appui	5,28	0,012	SSA	0,994	0,90	4HA10	3,14	25
	Travée	7,91	0,020	SSA	0,990	1,35	4HA10	3,14	25
Y-Y	Appui	5,28	0,012	SSA	0,994	0,90	4HA10	3,14	25
	Travée	5,86	0,016	SSA	0,992	1,06	4HA10	3,14	25

Tableau VIII.2. Ferrailage du mur plaque

♦ **Recommandations du RPA : (Art 10.1.2)**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (Horizontal et vertical) ;
 - * $A \geq 0,001b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = \mathbf{2 \text{ cm}^2}$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (4) épingles/m² de HA8

✓ Sens « X-X » :

* **Aux appuis** : $A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > 2 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

* **En travée** : $A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > 2 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

✓ Sens « Y-Y » :

* **Aux appuis** : $A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > 2 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

* **En travée** : $A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > 2 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

3.4. Vérifications à l'ELU :

1. Condition de non fragilité : (Art B.7.4, BAEL 91/modifié 99)

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

♦ Armatures suivant le sens de L_x :

$$\omega_x = \frac{A_{min}}{b \cdot h} \geq \omega_0 \cdot \frac{3 - \rho}{2} \Rightarrow A_{min} \geq \omega_0 \cdot \frac{3 - \rho}{2} \cdot b \cdot h$$

Avec :

ω_0 : Taux de pourcentage d'acier minimal réglementaire ;

$\omega_0 = 0,001$ (Art 10.1.2 du RPA 99/version 2003)

$A_{min} = \omega_0 \cdot \frac{3 - \rho}{2} \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 \times \frac{3 - 0,88}{2}$ $A_{min} = 2,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$

* Aux appuis : $A_a^x = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$Condition vérifiée

* En travée : $A_t^x = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$Condition vérifiée

♦ Armatures parallèles suivant le sens de L_y :

$$\omega_y = \frac{A_{min}}{b \cdot h} \geq \omega_0 \Rightarrow A_{min} \geq \omega_0 \cdot b \cdot h$$

$A_{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20$ $A_{min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

* Aux appuis : $A_a^y = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$Condition vérifiée

* En travée : $A_t^y = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$Condition vérifiée

2. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL 91/modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$\bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5}$ $\bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$

$T_u^{max} = 24,98 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{24,98 \cdot 10^3}{1000 \times 170}$ $\tau_u = 0,15 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$Condition vérifiée

3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

(Art A6.1.3, BAEL 91/modifié 99)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$ Avec : $\psi_s = 1,5$ pour les aciers HA

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

Calcul de τ_{se} :

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,20 \text{ mm}$$

Avec :

ΣU_i : La somme des périmètres utiles des barres tendues ;

n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} = \frac{24,98 \cdot 10^3}{0,9 \times 170 \times 94,20} \quad \tau_{se} = 1,73 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,73 \text{ MPa} < \tau_u = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification des espacements des barres :

(Art A.8.2-4-2, BAEL 91/modifié 99)

▪ Sens « X-X »:

$$S_t \leq \min\{2h; 25 \text{ cm}\} = \min\{2 \times 20 ; 25\} = \min\{40 ; 25\} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ Sens « Y-Y »:

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = \min\{3 \times 20 ; 33\} = \min\{60 ; 33\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

5. Diamètre maximal des barres : (Art A.8.2-4-2, BAEL 91/modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\varnothing \leq \varnothing_{\max} = \frac{h}{10}$$

$$\varnothing = 10 \text{ mm} \leq \varnothing_{\max} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\varnothing = 10 \text{ mm} < \varnothing_{\max} = 20 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3.5. Calcul à l'ELS :

3.5.1. Calcul des moments M_x et M_y :

$$M_x = \mu_x q_s \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\text{On a : } \rho = 0,88 \text{ et } \nu = 0,2 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0549 \\ \mu_y = 0,818 \end{cases}$$

$$q_s = 17,09 \text{ KN/ml}$$

On obtient :

$$M_{0x} = \mu_x q_s \cdot L_x^2 = 0,0549 \times 17,09 \times (3,06)^2 \quad M_{0x} = 8,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x = 0,818 \times 8,79 \quad M_{0y} = 7,19 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$\frac{M_{0y}}{M_{0x}} \geq 0,25 \quad \frac{7,19}{8,79} = 0,82 > 0,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3.5.2. Correction des moments :

♦ Sens « X-X » :

Aux appuis : $M_a = (-0,5) \cdot M_{0x} = (-0,5) \times 8,79 = -4,40 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 \cdot M_{0x} = 0,75 \times 8,79 = 6,60 \text{ KN.m}$

♦ Sens « Y-Y » :

Aux appuis : $M_a = (-0,5) \cdot M_{0x} = (-0,5) \times 8,79 = -4,40 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 \cdot M_{0y} = 0,75 \times 7,19 = 5,40 \text{ KN.m}$

3.6. Vérification à l'ELS :

1. Vérification des contraintes :

• Contrainte dans le béton :

On doit s'assurer que: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 \quad \text{Avec: } \beta_1 \text{ et } K_1 \text{ sont en fonction de } \rho_1$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \quad ; \quad K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
X-X	Appui	4,40	3,14	0,185	0,930	56,43	88,63	1,57	15	CV
	Travée	6,60	3,14	0,185	0,930	56,43	132,95	2,36	15	CV
Y-Y	Appui	4,40	3,14	0,185	0,930	56,43	88,63	1,57	15	CV
	Travée	5,40	3,14	0,185	0,930	56,43	108,77	1,93	15	CV

Tableau VIII.3. Vérification des contraintes dans le béton

2. Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

Avec :

h : Hauteur totale ;

L : Portée entre nu d'appui ;

d : Hauteur utile de la section droite ;

b : Largeur de la section ;

M₀ : Moment fléchissant max dans la travée isostatique ;

M_t : Moment fléchissant max en travée ;

A : Section des armatures tendues.

On a : $q_s = 17,09 \text{ KN/ml}$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 17,09 \times \frac{3,06^2}{8} = 20 \text{ KN.m}$$

On aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{306} = 0,0653 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right. \quad 0,0653 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,14}{100 \times 17} = 0,0018 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right. \quad 0,0018 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{306} = 0,0653 \\ \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{6,60}{10 \times 20} = 0,033 \end{array} \right. \quad 0,0653 > 0,033 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

- Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- L'épaisseur du mur plaque est de 20 cm

- Le calcul est fait pour une bande de 1m

Ferraillage du Mur plaque :

❖ Sens « X-X » :

Aux appuis : 4HA10/ml ; avec un espacement de 25 cm

En travée : 4HA10/ml ; avec un espacement de 25 cm

❖ Sens « Y-Y » :

Aux appuis : 4HA10/ml ; avec un espacement de 25 cm

En travée : 4HA10/ml ; avec un espacement de 25 cm

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, toute en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériens.

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme par exemple : SOCOTEC ou encore ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Ce travail est un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous espérons, par le biais de ce modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

Bibliographie

Règlements :

- ✚ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003
- ✚ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93
- ✚ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91/modifié 99
- ✚ Document technique réglementaire (DTR.B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

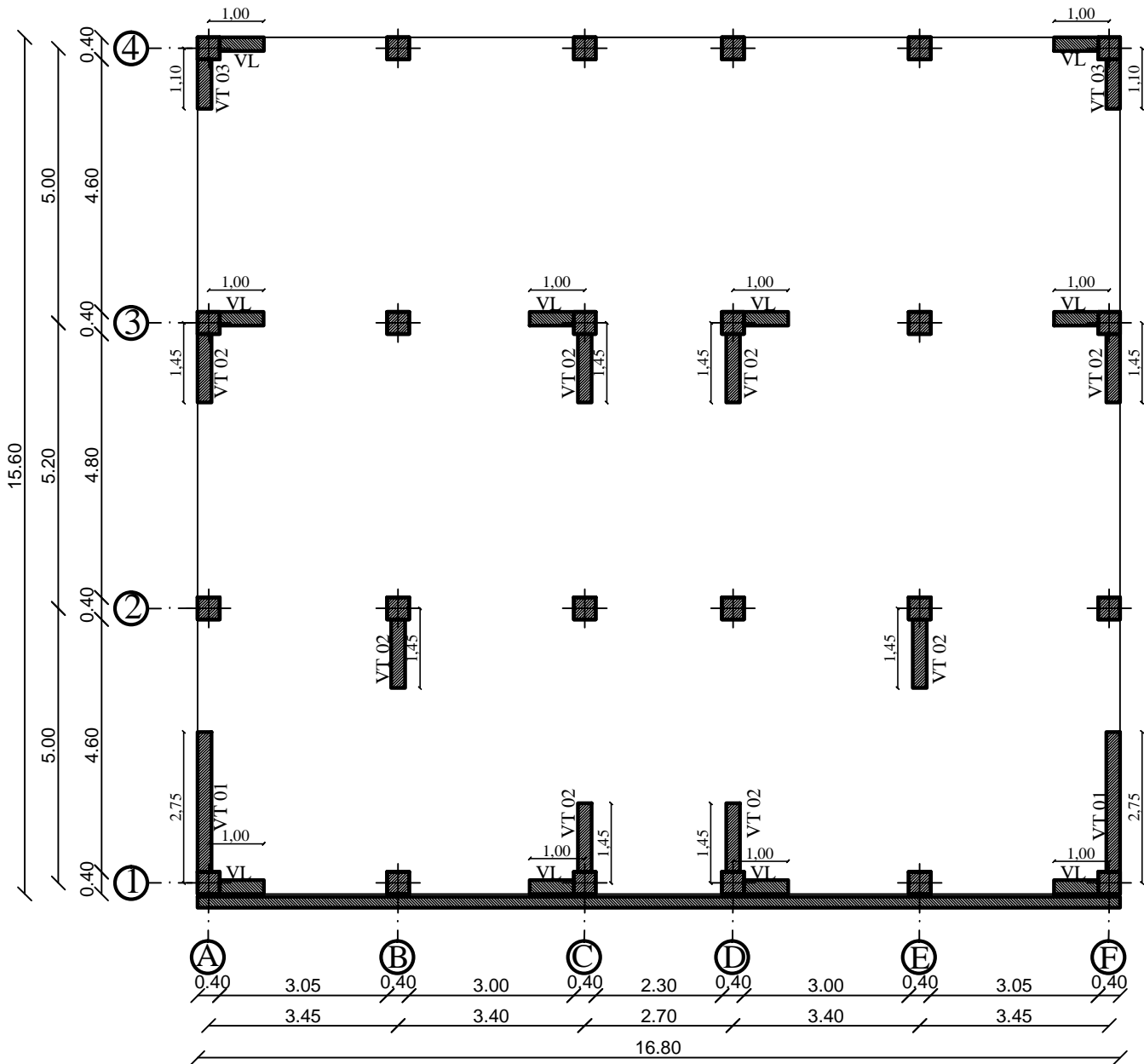
Ouvrages :

- ✚ Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER)
- ✚ Calcul des ouvrages en béton armé M. BELAZOUGUI
- ✚ Les cloisons et les escaliers Gérard Calvat
- ✚ Formulaire du béton armé de Victor DAVIDOVICI (Tome 1 et 2)
- ✚ Les abaques de PIGEAUD et table de calcul à l'ELU et l'ELS
- ✚ Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire (Béton, MDS, RDM, DDS, MC et Bâtiments)
- ✚ Mémoires de fin d'étude « Ingénieur en Génie - Civil » des promotions précédentes.

