

Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme de
MASTER

Spécialité : Génie Civil (Structure)

Etude d'une construction « R+6 » à usage
d'habitation en béton armé à-MILA

Présenté par :

- **Boucheffa Aymen**
- **Meraache Aziz**

Soutenu devant le jury :

Président

Dr. Benzaid Mehdi

Examinatrice

Dr. Boukour Salima

Promoteur

Dr. TALEB Hosni Abderrahmane

Année universitaire 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

** Mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin pour atteindre ce stade de formation.*

** Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la réussite.*

** Toute ma famille.*

** Tous les amis sans exception*

** Tous ceux qui nous ont aidés dans la réalisation de ce projet.*

** Toute la promotion année universitaire 2021/2022*

AYMEN





Dédicace

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin,
ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant
toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci
mes parents.*

** A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.*

**A mon très cher frère Sami.*

** A toute ma famille sans exception.*

**A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire.*

** Enfin à tous ceux qui nous sont très chers*

AZIZ





Remerciement

Nous remercions en premier lieu notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force et le courage pour effectuer le présent travail

Nous tenons à remercier nos très chers parents pour leurs soutient, nous remercions notre encadreur monsieur TALEB HOSNI pour ses orientations et ses conseils durant l'évolution de ce travail.

Nous remercions tous les enseignants durant notre formation.

Nous tenons à remercier tout ceux qui de loin où de près ont contribué à finaliser ce modeste travail.



Résumé

Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation qui sera implanté à la ville de Mila correspondant à la zone IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 V 2003). La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portique voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction (BAEL 91, RPA 99 V 2003). L'analyse et le calcul des efforts internes des éléments de construction ont été réalisés par le logiciel ROBOT.

Abstract

This work consists of the study of a building (R + 6) for residential use that will be located in the city of Mila corresponding to zone IIa according to the Algerian earthquake regulations (RPA 99 V 2003). The resistance of the building is ensured by a mixed bracing system (portal frames). The design was made according to the building regulations (BAEL 91, RPA 99 V 2003). The analysis and calculation of the internal forces of construction elements were carried out by the ROBOT program.

ملخص

يتضمن هذا العمل دراسة مبنى (R + 6) للاستخدام السكني والذي يقع في مدينة ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa وفقًا لمقياس هندسة الزلازل الجزائرية (RPA 99 V 2003). تم ضمان مقاومة الهيكل بواسطة نظام دعامة مختلط (أعمدة و جدران من الخرسانة المسلحة). تم إجراء التصميم وفقًا للوائح البناء (BAEL 91، RPA 99 V 2003). تم تحليل و حساب القوى لعناصر البنية بواسطة برنامج ROBOT.

Sommaire

Introduction général

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

I.1. Présentation de l'ouvrage	01
I.1.1. Introduction	01
I.1.2. description du bâtiment	01
I.1.3. caractéristiques dimensionnelles	02
I.1.4. conception structurelle	04
I.2. caractéristiques des matériaux de construction	04
I.2.1. le béton	04
I.2.2. l'acier	09
I.2.3. les actions	11
I.2.4 combinaison d'action	11
I.2.5. Les Sollicitations	12
I.2.6. hypothèses de calcul des sections en béton armé	12
I.2.6. hypothèses de calcul des sections en béton armé	12
I.3. Conclusion.....	14

Chapitre II : Pré-Dimensionnement et descente de charges

II.1. Introduction	15
II.2.Pré-dimensionnement des Différents Eléments.....	15
II.2.1.Les Planchers	15
II.2.2.les poutres.....	18
II.2.3.Les Poteaux.....	19
II.2.4. Les escaliers.....	20
II.2.5.Les voiles.....	22
II.3. Evaluation des charges et surcharges	24
II.3.1. La charge des planchers.....	24
II.3.2.Murs Extérieurs.....	24
II.3.3.Escaliers.....	25
II.3.4.L'Acrotère.....	26
II.4.Descente de charge.....	27
II.4.1. Définition.....	27

II.4.2. Representation des differents niveaux du batiment	27
II.4.3.Loi de dégression des sur charges.....	27
II.4.4. Poteau le plus sollicité	30
II.4.5. Les vérifications nécessaires	31
II.5. Conclusion.....	33

Chapitre III:: Etude des éléments non structuraux

III..1. Introduction	34
III..2. l'acrotère.....	34
III..2.1. Hypothèse de calcul.....	34
III..2.2. Evaluation des charges.....	35
III..2.3.Vérification au séisme.....	35
III..2.4. Calcul des sollicitations.....	35
III..2.5. Calcul de l'excentricité.....	36
III..2.6. Calcul du ferrailage.....	37
III..2.7. Vérification à l'ELS	40
III..2.8. Schéma de Ferrailage.....	40
III..3. Les Escaliers.....	40
III..3.1. Combinaison des charges.....	40
III..3.2. Détermination des sollicitations.....	42
III..3.3. Les Diagramme des moments et des efforts tranchants.....	43
III..3.4. Calcul du ferrailage.....	44
III..3.5. Vérification à ELS.....	50
III..3.6. Schéma de ferrailage.....	54
III..3.7. Poutre de palière.....	54
III..4. Les balcons.....	64
III..4.1. Evaluation des charges.....	64
III..4.2. Combinaison des charges.....	65
III..4.3. Détermination des sollicitations.....	65
III..4.4. Calcul du ferrailage.....	65
III..4.5. Vérification à ELS.....	68
III..4.6. Schéma de ferrailage.....	69
III..5. Les planchers.....	70
III..5.1. Evaluation des charges appliques a chaque nervure.....	70

III..5.2. Méthode de forfaitaire.....	71
III..5.3. Méthode de CAQUOT.....	71
III..5.4. Plancher terrasse.....	73
III..5.5. Plancher étage courant.....	84
III..5.6. Vérification à ELS.....	102
III..5.7. Schéma de Ferrailage.....	107
III..5.8. Ferrailage de la dalle de compression.....	107
III.6. Conclusion.....	108

Chapitre IV: Présentation du logiciel ROBOT

VI.1. Introduction.....	109
VI.2. Présentation du logiciel ROBOT	109
IV.2.1. Lancement du logiciel Robot	109
IV.2.2. Les préférences de l'affaire	109
IV.2.3.Lignes de construction	112
IV.2.4.Définition de la section	113
IV.2.5.Définition de la structure	114
IV.2.6.Définition des liaisons rigides	117
IV.2.7.Définition des cas de charges	118
IV.2.8.Définition des combinaisons	121
IV.2.9.Dessin de bâtiment	122
IV.2.10.Saisir les valeurs des charges	124
IV.2.11.Les conditions aux limites	127
V.2.12.Système de contreventement	128
IV.2.13.La modalisation complète de notre bâtiment	128
IV.3.Conclusion	129

Chapitre V: Etude sismique

V.1.Introduction.....	130
V.2.Objective de l'étude sismique.....	130
V.3.Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique.....	130
V.3.1.Méthode statique équivalente	131
V.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale.....	132

V.3.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	133
V.4.Classification de l'ouvrage selon leur importance.....	134
V.5.Choix de la méthode de calcul.....	134
V.6.Méthode statique équivalente	135
V.6.1.Calcul de la Force Sismique Totale.....	135
V.7.Vérification de l'effort tranchant à la base	145
V.8.l'effort tranchant de chaque niveau.....	147
V.9.Vérification des déplacements.....	147
V.10. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	148
V.11.Vérification de l'effort normal réduit.....	150
V.12.Vérification le Nombre de modes à considérer.....	150
V.13.Vérification de la période.....	151
V.14.les Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	153
V.15.Vérification au renversement.....	155
V.16.Conclusion.....	157

Chapitre VI: Ferrailage des éléments porteurs

VI.1.Introduction.....	158
VI.2. Les poutres.....	158
VI.2.1.Les combinaisons de calcul.....	158
VI.2.2.Le ferrailage des poutres principales.....	159
VI.2.3. Le ferrailage des poutres secondaire.....	163
VI.3.Les poteaux.....	168
VI.3.1. Les Combinaisons de calcul	168
VI.3.2.Recommandation du RPA99/version 2003.....	169
VI.3.3. Le ferrailage des poteaux (40×40).....	169
VI.3.4.Vérification à L'ELS.....	177
VI.4. le ferrailage des voiles.....	178
VI.4.1.Introduction.....	178
VI.4.2.Les combinaisons de calcul	180
VI.4.3.Etude de la section soumise à la flexion composée.....	180
VI.4.4. Le ferrailage des voiles de sens transversal	181
VI.4.5. Le ferrailage des voiles de sens longitudinal.....	187
VI.5.Conclusion.....	193

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction.....	194
VII.2.Les Fondations.....	194
VIII.2.1.Introduction.....	194
VII.2.2.Les combinaisons	194
VII.2.3. Etude du sol.....	195
VII.2.4. choix de type de fondation.....	195
VII.2.5.Calcul de la semelle filante croisée.....	198
VII.2.6.Vérification à L'ELS.....	207
VII.2.7.Vérification au poinçonnement	207
VII.2.8.Schéma de ferrailage	208
VII.2.9. L'étude des longrines	208
VII.3.Le voile périphérique.....	210
VII.3.1.Dimensionnement.....	210
VII.3.2.Détermination des sollicitations	211
VII.3.3.Calcul du ferrailage vertical.....	212
VII.3.4.Calcul du ferrailage horizontal.....	213
VII.3.5.Schéma de Ferrailage	215
Conclusion général	
Annexe	

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Figure I.1 : Plan du rez-de-chaussée.....	02
Figure I.2 : Plan d'étage courant	03
Figure I.3 : facade principale.....	03
Figure I.4 : Essai de compression.	06
Figure I.5 : Module de déformation instantané et différée	07
Figure I.6 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU	08
Figure I.7 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS	09
Figure I.8 : Diagramme contraintes déformation de l'acier	11
Figure I.9 : la règle des trois pivots	13

Chapitre II : Pré-Dimensionnement et descente de charges

Figure II.1 : Plancher à corps creux	16
Figure II.2 : Poutrelle	17
Figure II.3 : Coupe vertical descriptive d'un escalier	20
Figure II.4 : Coupe horizontale descriptive d'un escalier	20
Figure II.5 : schéma statique d'escalier	22
Figure II.6 : Coupe de voile en plan	23
Figure II.7 : Schéma détaillé d'voile	23
Figure II.8 : schéma statique de l'acrotère	26
Figure II.9 : Schéma statique de la descente de charge	28

Figure II.10 : Surface afférente du poteau	30
--	----

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère	33
Figure III.2 : Section de calcul d'acrotère	36
Figure III.3 : Schéma de ferrailage d'acrotère	40
Figure III.4 : Schéma statique d'escalier	41
Figure III.5 : La charge équivalente	41
Figure III.6 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU	42
Figure III.7 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS	42
Figure III.8 : Section de calcul d'escalier	43
Figure III.9 : Schéma de ferrailage d'escalier	53
Figure III.10 : La poutre de palière	53
Figure III.11 : Schéma de poutre palière à la torsion	61
Figure III.12 : Schéma de ferrailage de La poutre de palière	63
Figure III.13 : schéma statique de balcon	63
Figure III.14 : Schéma statique des charges appliquées sur le balcon	64
Figure III.15 : Section de calcul de balcon	64
Figure III.16 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine	68
Figure III.17 : Coupe du plancher du corps creux	69
Figure III.18 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU	78
Figure III.19 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU	78
Figure III.20 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU	79

Figure III.21 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU.....	79
Figure III.22 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU.....	80
Figure III.23 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.....	80
Figure III.24 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS	81
Figure III.25 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS	81
Figure III.26 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS	82
Figure III.27 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU	82
Figure III.28 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU	89
Figure III.29 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU	89
Figure III.30 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU	90
Figure III.31 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU	90
Figure III.32 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU	91
Figure III.33 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS	91
Figure III.34 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS	92
Figure III.35 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS	92
Figure III.36 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS	93
Figure III.37 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS	93
Figure III.38 : Coupe d'une poutrelle	94
Figure III.39 : Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).....	106
Figure III.40 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression ...	107

Chapitre V: Etude sismique

Figure VI.1. Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens xx).....	145
---	-----

Figure VI.2. La Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens yy).....	145
Figure VI.3. La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.....	150
Figure VI.4 : translation de bâtiment selon l'axe Y	150
Figure VI.5 : translation de bâtiment selon l'axe Y	151
Figure VI.6 : rotation de bâtiment autour de l'axe Z.....	151

Chapitre VI: Ferrailage des éléments porteurs

Figure VI.1. Schéma de ferrailage de La poutre principal.....	162
Figure VI.2. Schéma de ferrailage de La poutre Secondaire.....	167
Figure VI.3. Schéma de ferrailage de poteau (40×40).....	176
Figure VI.4. Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale)	181
Figure VI.5. Schéma de disposition des excentricités	181
Figure VI.6. Schéma de ferrailage de Voile longitudinale.....	186
Figure VI.7. Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale).....	187
Figure VI.8 : Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale).....	187
Figure VI.9 : Schéma de disposition des excentricités.....	188
Figure VI.10.Schéma de ferrailage de Voile transversale.....	192

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1.Dimensions de la semelle isolée.....	194
Figure VII.2. Schéma de ferrailage de semelle filante	202
Figure VII.3. La distribution des charges ponctuelle sur la poutre	202
Figure VII.4. Coupe de la semelle filante.....	203
Figure VII.5. La semelle filante.....	206