Logiciels :

- ✚ Logiciel d'analyse des structures ETABS 9.6.0
- ✚ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ✚ Logiciel de dessin AUTOCAD 2014
- ✚ EXCEL 2007
- ✚ WORD 2007

Recherche globale sur internet



DISPOSITION DES VOILES

*Les Voiles Longitudinaux:

VL = 1.00 m

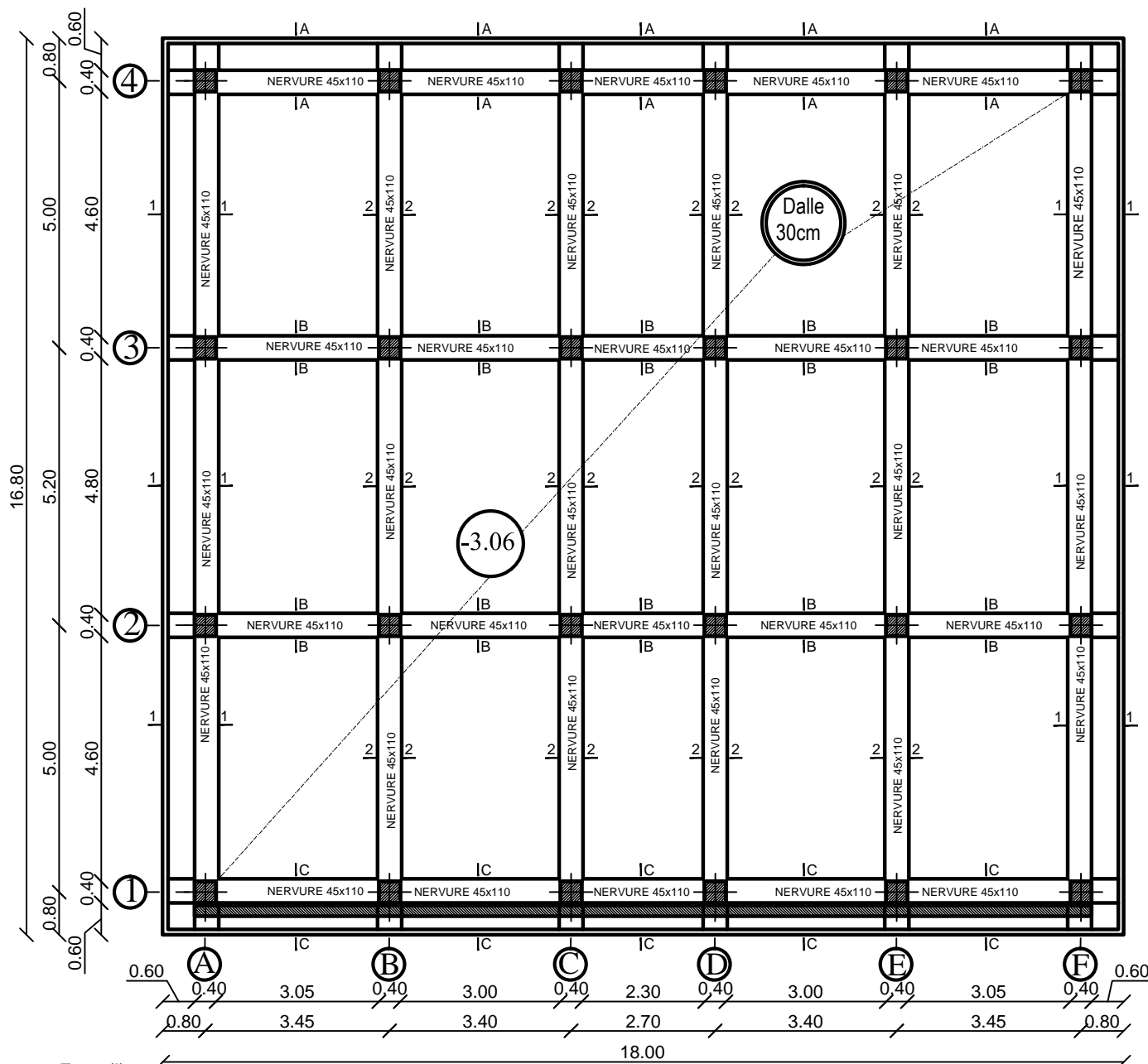
*Les Voiles Transversaux :

VT 01 = 2.75m

VT 02 = 1.45m

VT 03 = 1.10m

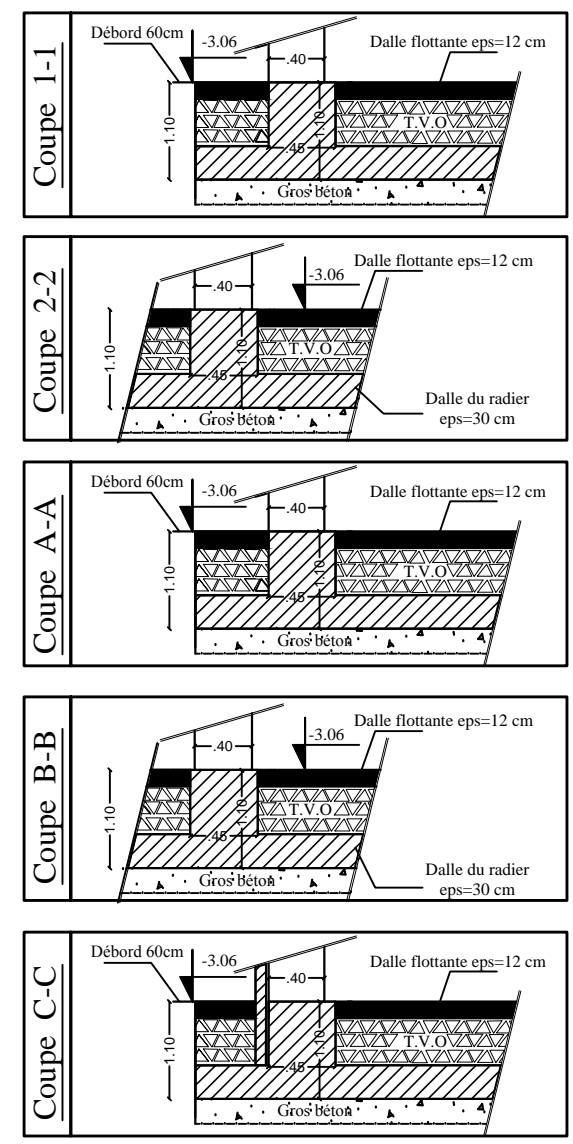
UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service		
Titre : Disposition des voiles		Plan N°: 01
Etudié par : -M ^{lle} HARBANE Ferroudja -M ^{lle} IMRAHENE Djamilia	Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S	Promotion: 2020-2021



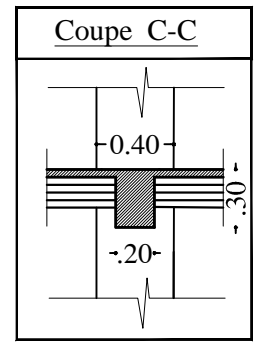
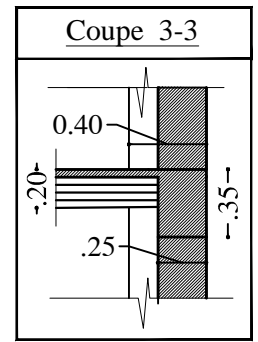
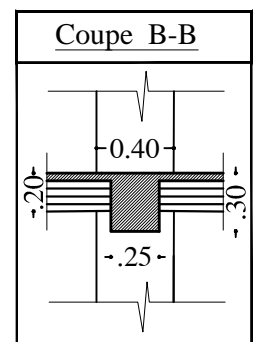
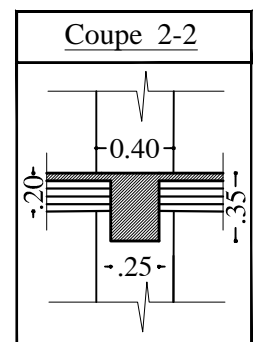
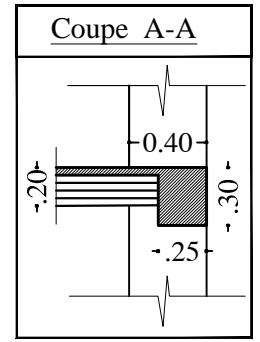
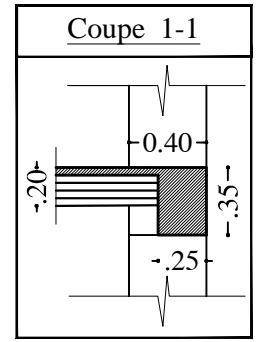
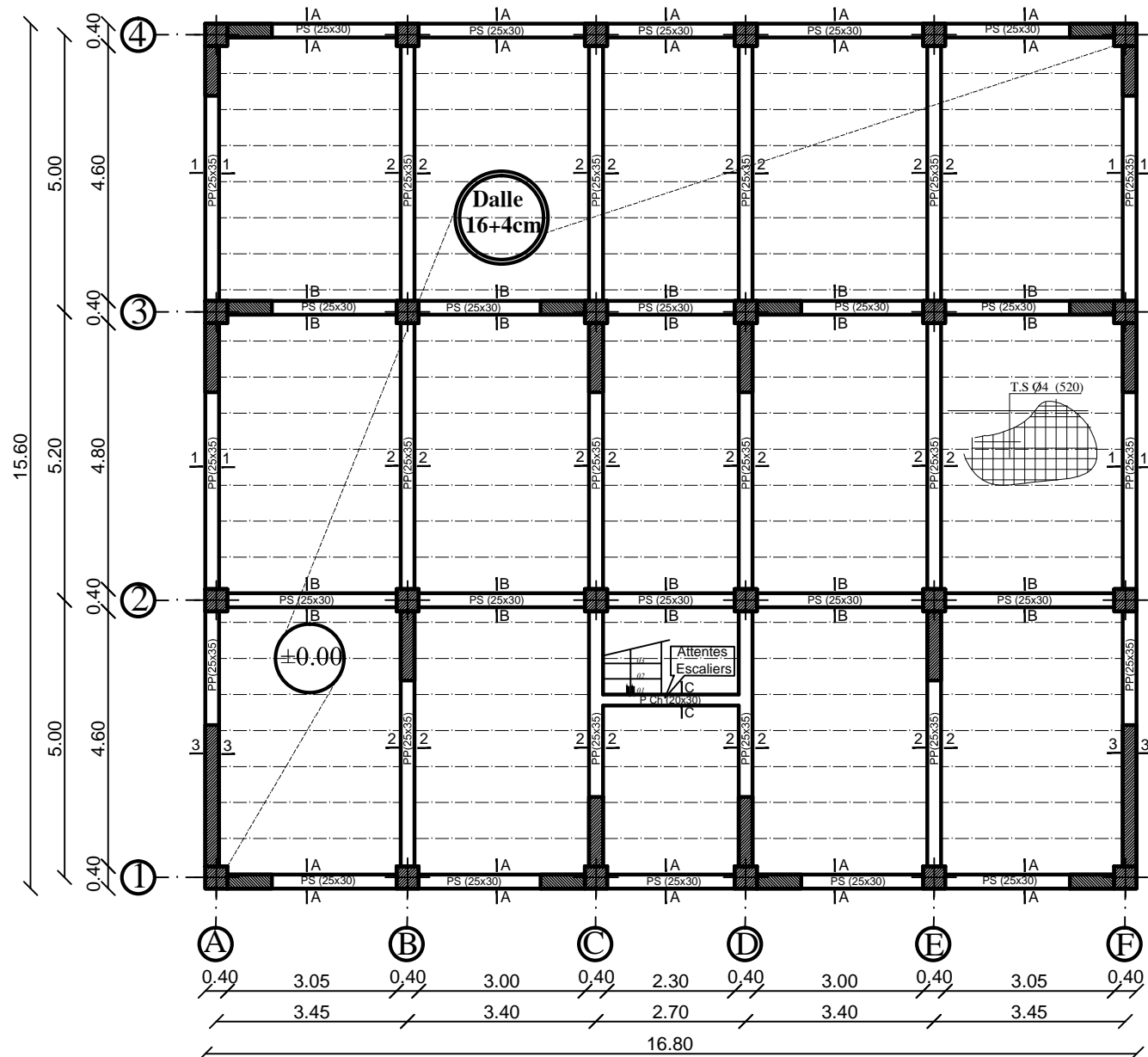
- Zone: (I)
- Poteaux : (40X40)
 - Nervure : (45X110)
 - Débord : 60cm
 - Dalle flottante : ep=12cm
 - Dalle de radier : ep=30cm