Figure VII.6. Schéma de ferrailage de fondation	207
Figure VII.7. Schéma de ferrailage de La longrine	209
Figure VII.8. Le voile périphérique	210
Figure VII. 9. la poussée des terres sur le voile périphérique	210
Figure VII.10. Ferrailage du voile périphérique.....	214

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Tableau. I.1. les différents types d'acier.....	09
---	----

Chapitre II : Pré-Dimensionnement et descente de charges

Tableau II.1. Charge pour plancher terrasse (inaccessible).....	24
Tableau II.2. Charge pour plancher courant (accessible).....	24
Tableau II.3. Evaluation des charges des cloisons extérieures	24
Tableau II.4. Evaluation des charges des cloisons intérieures	25
Tableau II.5. évaluation des charges du palier	25
Tableau II.6. évaluation des charges de la volée (la pailleasse).	25
Tableau II.7. évaluation des charges du balcon	26
Tableau II.8. Evaluation des charges de l'acrotère.....	26
Tableau II.9. Dégression des charges d'exploitation	28
Tableau II.10. Descente de charge du poteau	28
Tableau II.11. Évaluation des poids propres des poteaux	30

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

Tableau III.1. les combinaisons des charges de l'escalier	41
Tableau III.2. Détermination des sollicitations	42
Tableau III.3. Les Résultats de ferrailage en travée de la poutre palière à ELS	58

Tableau III.4. Les Résultats de ferrailage en appui de la poutre palière à ELS	58
Tableau III.5. Les Résultats de ferrailage de balcon à l'ELS	66
Tableau III.6. Les combinaisons d'action	69
Tableau III.7. détermination des sollicitations a l'ELU type 01.....	73
Tableau III.8.les détermination des sollicitations a l'ELU type 02.....	73
Tableau III.9. détermination des sollicitations a l'ELU type 03.....	74
Tableau III.10. détermination des sollicitations a l'ELU type 04.....	74
Tableau III.11. détermination des sollicitations a l'ELU type 05.....	75
Tableau III.12. détermination des sollicitations à l'ELS type 01.....	75
Tableau III.13. détermination des sollicitations a l'ELS type 02.....	75
Tableau III.14. détermination des sollicitations a l'ELS type 03.....	76
Tableau III.15. détermination des sollicitations a l'ELS type 04.....	77
Tableau III.16. détermination des sollicitations a l'ELS type 05.....	77
Tableau III.17. détermination des sollicitations a l'ELU type 01.....	84
Tableau III.18. détermination des sollicitations a l'ELU type 02.....	84
Tableau III.19. détermination des sollicitations a l'ELU type 03.....	85
Tableau III.20. détermination des sollicitations a l'ELU type 04.....	85
Tableau III.21. détermination des sollicitations a l'ELU type 05.....	86
Tableau III.22. détermination des sollicitations a l'ELS type 01.....	86
Tableau III.23. détermination des sollicitations a l'ELS type 02.....	87
Tableau III.24. détermination des sollicitations a l'ELS type 03.....	87
Tableau III.25. détermination des sollicitations a l'ELS type 04.....	88
Tableau III.26. détermination des sollicitations a l'ELS type 05.....	88

Tableau III.27. Les Résultats de ferrailage en travée de plancher terrasse	97
Tableau III.28. Les Résultats de ferrailage en appui de plancher terrasse	97
Tableau III.29. Les Résultats de ferrailage en travée de plancher étage courant.....	101
Tableau III.30. Les Résultats de ferrailage en appui de plancher étage courant	101

Chapitre V: Etude sismique

Tableau V.1.Coefficient d'Accélération de Zone.....	134
Tableau V.2.Valeurs de $\xi(\%)$	135
Tableau V.3.Valeurs du coefficient C_T	136
Tableau V.4.valeurs du coefficient de comportement R	138
Tableau V.5.valeurs des pénalités P_q	142
Tableau V.6. Valeurs du coefficient de pondération β	143
Tableau V.7. Les poids des différents niveaux.....	144
Tableau V.8. Vérification de l'effort tranchant à la base	145
Tableau V.9. La force sismique de chaque niveau	146
Tableau V.10. Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens...	147
Tableau V.11.Justification Vis-à-vis De l'effet $P-\Delta$ Sens xx	148
Tableau V.12.Justification Vis-à-vis De l'effet $P-\Delta$ Sens yy	148
Tableau V.13.Vérification de l'effort normal réduit.....	149
Tableau V.14. Les valeurs de Centre de masse et de torsion	153
Tableau V.15. Les résultats de l'excentricité.....	153
Tableau V.16. Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).....	154
Tableau V.17. Les résultats de Vérification au renversement (sens yy).....	155
Tableau V.18. Vérification au renversement (sens xx).....	155

Tableau V.19.Vérification au renversement (sens yy).....	156
--	-----

Chapitre VI: Ferrailage des éléments porteurs

Tableau VI.1.Les Résultats de ferrailage des poutres principales à ELU.....	159
Tableau VI.2. Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.....	161
Tableau VI.3.Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS.....	161
Tableau VI.4.Vérification des contraintes à ELS.....	161
Tableau VI.5. La vérification de la flèche	162
Tableau VI.6.Les Résultats de ferrailage des poutres secondaires à ELU.....	164
Tableau VI.7. Les Résultats de ferrailage en travée des poutres secondaires à ELS.....	166
Tableau VI.8. Les Résultats du ferrailage en appui des poutres secondaires à ELS.....	166
Tableau VI.9.Vérification des contraintes à ELS.....	166
Tableau VI.10. La vérification de la flèche.....	167
Tableau VI.11. Les Sollicitations des poteaux (40×40) trouvées par le ROBOT.....	169
Tableau VI.12. Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (40×40).....	173
Tableau VI.13. Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (40×40)...	175

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1.Dimensionnement des semelles sous poteaux	195
Tableau VII.2. Dimensionnement des semelles sous voiles.....	197
Tableau VII.3.Les sollicitations	197

Liste des abréviation et symboles

A	Coefficient d'accélération de zone, Aire d'une section.
A_n	Coefficient de minoration
B	Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
Br	Section réduite du béton.
C	Centre de flexion, Amortissement.
C_d	Coefficient de pression dynamique.
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur.
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur.
C_{frj}	Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
D_i	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton.
E_{vj}	Module de déformation différée du béton.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
e	Epaisseur, excentricité
FP	Fissuration préjudiciable.
FPN	Fissuration peu nuisible.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
G	Charge permanente, module d'élasticité transversale, Module de cisaillement.
G₀	Module initial de cisaillement.
g	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.
I	Moment d'inertie.