PLAN DE FONDATIONS

NIV: -3.06



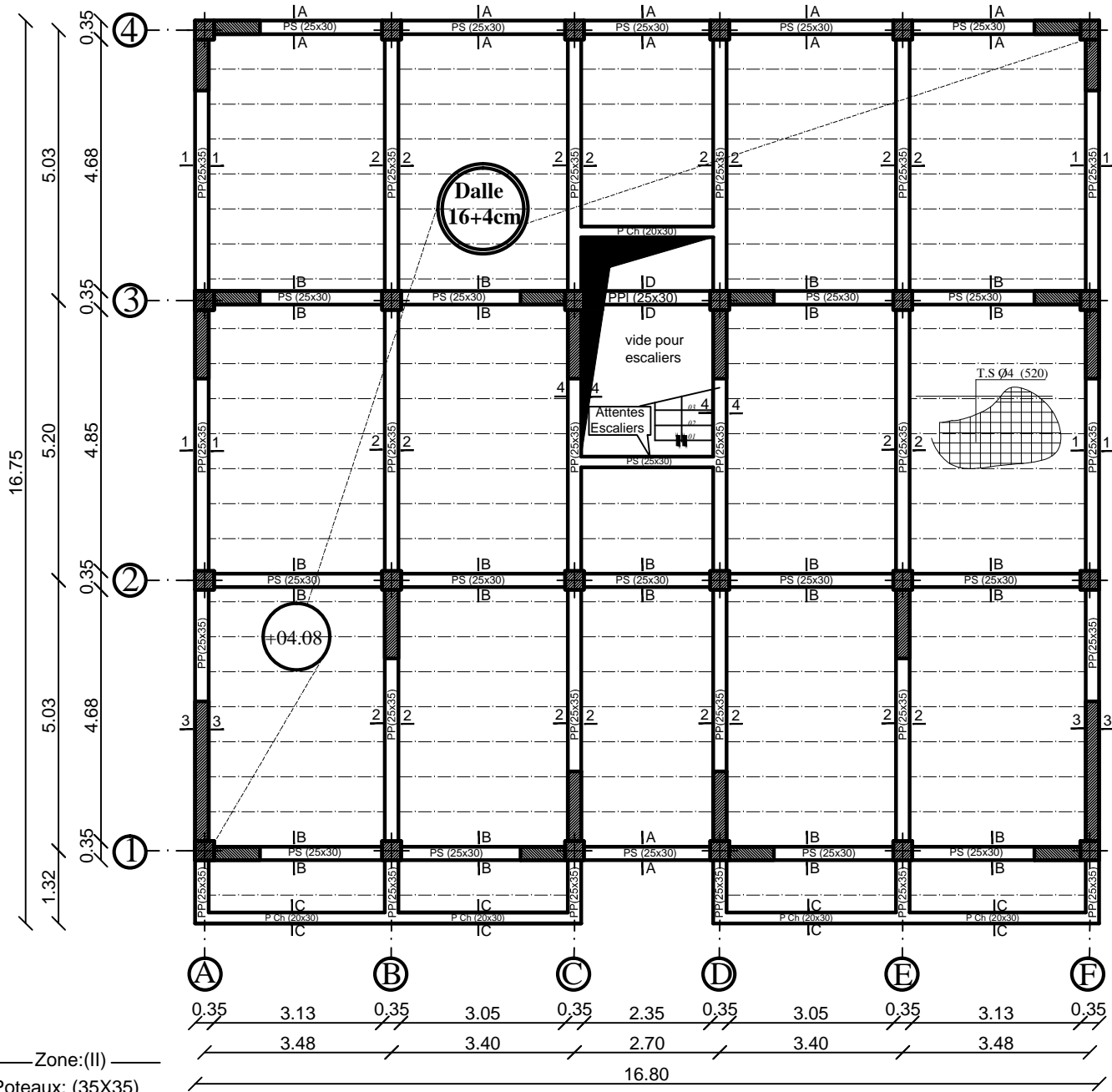
UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU		
Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service		
Titre : Plan de fondations NIV: -3.06		Plan N°: 02
Etudié par : -M ^{lle} HARBANE Ferroudja -M ^{lle} IMRAHENE Djamilia	Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S	Promotion: 2020-2021



- Zone: (I)
- Poteaux : (40X40)
 - Dalle (CC) : ep=20cm
 - Poutres principales : (25X35)
 - Poutres secondaires : (25X30)

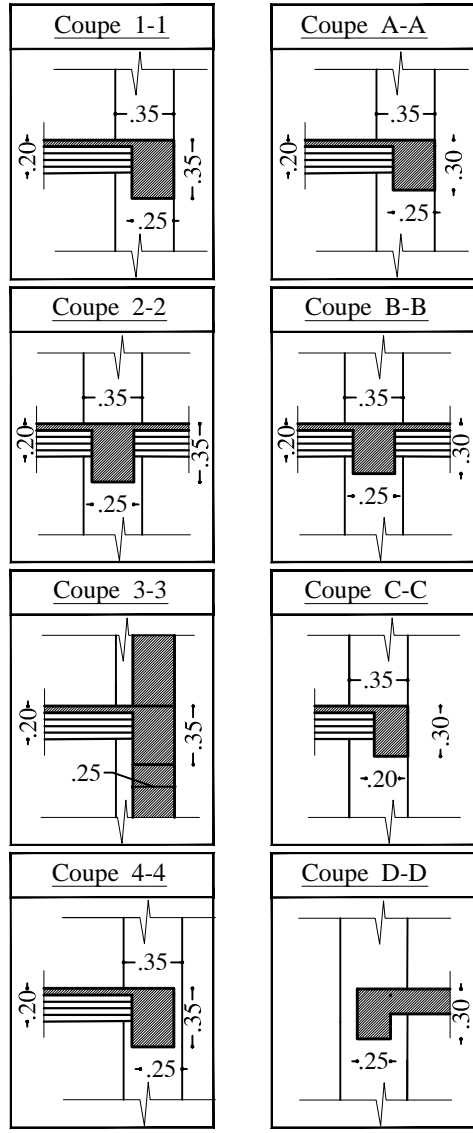
PLAN DE COFFRAGE
NIV: ±0.00

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service		
Titre : Plan de coffrage NIV: ±0.00		Plan N°: 03
Etudié par : -M ^{lle} HARBANE Ferroudja -M ^{lle} IMRAHENE Djamilia	Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S	Promotion: 2020-2021

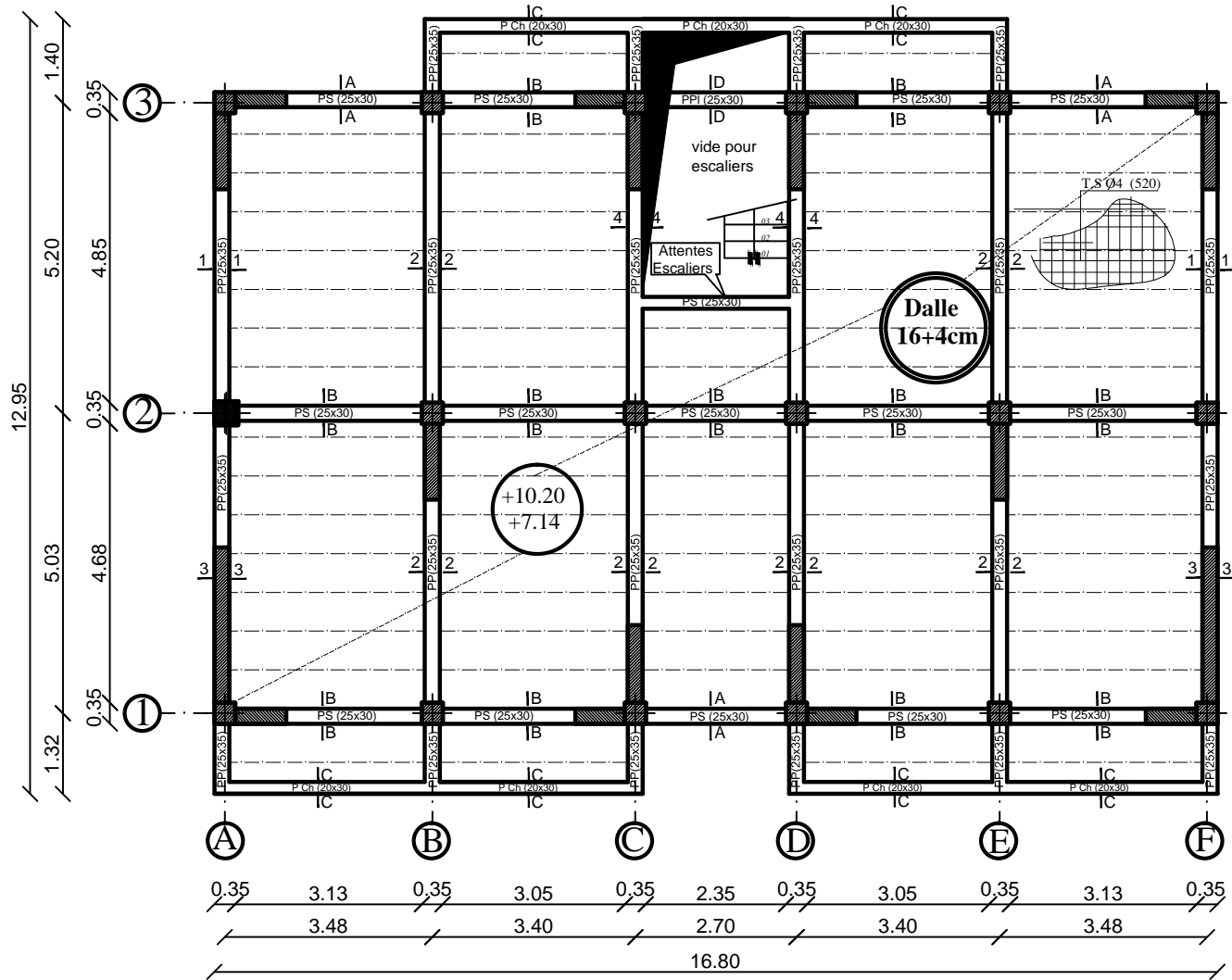


PLAN DE COFFRAGE

NIV: +04.08

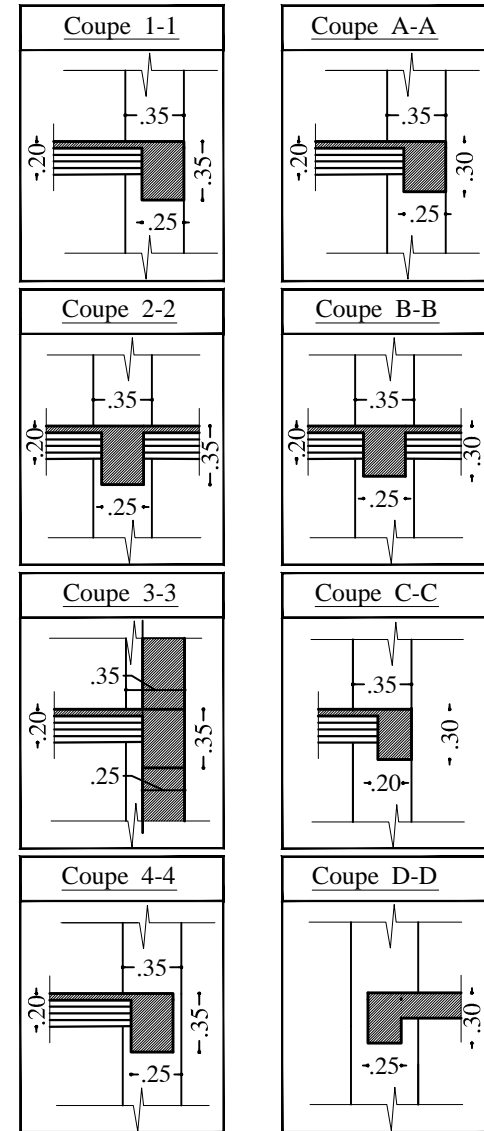


UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service		
Titre : Plan de coffrage NIV: +04.08		Plan N°: 04
Etudié par : -M ^{lle} HARBANE Ferroudja -M ^{lle} IMRAHENE Djamilia	Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S	Promotion: 2020-2021

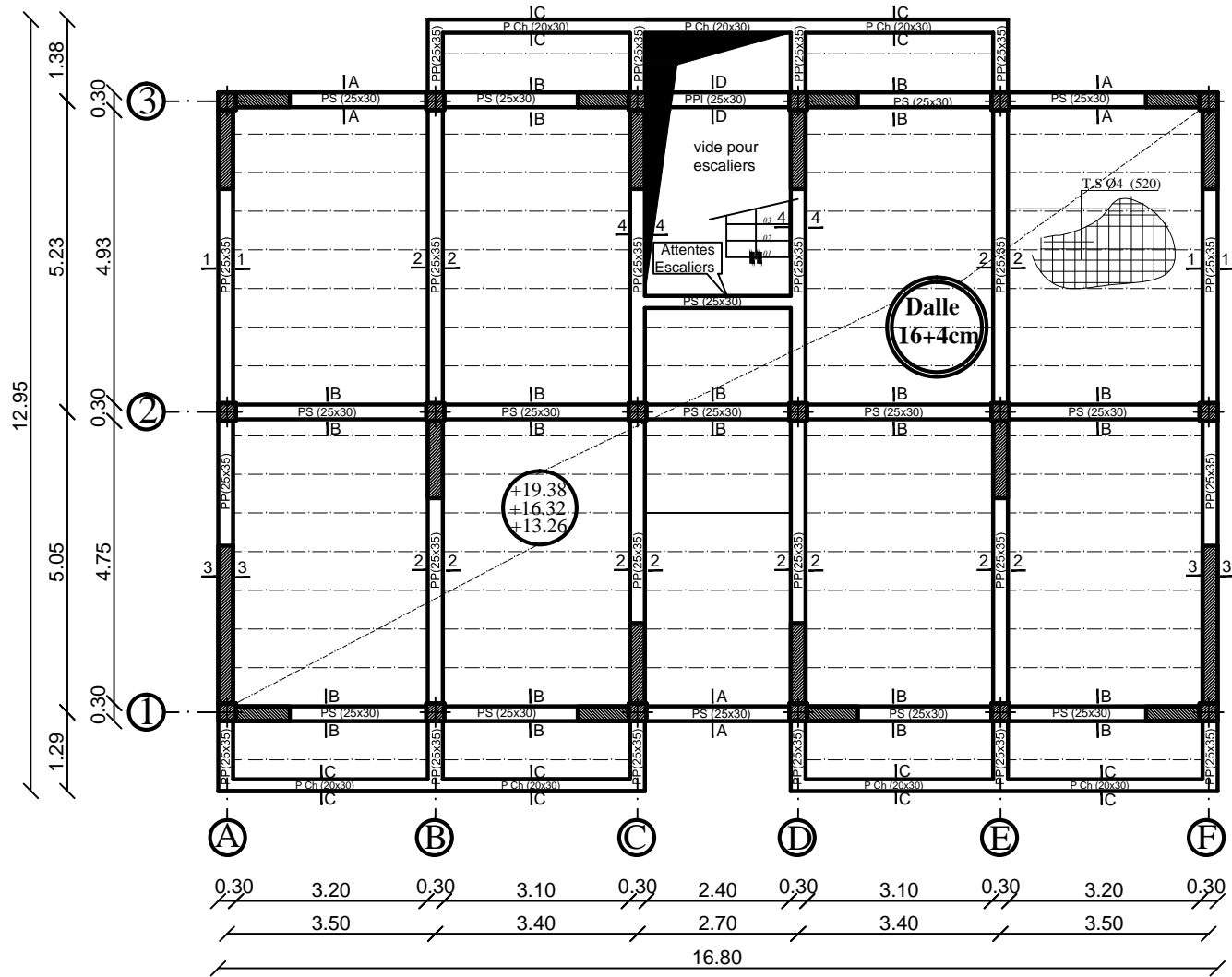


PLAN DE COFFRAGE
NIV: +7.14 ;+10.20

- Zone:(II) —
- Poteaux : (35X35)
 - Dalle (CC) : ep=20cm
 - Poutres principales : (25X35)
 - Poutres secondaires : (25X30)

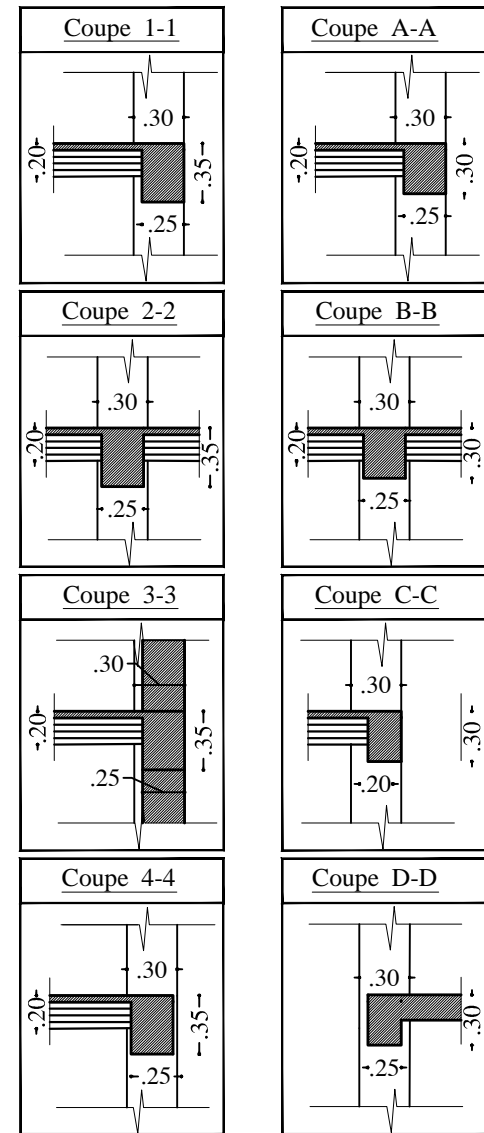


UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU		
Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service		
Titre : Plan de coffrage NIV: +7.14 ;+10.20		Plan N°: 05
Etudié par : -M ^{lle} HARBANE Ferroudja -M ^{lle} IMRAHENE Djamilia	Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S	Promotion: 2020-2021

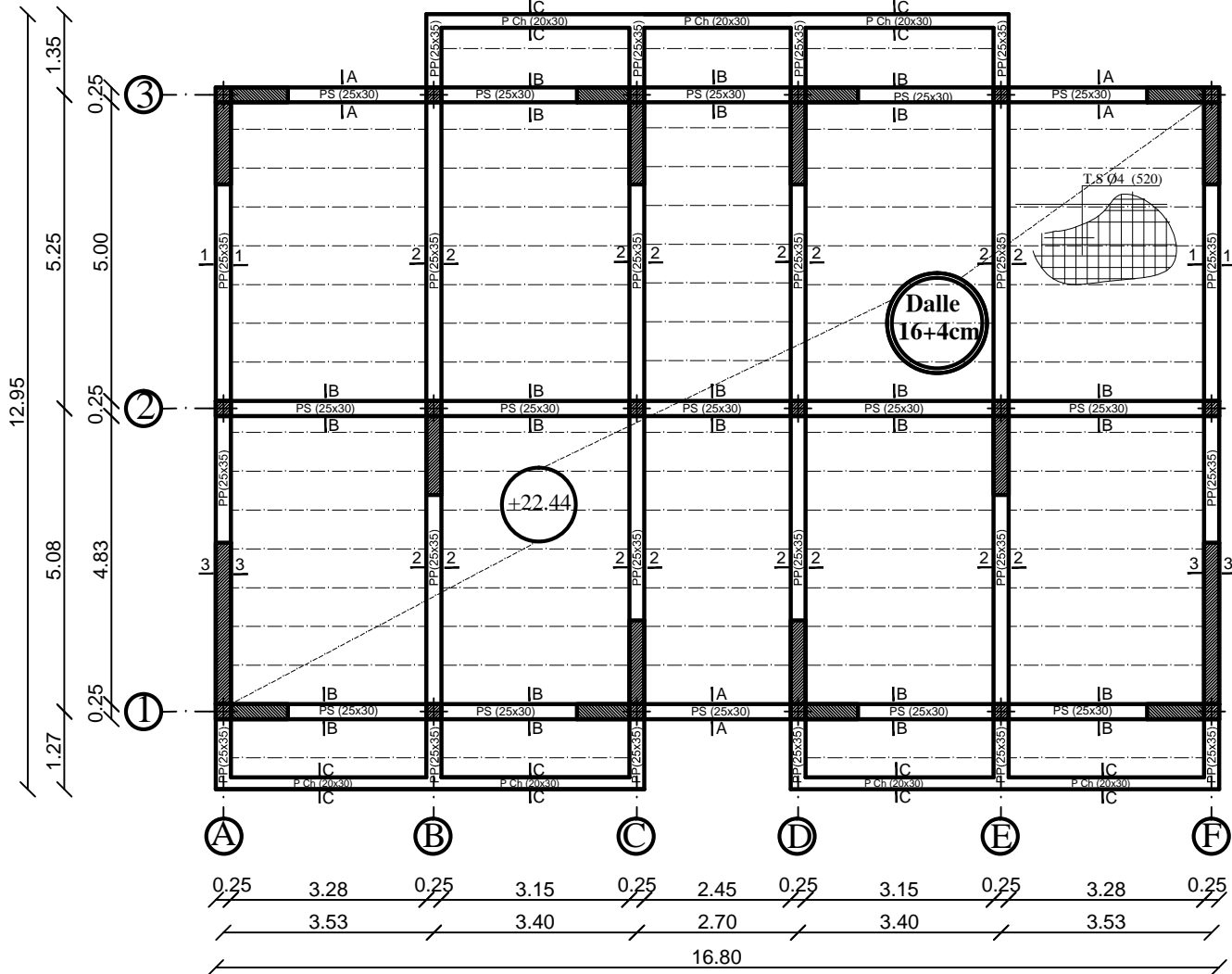


PLAN DE COFFRAGE
NIV: +13.26 ;+16.32;+19.38

- Zone:(III) —
- Poteaux : (30X30)
 - Dalle (CC) : ep=20cm
 - Poutres principales : (25X35)
 - Poutres secondaires : (25X30)



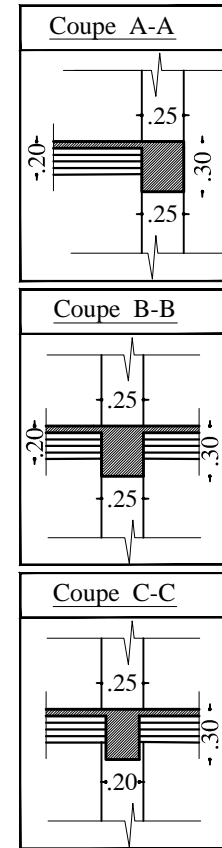
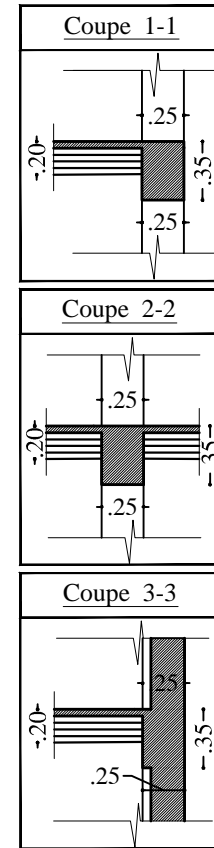
UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU		
Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service		
Titre : plan de coffrage NIV:+13.26 ;+16.32;+19.38		Plan N°: 06
Etudié par : -M ^{lle} HARBANE Ferroudja -M ^{lle} IMRAHENE Djamilia	Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S	Promotion: 2020-2021



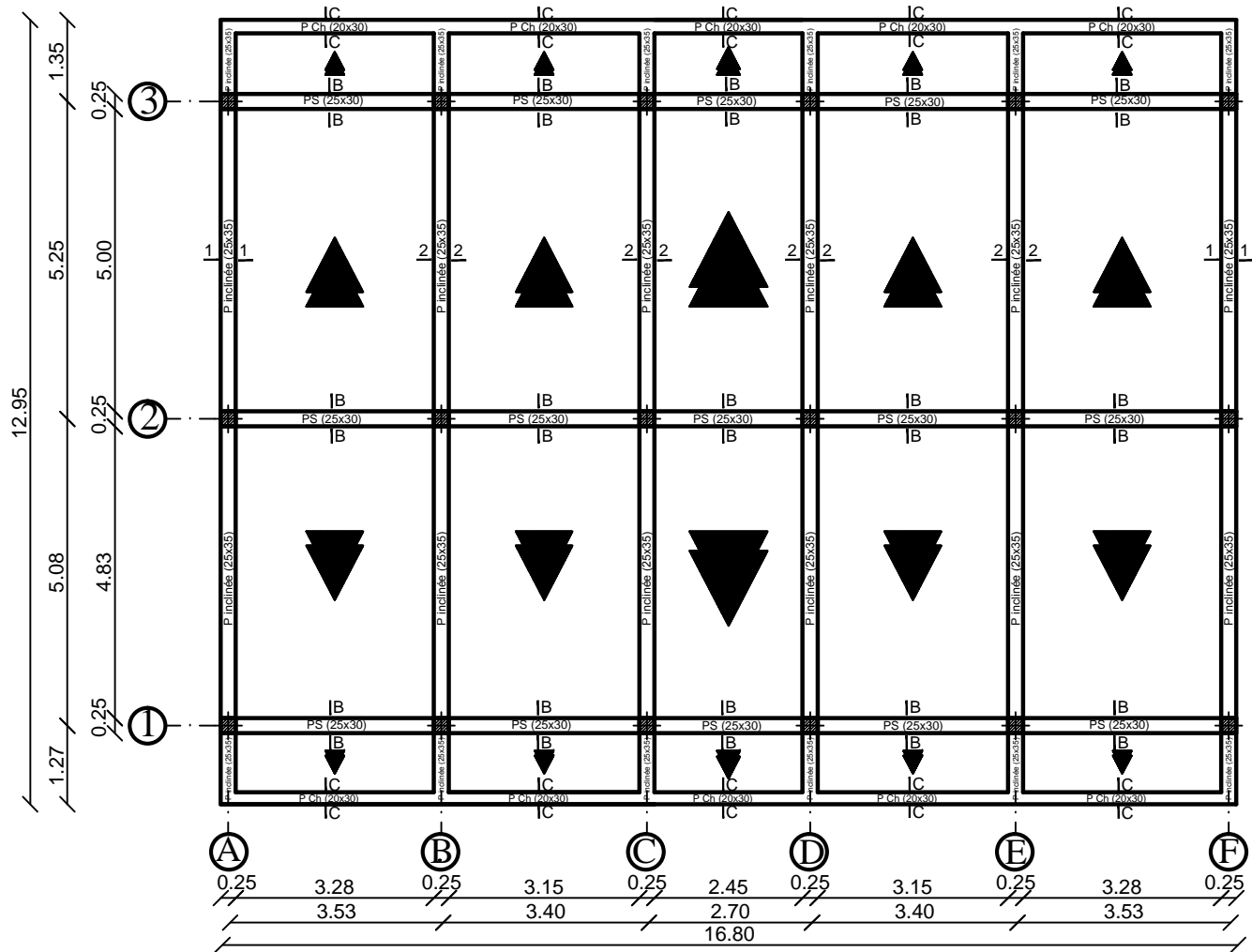
PLAN DE COFFRAGE

NIV: +22.44

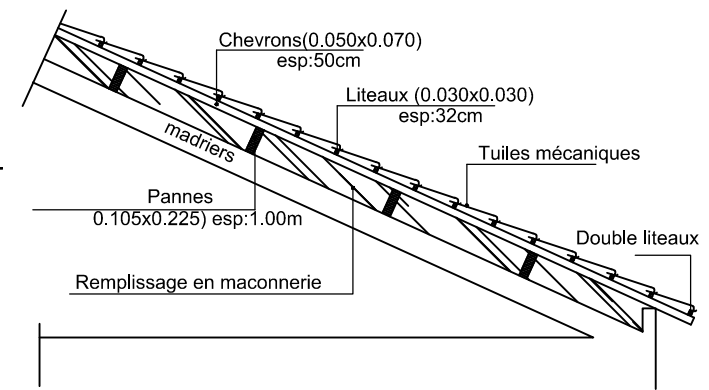
- Zone:(III) —
- Poteaux : (25X25)
 - Dalle (CC) : ep=20cm
 - Poutres principales : (25X35)
 - Poutres secondaires : (25X30)