I_e	Inertie équivalente.
i	Inertie du linteau
I_l	Inertie des voiles longitudinaux.
I_t	Inertie des voiles transversaux.
j_0	Inertie polaire.
K	Rigidité.
K_s	Coefficient du site.
L	Portée.
M	Moment, masse
M_t	Moment en travée de la poutre considérée.
M_{ap}	Moment sur appuis.
M_u	Moment ultime.
N_G	Effort normal développé par les charges permanentes.
N_Q	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
N_u	Effort normal ultime.
N	Nombre de niveaux.
P, W	Poids
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
Q	Densité de charge répartie.
R	Réaction.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
S_t	Espacement entre armatures.
SSI	Interaction Sol-Structure
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
d	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.

a	Côte du poteau carré.
b	Largeur de la poutre .
f_{bu}	Contrainte admissible de flambement.
f_{ej}	Résistance à la compression .
f_{tj}	Résistance à la traction.
f_e	Limite élastique de l'acier.
l_f	Longueur du flambement.
α	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
γ	Poids volumique,
β	Coefficient de majoration dynamique.
γ_b	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton .
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
δ	Coefficient de dimension, déplacement.
ε	Déformation relative du béton comprimé
ε_b	Déformation relative de l'acier tendu .
η	Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif
λ	Coefficient d'élanement.
μ_r	Moment résistant.
σ	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contrainte de compression de béton.
σ̄_{bc}	Contrainte limite de service du béton
σ_s	Contrainte dans l'acier.
σ̄_s	Contrainte limite de service de l'acier.
σ_{s10}	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10‰.
τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
Φ₁	Diamètre des armatures longitudinales.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.

Introduction Générale

Le domaine de génie civil s'occupe de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructure urbaines, afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Étude de projet d'une structure en béton armé (bâtiment) est une étape nécessaire pour nos études (Master structure). Elle permet d'appliquer les bases acquises durant les années de formation. Elle a pour but d'assurer la stabilité, la résistance et la sécurité du bâtiment.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limitent (BAEL 91) et les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) sont utilisées dans notre projet, Certains calculs sont effectués avec le logiciel ROBOT et les autres calculs ont été faits manuellement.

L'étude de notre projet sera menée sur un bâtiment en R+6 usage d'habitation implanté en zone IIa.

Le travail est subdivisés en six étapes pour ce faire, nous avons considéré les étapes générales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ces différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les planchers et les balcons).
- La quatrième étape sera L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ROBOT, l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique.
- La cinquième étape sera le calcul le ferraillage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).
- La dernière étape sera l'étude de l'infrastructure du bâtiment (fondations).

Chapitre 1

Présentation de projet
et caractéristique des
matériaux

I.1. Présentation de l'ouvrage

I.1.1. Introduction :

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme de master en « génie civil » consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui sera implanté à «MILA », région correspondant à la zone (IIa), zone moyenne sismicité selon le RPA2003.

I.1.2. Description du bâtiment :

-La bâtisse est composée de « 06 »étages identiques à usage d'habitation et un rez de chaussée à usage d'habitation aussi.

Plancher :

-Le type de plancher à adopté pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux. Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines, et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

-La terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements.

Escaliers :

-Les escaliers sont à paillasse adjacente comprenant deux paillasses et un palier intermédiaire.

Revêtement :

-Carrelage pour les planchers et les escaliers.

-Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

-Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- ✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.1.3. Caractéristiques dimensionnelles :

Cette étude se fera en considérant les paramètres suivants:

- ✓ Contrainte admissible du sol $\sigma_s = 2.2$ bars.
- ✓ Largeur en plan ----- 19.64 m
- ✓ Longueur en plan ----- 26.65 m
- ✓ Hauteur du RDC ----- 3,06 m
- ✓ Hauteur étage courant ----- 3,06 m
- ✓ Hauteur totale ----- 21,42 m. « acrotère non compris ».
- ✓ La hauteur de l'acrotère est de : 60 cm.

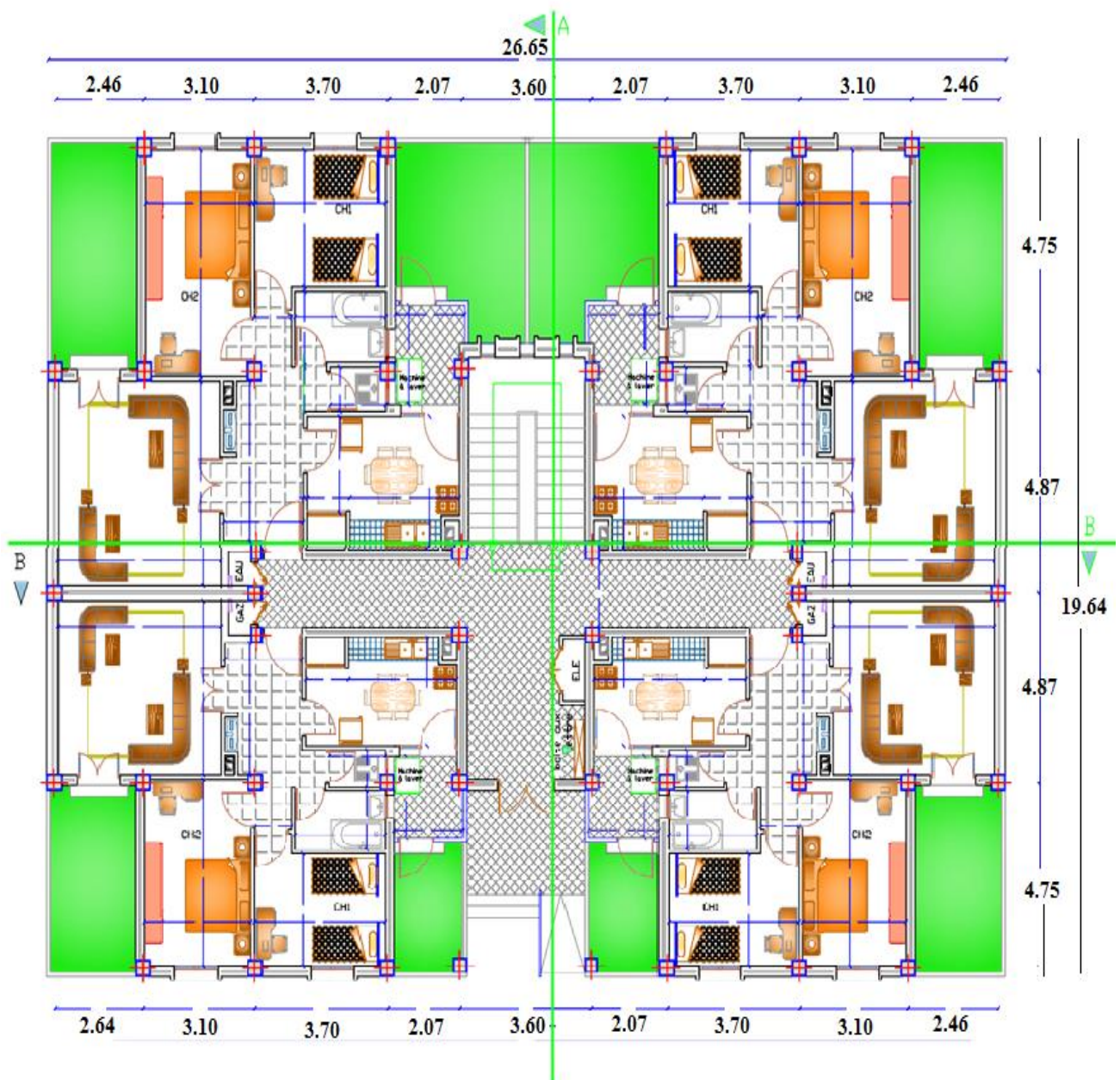


Figure I.1: plan du rez-de-chaussée.