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service		
Titre : Plan de coffrage NIV: +22.44		Plan N°: 07
Etudié par : -M ^{lle} HARBANE Ferroudja -M ^{lle} IMRAHENE Djamilia	Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S	Promotion: 2020-2021

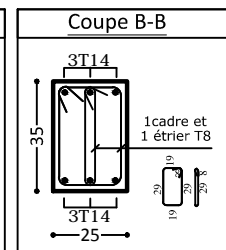
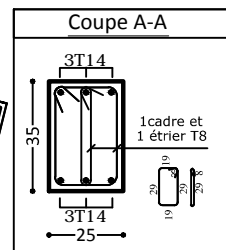
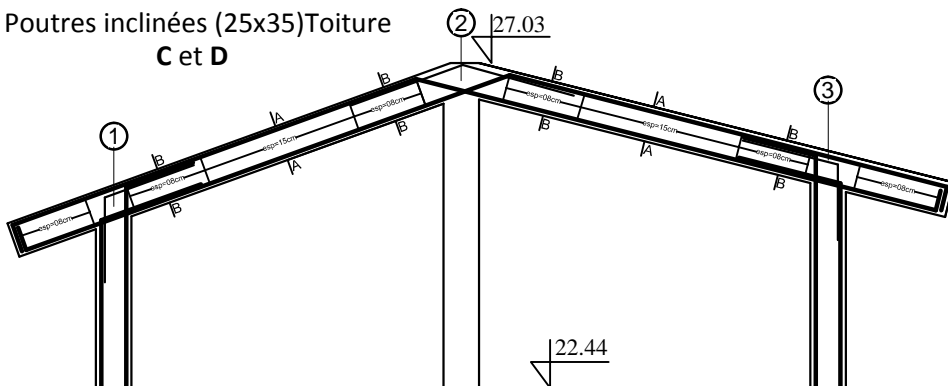


PLAN DE COFFRAGE CHARPENTE NIV : +27.03

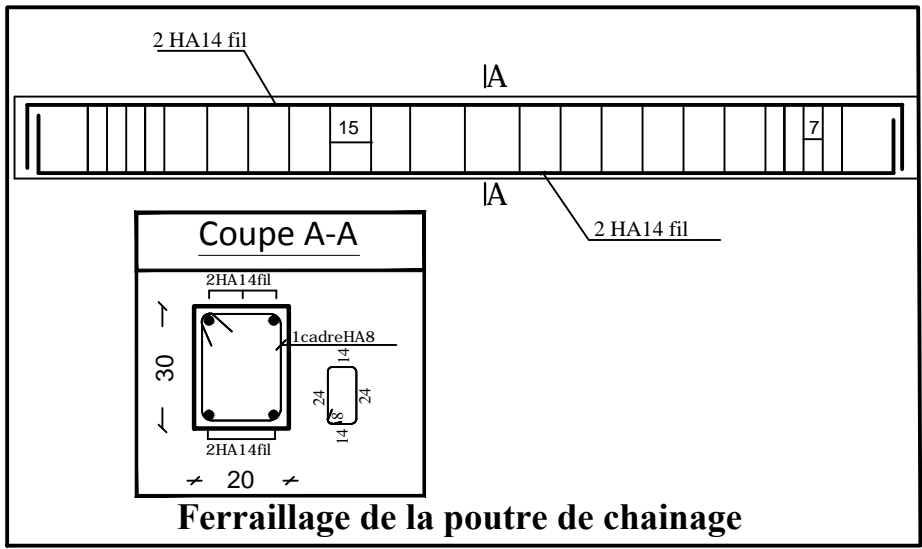
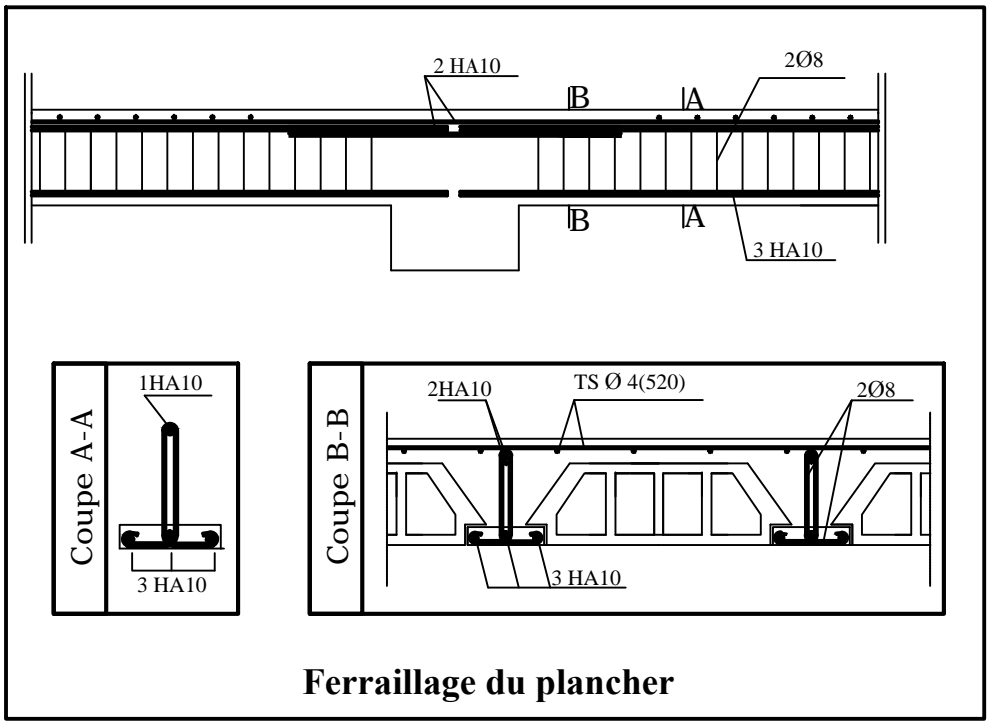
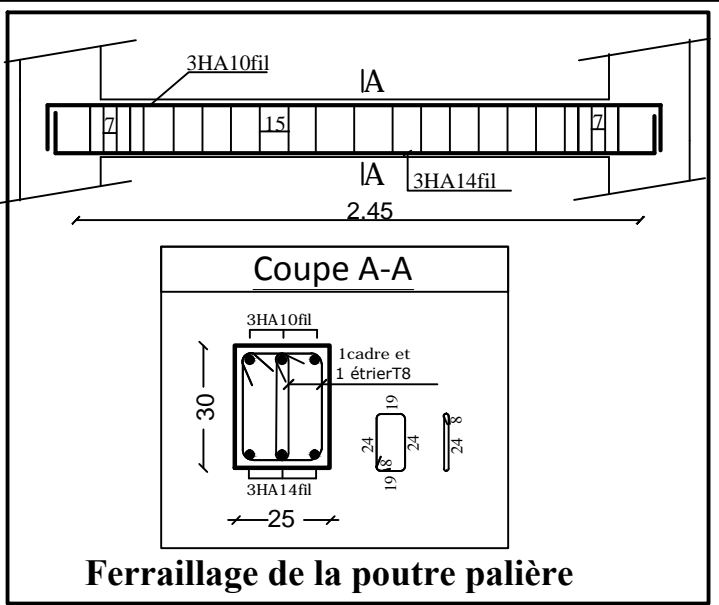
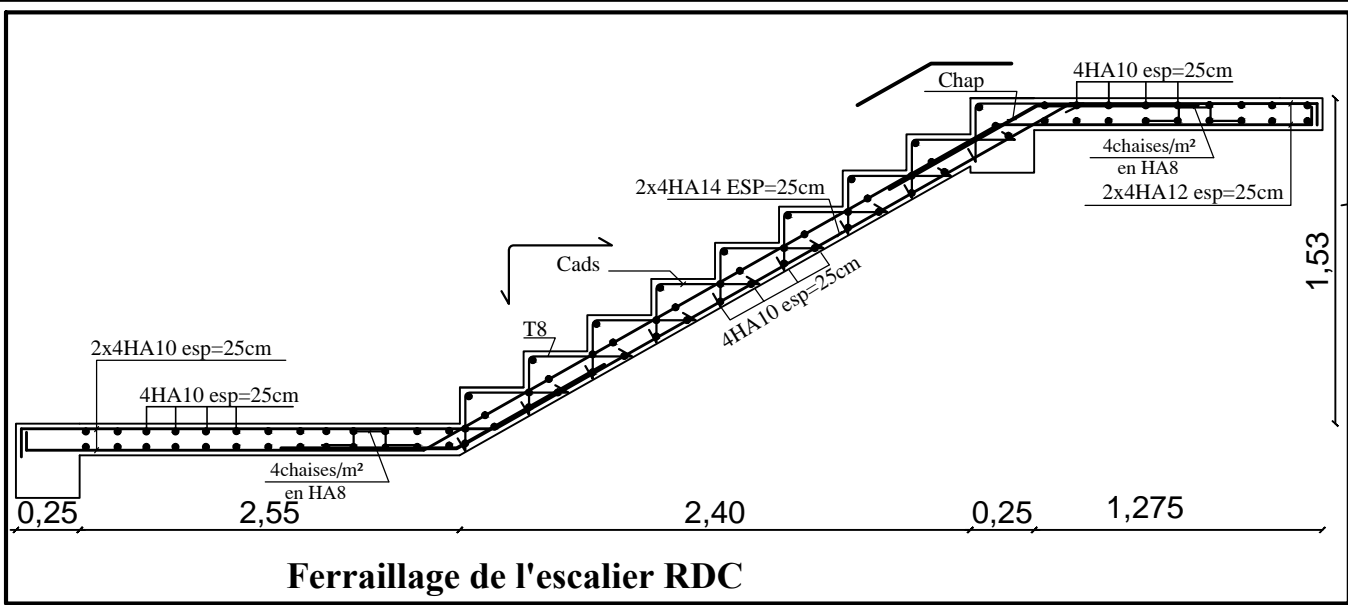


DETAIL TOITURE

Poutres inclinées (25x35) Toiture
C et D



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service		
Titre : Plan de coffrage charpente NIV : +27.03		Plan N°: 08
Etudié par : -M ^{lle} HARBANE Ferroudja -M ^{lle} IMRAHENE Djamilia	Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S	Promotion: 2020-2021

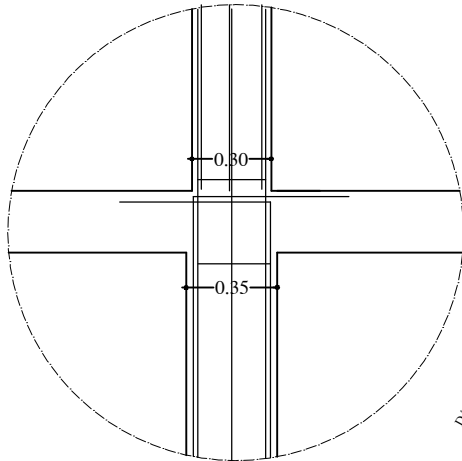


UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil

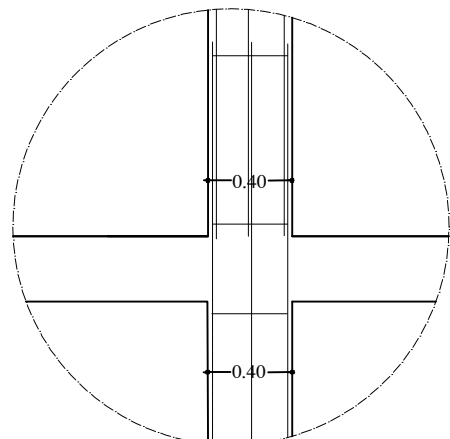
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service

Titre : Ferrailage de l'escalier, Plancher, Poutre palière, Poutre de chaînage

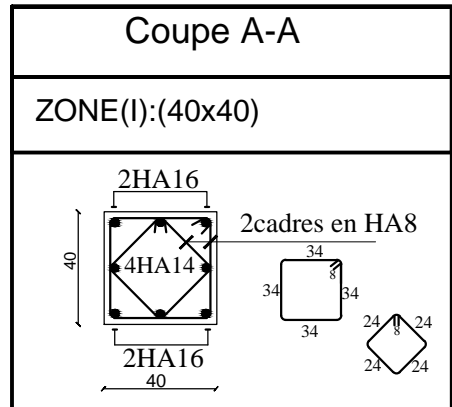
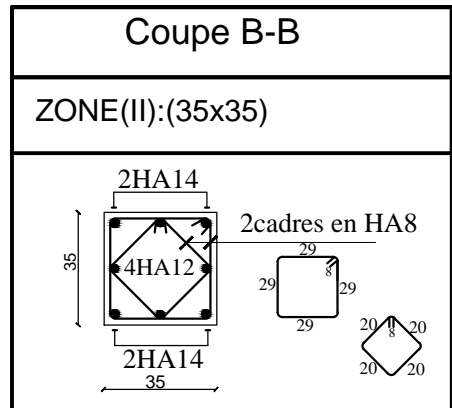
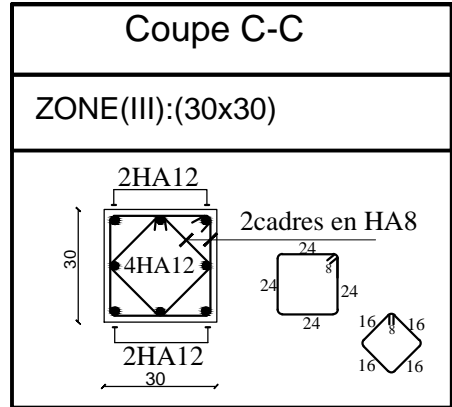
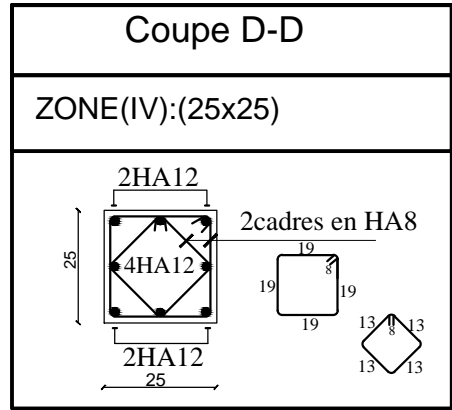
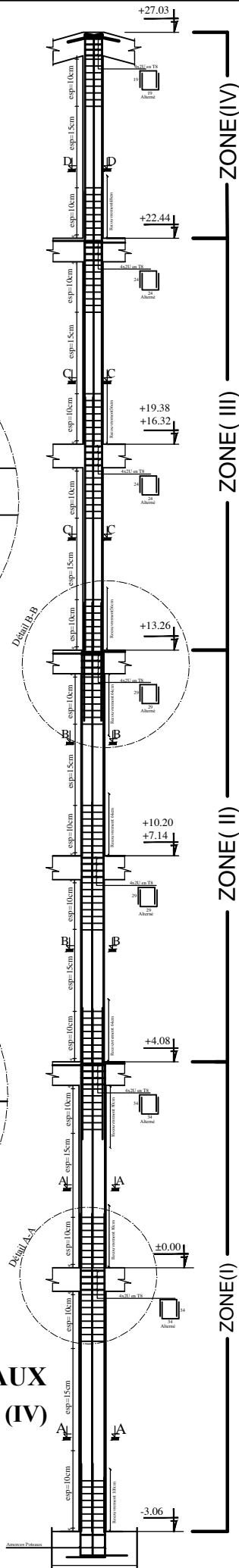
Etudié par : -M ^{lle} HARBANE Ferroudja -M ^{lle} IMRAHENE Djamilia	Dirigé par : -M ^{re} IDRES.S	Plan N°: 09 Promotion: 2020-2021
--	--	--



Détail B-B



Détail A-A

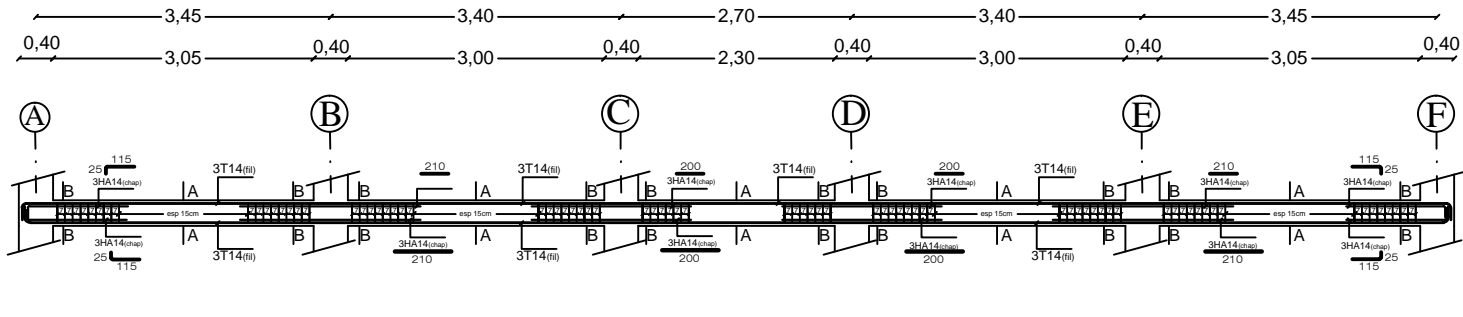


FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les Zones: (I) , (II), (III) et (IV)

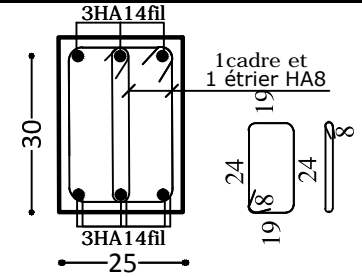
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU		
Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service		
Titre : Ferrailage des poteaux		Plan N°: 10
Etudié par : -M ^{lle} HARBANE Ferroudja -M ^{lle} IMRAHENE Djamilia	Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S	Promotion: 2020-2021

FERRAILLAGE DES POUTRES

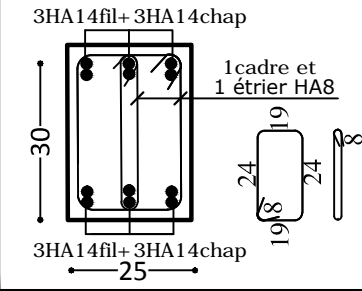
Ferrailage des poutres secondaires (25x30)cm²



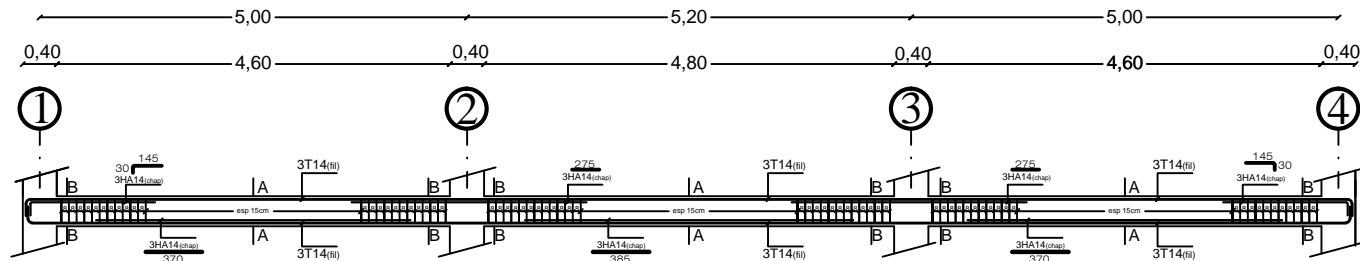
Coupe A-A/Travée



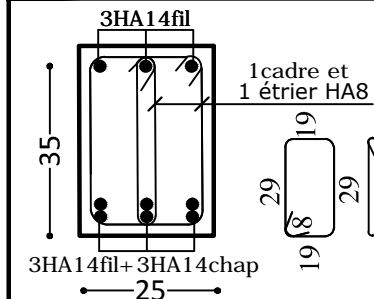
Coupe B-B/Appui



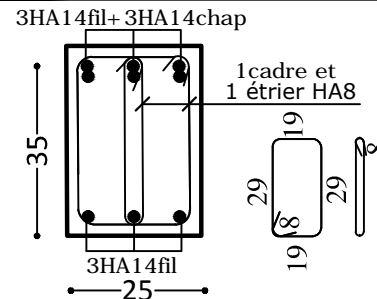
Ferrailage des poutres principales (25X35)cm²



Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



UNIVERSITE MOULOD MAMMERY DE TIZI OUZOU
Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil

Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois
à usage d'habitation et service

Titre : Ferrailage des poutres

Plan N°: 11

Etudié par :
-M^{lle} HARBANE Ferroudja
-M^{lle} IMRAHENE Djamilia

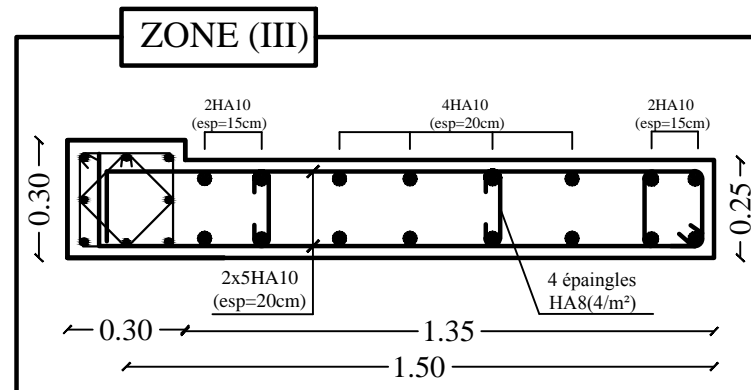
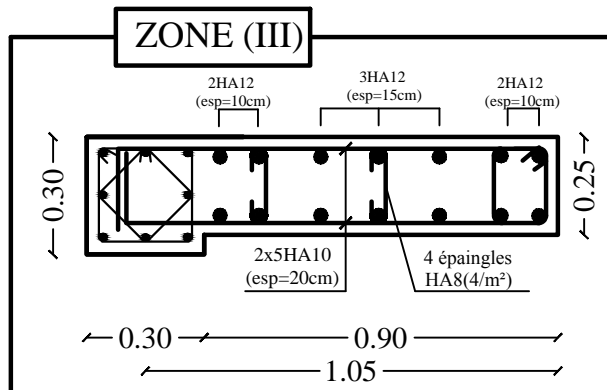
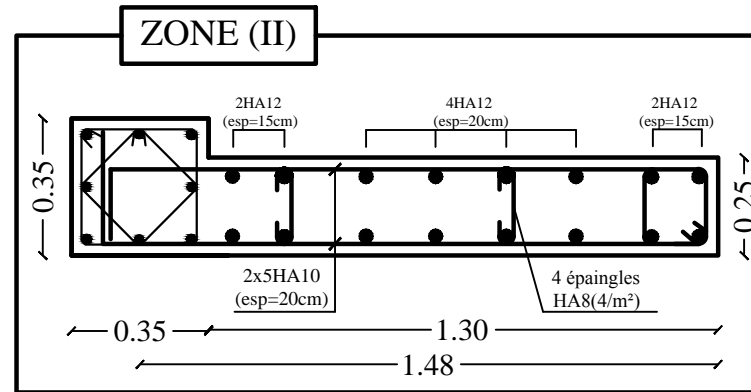
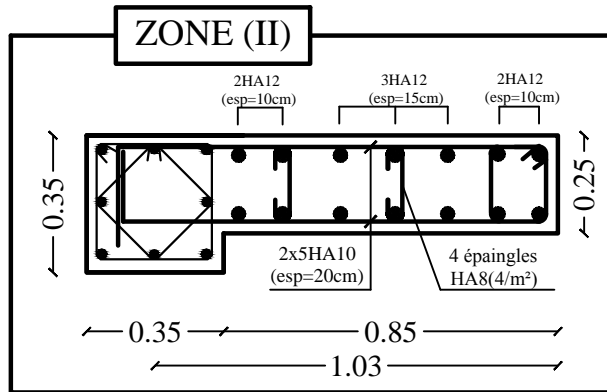
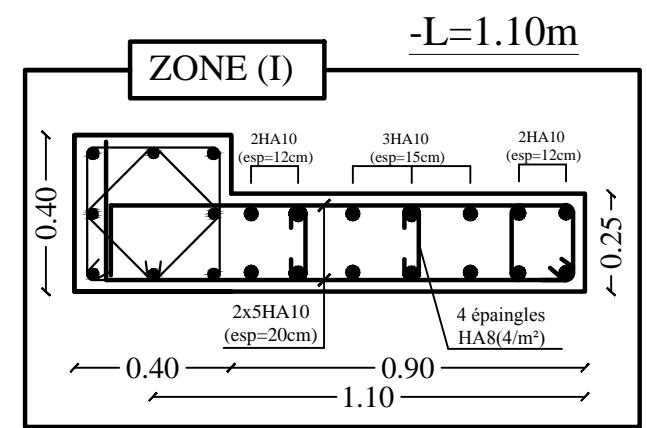
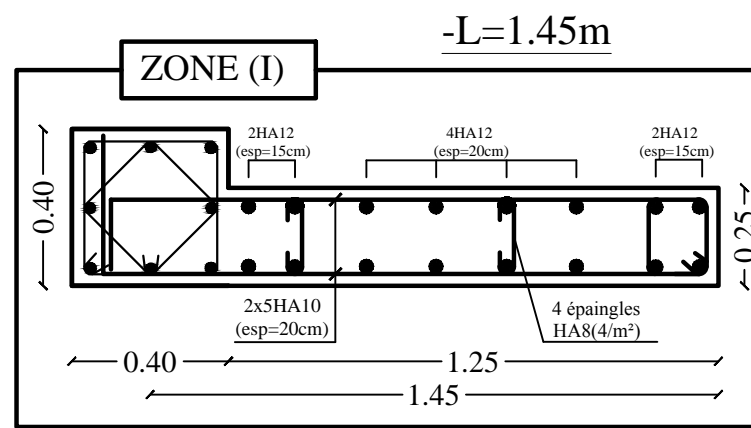
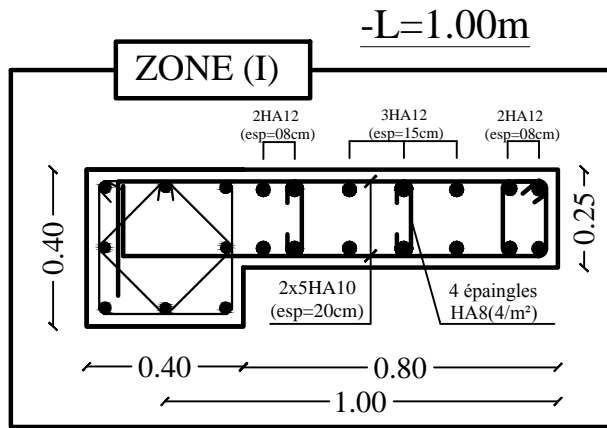
Dirigé par :
-M^{me} IDRES.S