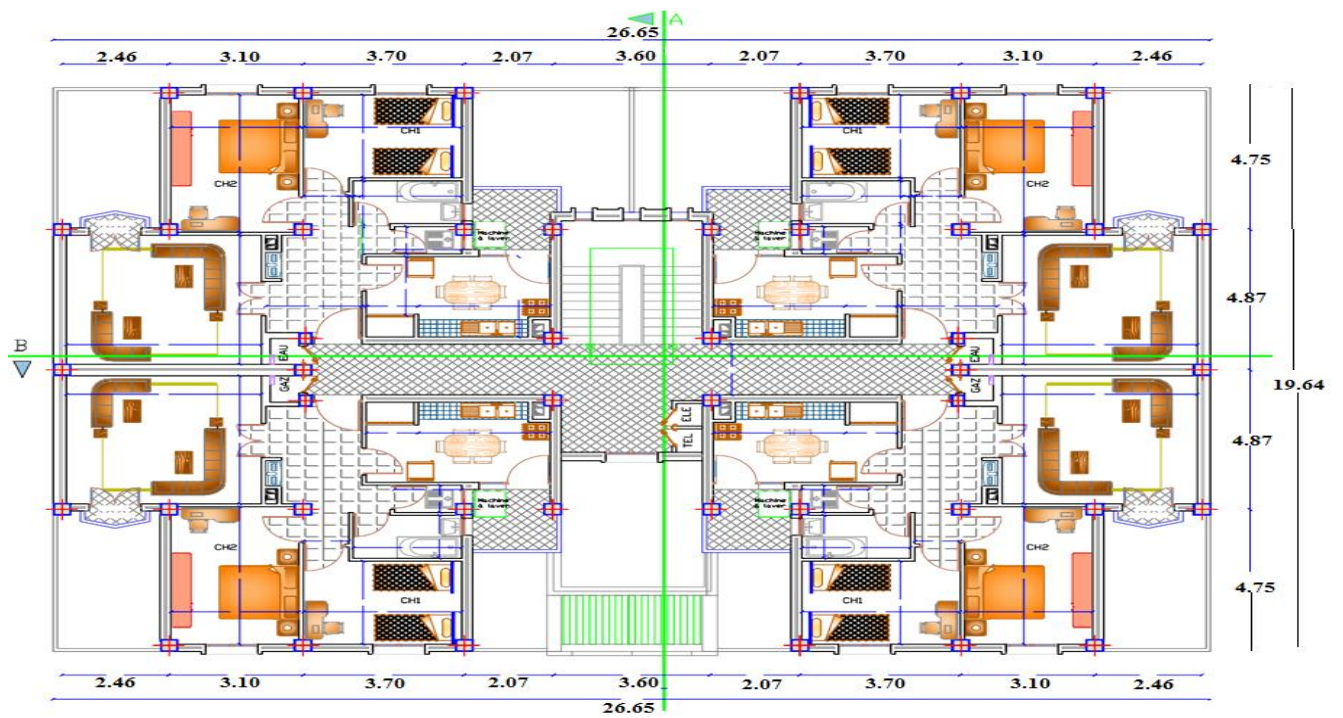


Figure I.2 : plan du étage courant



Figure I.3 : façade principale.

I.1.4. Conception structurelle:

Règles et normes de calcul :

- Pour le calcul et la vérification on utilise :
- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99V2003) ;
- Les règles BAEL 91 R 99 ;
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR).
- Règles CBA93.

Choix du système de contreventement.

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques). [7]

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.2. Caractéristiques des matériaux de construction

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis. [7]

I.2.1. Le béton :

a) Définition :

Le béton est obtenu en mélangeant en quantité et en qualité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser.

On choisira les différentes proportions à donner pour chaque composant, l'ensemble de ces composants est basé avant tout sur l'expérience et sur les résultats obtenus après les essais des éprouvettes à la compression et à la traction.

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Donc le problème posé est de définir les pourcentages des différents granulats, dont on dispose pour obtenir le béton avec un dosage approprié en ciment.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

b) Composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.
- Le béton est constitué de deux types de **granulats** :
 - Sable de dimension inférieure à 5 mm.
 - Gravier de dimension inférieure à 25 mm
- L'**eau** utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton

c) Préparation du béton :

On appelle **dosage** le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

➤ La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :

- 350Kg/m³ de ciment CPA325
- 400 L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$
- 800 L de gravillon $D_g \leq 25\text{ mm}$
- 210 L d'eau.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

d) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **La masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.
- **Le retrait** : C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.

- **La dilatation** : puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient : $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueur}$
- **Le fluage** : C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment applique.
- **La résistance** :

❖ Résistance du béton à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants ; un béton est défini par la valeur de la résistance à la compression mesurée en décroisant des éprouvettes cylindriques de 200cm^2 de section $d=16\text{cm}$; $h=32\text{cm}$

La résistance est mesurée à l'âge de 28 jours

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.8j} F_{c28} \text{ pour } F_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Pour $J < 28$ jours

$$F_{cj} = \frac{J}{1.4+0.95J} F_{c28} : \text{pour } F_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$. (Valeur adoptée pour les constructions civiles et industrielles).

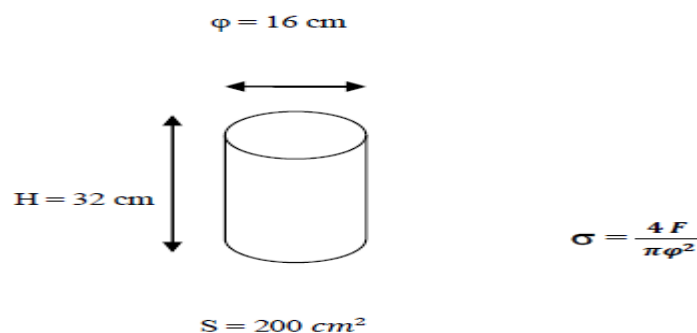


Figure I.4 : Essai de compression.