Promotion:
2020-2021

***Voile Longitudinal:VL01**

***Voile Transversal :VT2**

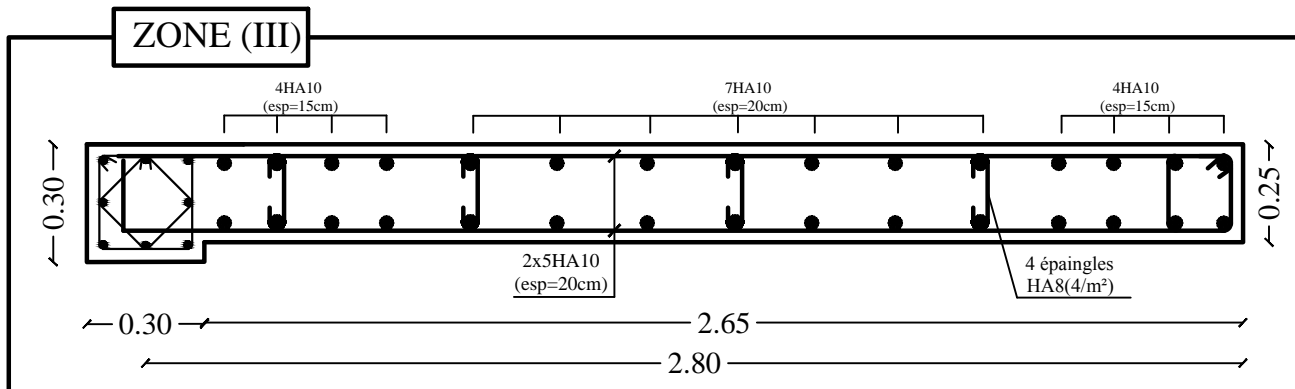
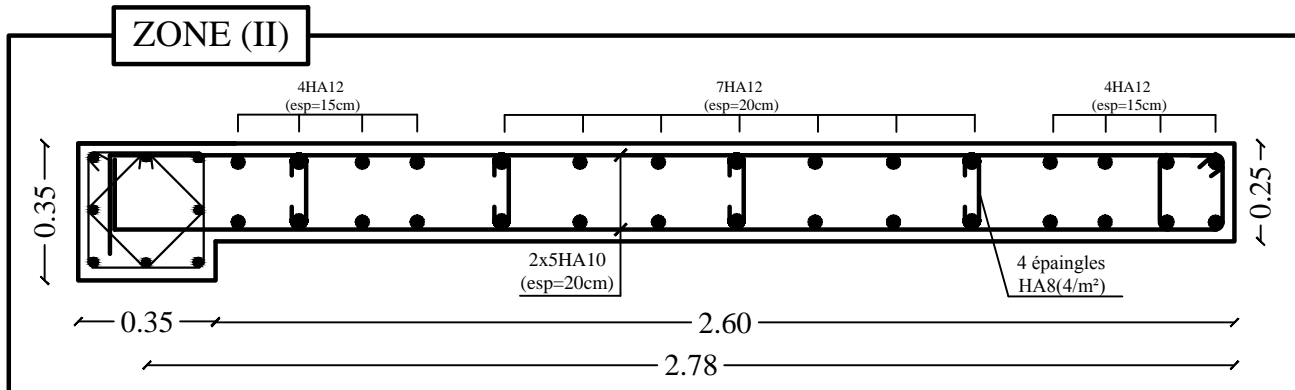
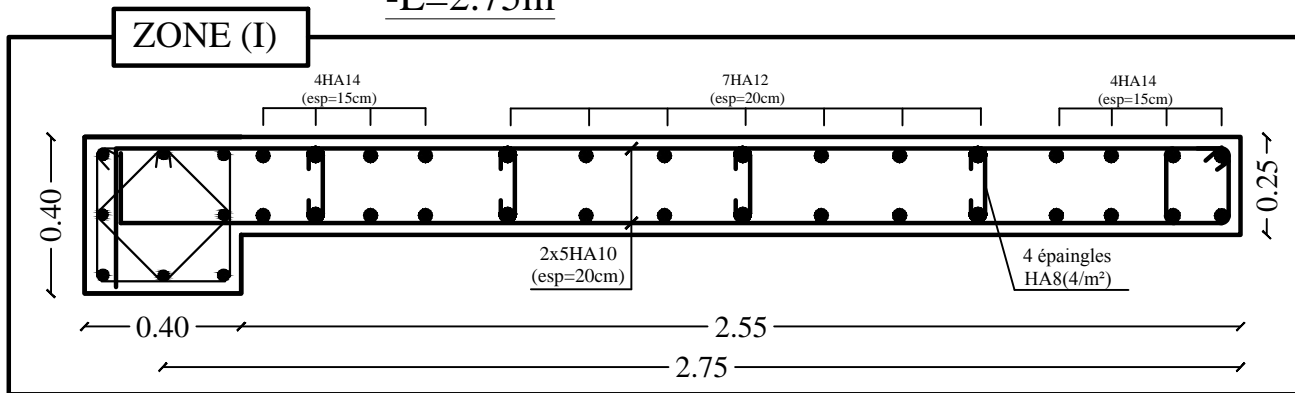
***Voile Transversal :VT3**



UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU		
Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service		
Titre : Voile Longitudinal :VL01 Voile Transversal : VT2 et VT3		Plan N°: 12
Etudié par : -M ^{lle} HARBANE Ferroudja -M ^{lle} IMRAHENE Djamilia	Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S	Promotion: 2020-2021

***Voile Transversal : VT1**

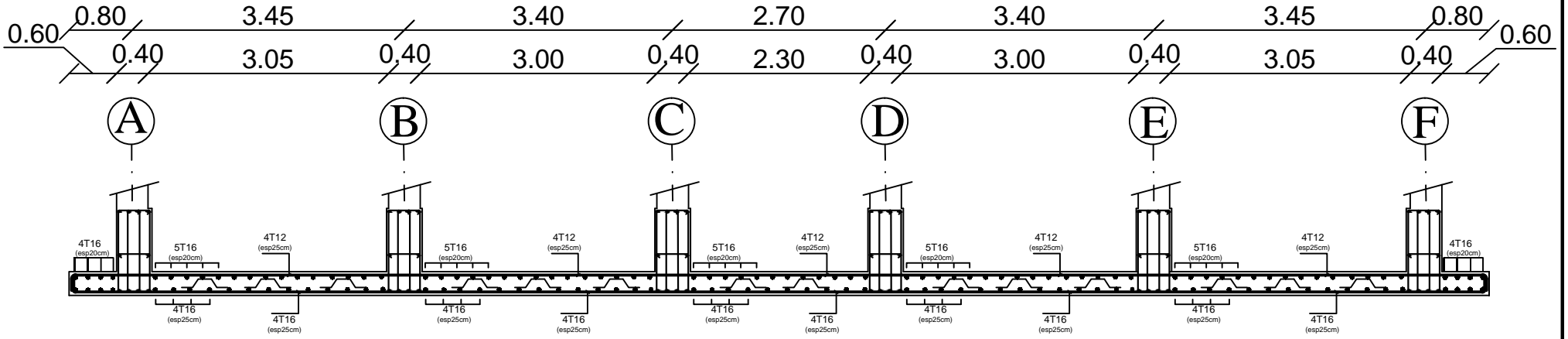
-L=2.75m



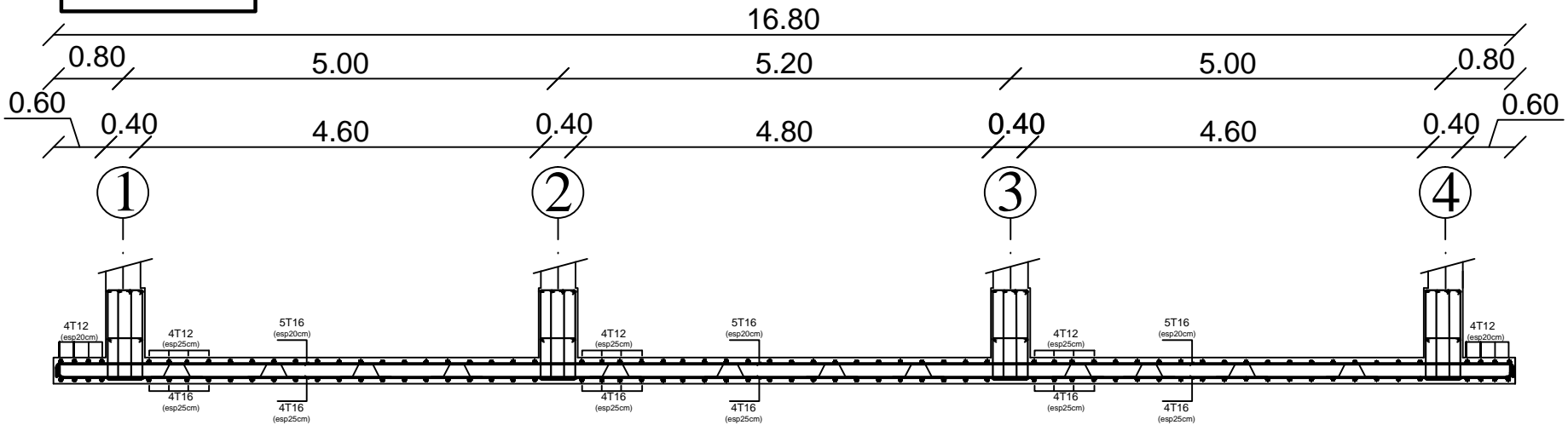
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service		
Titre : Voile Transversal : VT1		Plan N°: 13
Etudié par : -M ^{lle} HARBANE Feroudja -M ^{lle} IMRAHENE Djamilia	Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S	Promotion: 2020-2021

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP = 30 cm

Sens X-X



Sens Y-Y



UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil

Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service

Titre : Ferrailage de la dalle du radier

Plan N°: 14

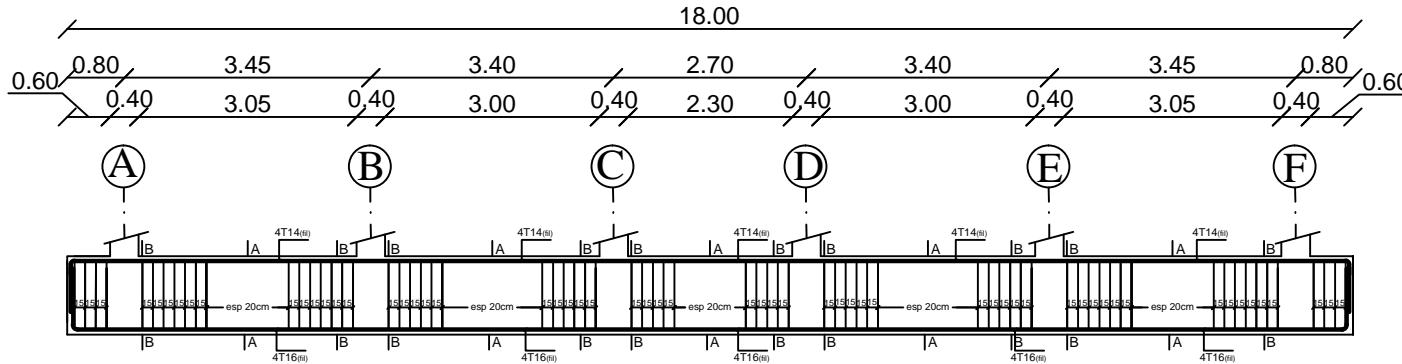
Etudié par :
-M^{lle} HARBANE Ferroudja
-M^{lle} IMRAHENE Djamilia

Dirigé par :
-M^{me} IDRES.S

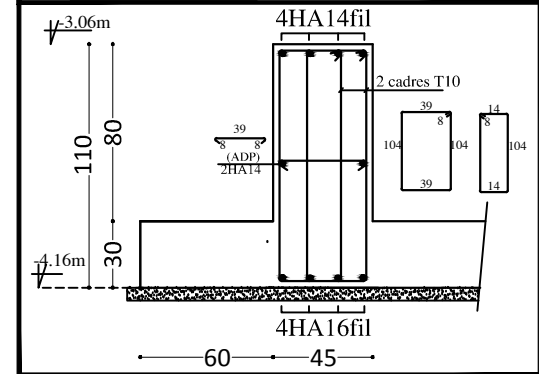
Promotion:
2020-2021

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (45X110) cm²

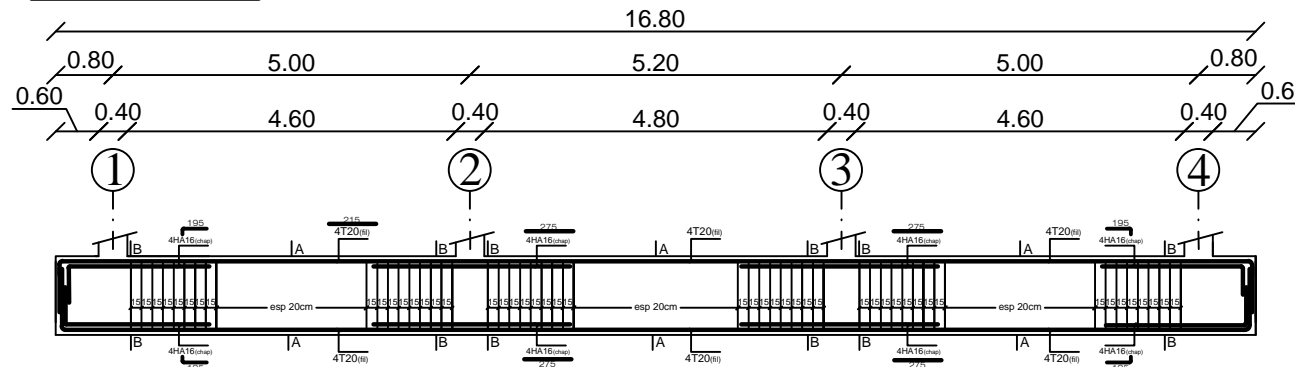
Sens X-X



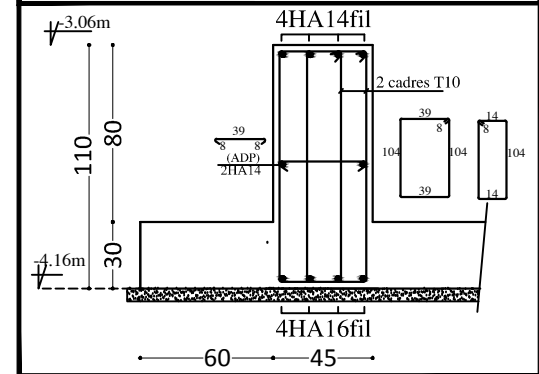
La Coupe A-A



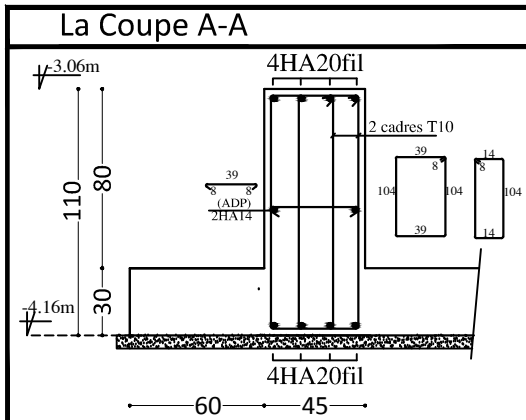
Sens Y-Y



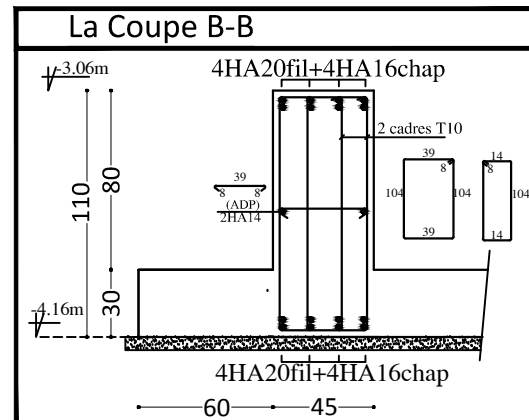
La Coupe B-B



La Coupe A-A



La Coupe B-B



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil

Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois
à usage d'habitation et service

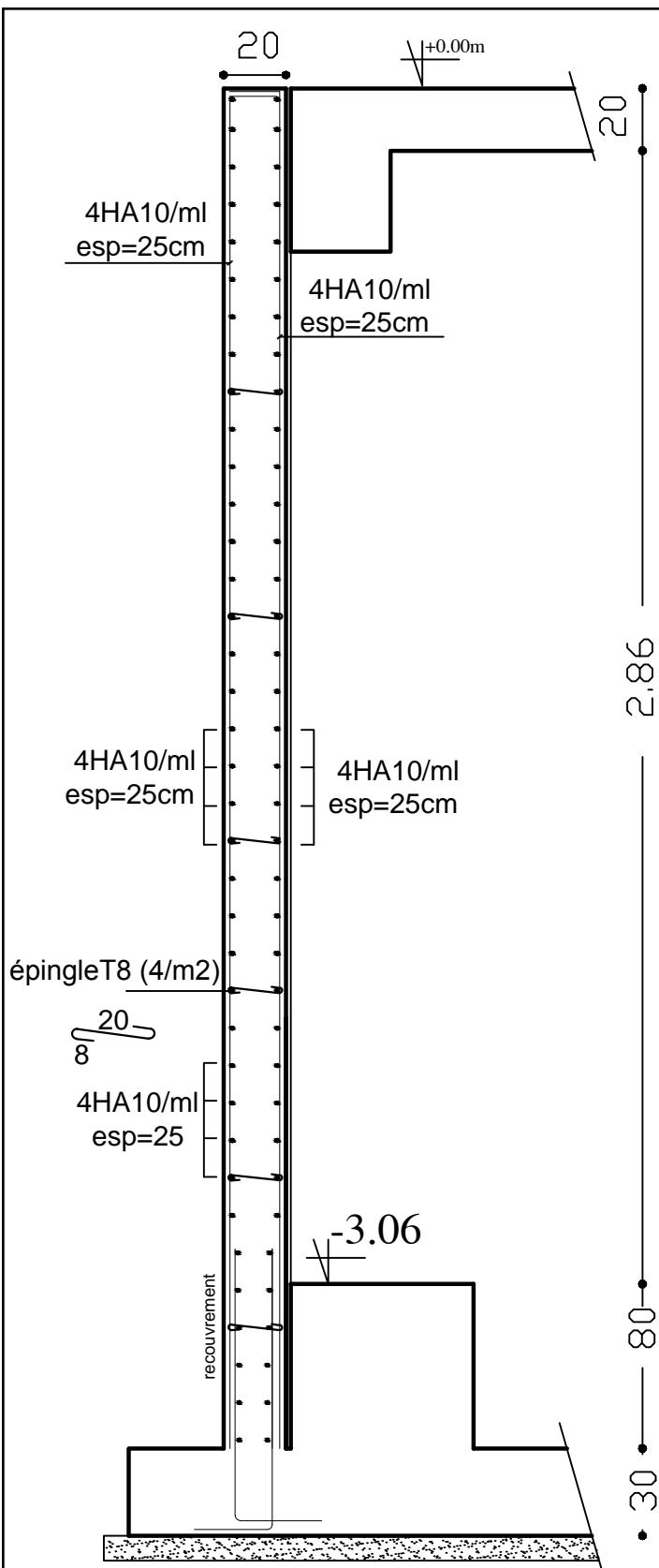
Titre : Ferrailage de la nervure

Plan N°: 15

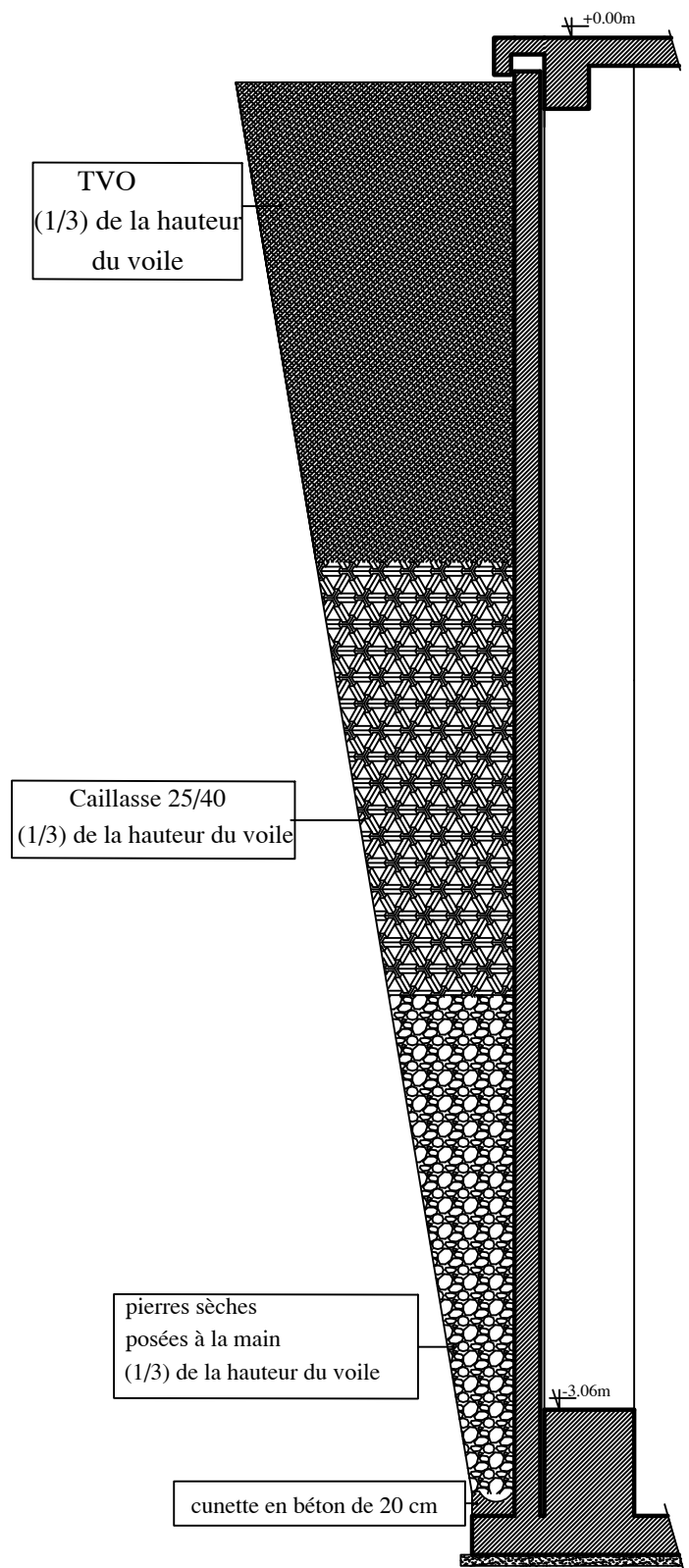
Etudié par :
-M^{lle} HARBANE Ferroudja
-M^{lle} IMRAHENE Djamilia

Dirigé par :
-M^{re} IDRES.S

Promotion:
2020-2021



Détail de ferrailage du mur plaque



Détail de drainage derrière le mur plaque

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU Faculté Du Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment R+6+Entre sol+charpente en bois à usage d'habitation et service		
Titre : Ferrailage du mur plaque		Plan N°: 16
Etudié par : -M ^{lle} HARBANE Ferroudja -M ^{lle} IMRAHENE Djamilia	Dirigé par : -M ^{me} IDRES.S	Promotion: 2020-2021