❖ Résistance du béton à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{BAEL91}]$$

• Module de déformation longitudinale du béton :

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

$$E_{ij}=11000(f_{cj})^{1/3} \quad [1]$$

$$E_{i28} = 32164.2 \text{MPa}$$

Le module de déformation **différée** « E_{vj} » à « j » jours du au fluage est donnée par la formule :

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3} \quad [1]$$

$$E_{v28}=10819 \text{MPa}$$

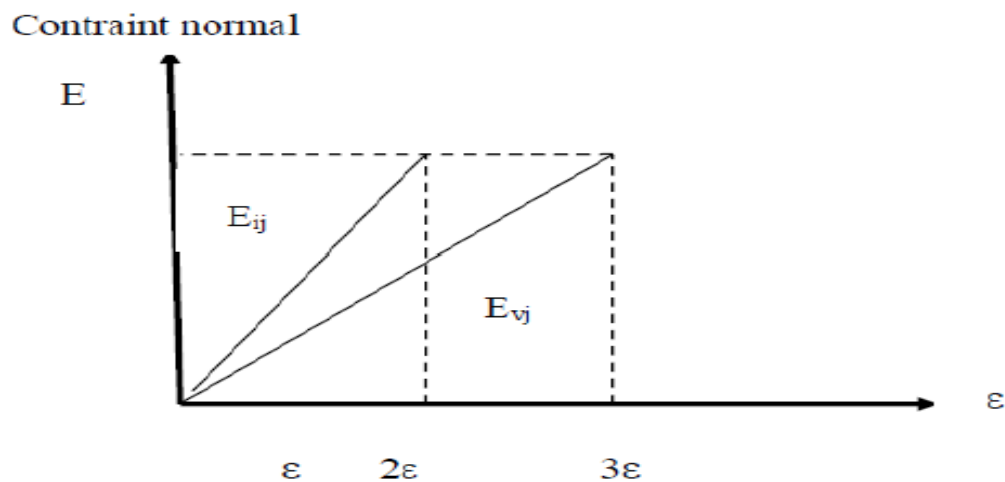


Figure I.5 : Module de déformation instantané et différée.

- **Module de déformation transversale :**

$$G = E / 2 * (1 + \nu). \quad [1]$$

ν : coefficient de poisson

E : Déformation relative transversale au longitudinale.

Selon les règles [BAEL91] les valeurs de ce coefficient :

$\nu = 0.20$; dans le cas des états limites de service.

$\nu = 0.00$; dans L'E.L.U.

e) CARACTERISTIQUES LIMITES DU BETON :

- **Contrainte ultime du béton en compression :**

On a : $f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \gamma_b$; en pratique ; on aura : $f_{cj} = f_{c28}$

Avec : f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$; pour les situations accidentelles.

$\Rightarrow f_{bu} = 18.47 \text{MPa}$.

$\gamma_b = 1.50$; pour les situations durables.

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

- **Diagramme contrainte déformation du béton à ELU :**

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification le diagramme rectangulaire qui en est déduit.

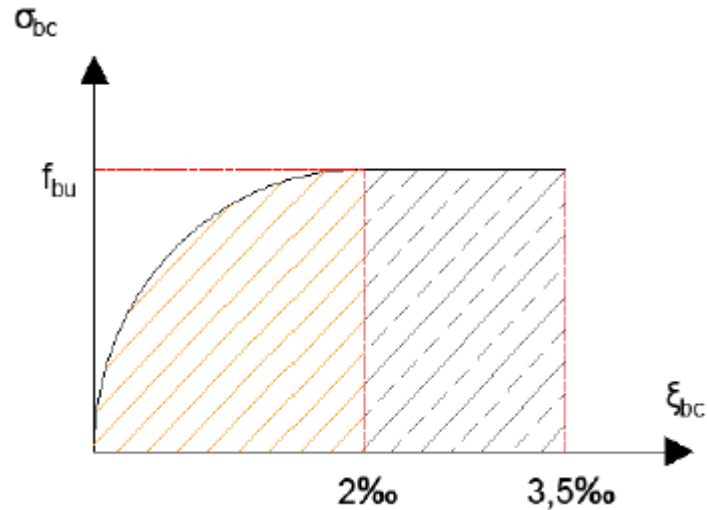


Figure I.6 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU.

- **Contrainte ultime du béton au cisaillement :**

On a :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ si la fissuration non préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) ; \text{ si la fissuration préjudiciable.}$$

- **Contrainte de service du béton en compression :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

• Diagramme contrainte déformation du béton à ELS:

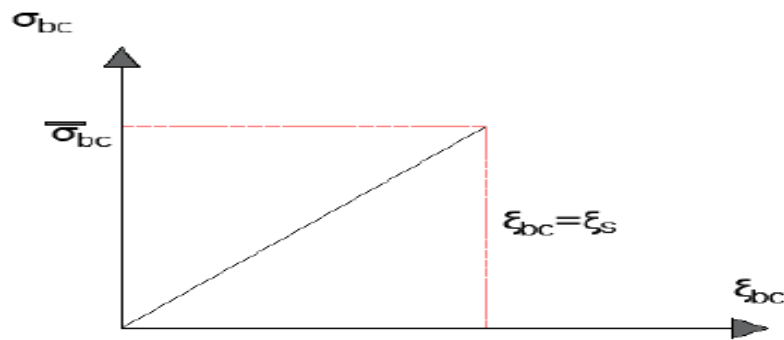


Figure I.7 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS.

I.2.2. L'acier :

.a) Définition :

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, 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.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

. b) Types d'acier :

- Barres lisses (RL) → Fe E 235
- Barre à hautes adhérences (HA) → Fe E 40
- Treillis soudé de diamètre 6 hautes adhérences → Fe E 215

c) Caractéristiques mécaniques :

Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Tableau I.1 : les différents types d'acier.

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E 22	215	Emploi courant
	F _e E 24	235	Epingle de levage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	F _e TE 40	400 500	Emploi courant

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

	F_e TE 50		
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40 F_e TE	400 500	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm TL 52 $\phi \leq 6$ mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_e E40 type 1,
 $f_e = 400$ MPa

.d) Contraintes limites :

1. Contraintes limites ultime :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \longrightarrow \quad \text{aciers naturels}$$

$$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \quad \longrightarrow \quad \text{aciers écrouis}$$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation courante} & \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle} & \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

2. Contrainte limite de service : [1]

Les contraintes limites de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

Fissuration peu préjudiciable..... $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

$$\text{Fissuration préjudiciable.....} \quad \sigma_s \leq \sigma_{st} = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable} \quad \sigma_s \leq \sigma_{st} = \text{Min} (f_e / 2 ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

η : Coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

- $\sigma_s = 347.83$ MPa en cas de Fissuration peu préjudiciable.
- $\sigma_s = 192.79$ MPa en cas de Fissuration préjudiciable.
- $\sigma_s = 157.74$ MPa en cas de Fissuration très préjudiciable.

3. Diagramme de déformation - contrainte :

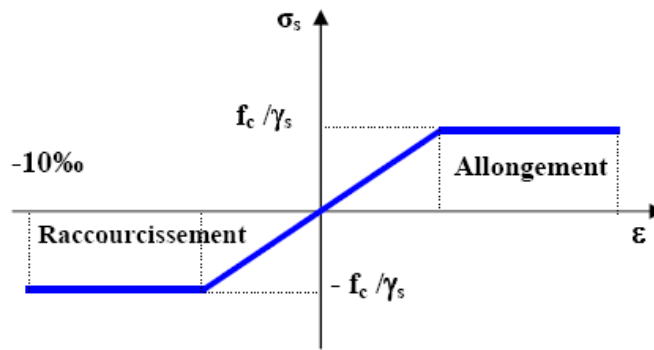


Figure I.8 : Diagramme contraintes déformation de l'acier.

➤ L'allongement est donné par $\sigma_s = f_e / (\gamma_s * E_s)$

Dans notre cas, la fissuration sera considérée comme étant peut nuisible. Nous aurons donc $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$.

I.2.3. Les Actions :

a) définition : les actions sont des forces appliquées à une construction soit :

- directement : action permanentes ; action variables d'exploitation ; action climatiques et action accidentelles.
- indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement

b) les actions permanentes (G) :

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- poids propre de la structure.
- poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement)
- efforts (poids, poussée des eaux et des terres)
- efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait)

c) les actions variables (Q) :

Elles varient de façon importante dans le temps :

- les charges d'exploitation
- les charges climatiques
- explosion (gaz, bombes)
- séismes

I.2.4 Combinaison d'action:

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'action proposées par BAEL.

- **Pour les plancher**

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations, pour cela les combinaisons considérées sont :

A l'ELU : $1.35G + 1.5Q$ A l'ELS : $G + Q$

Dans le cas des actions sismique, les combinaisons a pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après RPA99/2003 on a :

- **Pour les poutres**

$G + Q + E$

$1.35 G + 1.5 Q E$: Effort sismique

$G + Q$

- **Pour les poteaux**

$G + Q + 1.2 E$

$0.8G + E$

- **Pour les voiles**

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 + E$

I.2.5. Les Sollicitations :

Les sollicitations sont définis comme étant les efforts provoquées en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elles ; les sollicitations sont exprimées sous formes des forces ; d'efforts (normaux ou tranchants) de moment (de flexion, de torsionetc.)

I.2.6. hypothèses de calcul des sections en béton armé :

a/ Etats limites ultimes (ELU):

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (Renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de la forme (non flambement des poteaux est des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est :

$$q = 1.35G + 1.5Q.$$

b/ Etat limite de service (ELS):

- Constituent les frontières, aux delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :
- L'ouverture des fissures, (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).

Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

- Déformation des éléments porteurs (La flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).

Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G + Q.$$

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{ en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure -9-

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

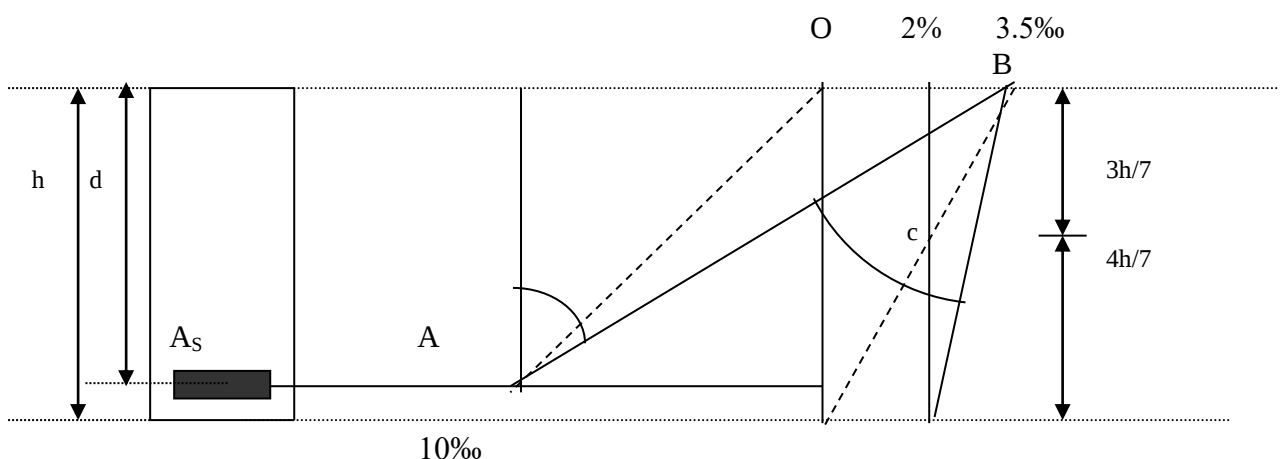


Figure I.9 : la règle des trois pivots.

I.3. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté notre ouvrage qui est un bâtiment mixte (portique voiles) en R+5 à usage d'habitation, situé dans la zone Iia sismique d'Algérie (Ville de Mila). Ses différentes dimensions, son ossature, les caractéristiques de ses matériaux ont été discutées. Enfin, nous avons définies hypothèses de calcul selon les règlements BAEL91 [1].et (RPA99, 2003)[2].Utilisant le logiciel d'Autocad pour le coffrage et ferrailage et le logiciel ROBOT pour le calcul. Dans le chapitre suivant, nous allons présenter le pré dimensionnement des éléments afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

Chapitre 2

Pré-Dimensionnement
et descente des
charges

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2.Pré-dimensionnement des Différents Eléments :

II.2.1.Les Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.2.1.1. Planchers à corps creux :

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant: C.B.A.93 [B.6.8.2.4].

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche: [2]

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$L_{\max} = 4.87 \text{ m.}$

$$\frac{487}{25} \leq h_t \leq \frac{487}{20}$$

$$19.48 \leq h_t \leq 24.35$$

Donc on adopte : $h_t = 20 \text{ cm.}$

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

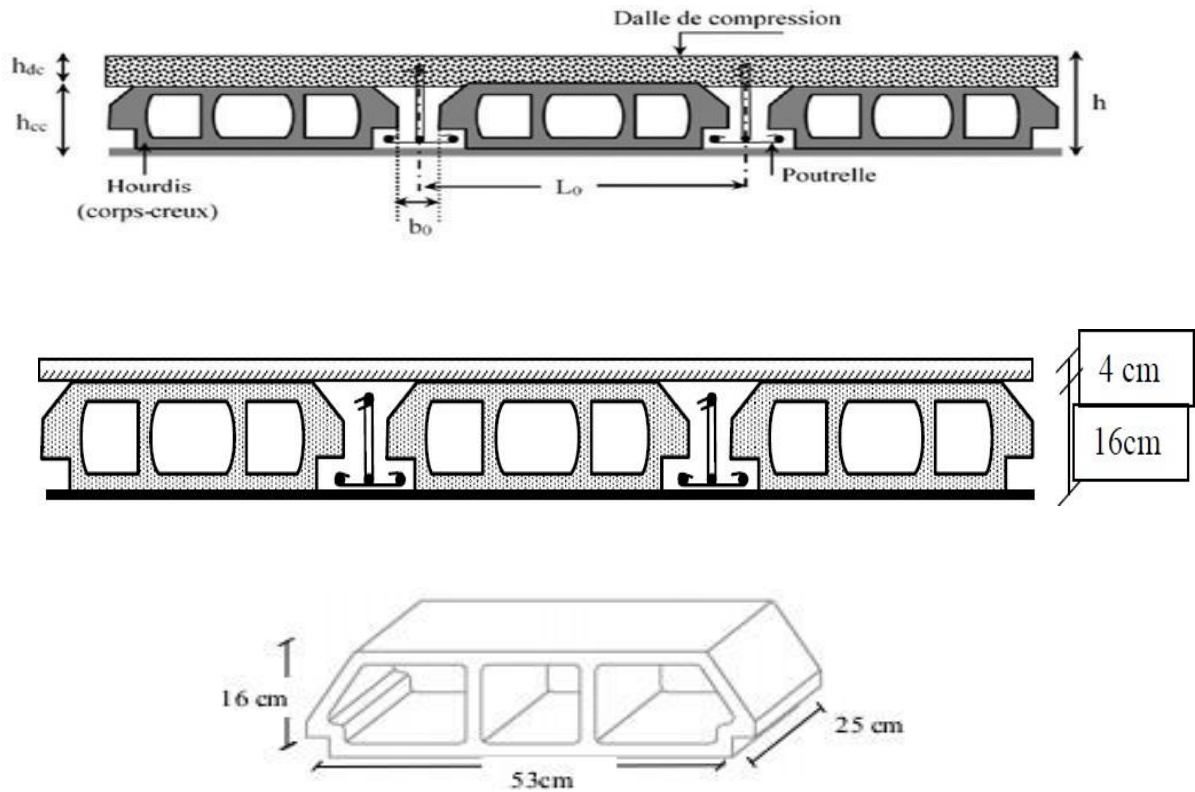


Figure II.1: Plancher à corps creux

a. Poutrelles

$b_1 \geq \min \left(\frac{55}{2} ; \frac{487}{10} \right) = \min (27.5 ; 48.7) \text{ cm}$ Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant : $h_t = 20 \text{ cm}$.

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = (08 \text{ à } 12)$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$b = 2 b_1 + b_0$

$b_1 \geq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} \right)$

avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

$L_{\max}$: représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{\max} = 487 \text{ cm}$).

Tel que:

$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$.

On adopte:

$b_1 = 27.5 \text{ cm}$

Pour la vérification:

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$

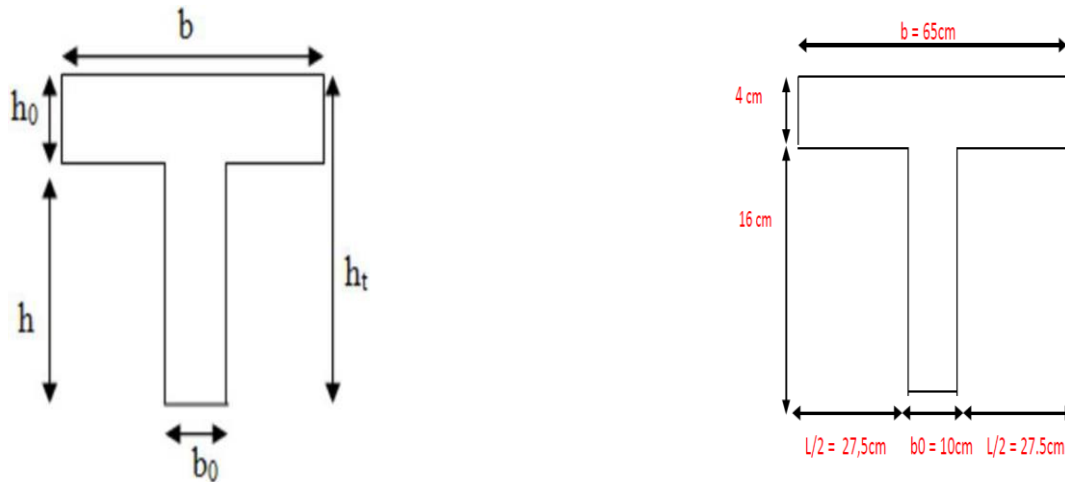


Figure II.2: Poutrelle

II.2.1.2. Dalles pleine (Balcon) :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a- Résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$: pour une heure de coupe feu.
- $e = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$: pour quatre heures de coupe feu.

On admet que : $e = 16 \text{ cm}$.

b- Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes : [3]

- Pour une dalle sur un seul appui:

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Dans notre projet nous avons dalle reposant sur deux appuis donc : $L_x = 1.63\text{m}$

$$\frac{163}{35} \leq e \leq \frac{163}{30}$$

$$4.65 \leq e \leq 5.43$$

$$e = 5\text{cm}$$

$$e_{\text{dalle}} = \max(16; 5)\text{cm} = 16\text{ cm}$$

II.2.2.les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

a- Poutres principales :

Selon le règlement B.A.E.L 91 modifié 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003. [1]

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

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 5.56\text{m}$).

$$\frac{556}{15} \leq h_t \leq \frac{556}{10} \rightarrow 37.06 \leq h_t \leq 55.6 \text{ Donc : soit } h = 45\text{ cm et } b = 35\text{ cm.}$$

Vérification:

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes:

Donc on adopte une poutre principale de section (35*45).

Vérification selon RPA 99 version 2003:

$$b \geq 20\text{cm} \longrightarrow b=35\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \longrightarrow h=45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{35} = 1.28 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les condition du RPA sont vérifiées donc la poutre pricipale à une section de (35*45) cm².

b- Poutres secondaires :

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

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 4.87\text{ m}$).

$$\frac{487}{15} \leq h_t \leq \frac{487}{10} \rightarrow 32.46 \leq h_t \leq 48.7 \text{ Donc : soit } h = 40 \text{ cm et } b = 35 \text{ cm}$$

Vérification:

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes: [4]

Donc on adopte une poutre principale de section (35*40).

Vérification selon RPA 99 version 2003:

$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{35} = 1.14 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les condition du RPA sont vérifiées donc la poutre secondaire à une section de (35*40) cm².

II.2.3.Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa.

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b,h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b,h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right\}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées: (40x40) cm²

Vérification (R.P.A 99) : [4]

$$\min(40,40) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots cv$$

$$\min(40,40) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots cv$$

$$0.25 \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots cv$$

II.2.4. Les escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure on a seul type d'escalier et il est fait en béton armé

Est dans notre structure les escaliers sont :

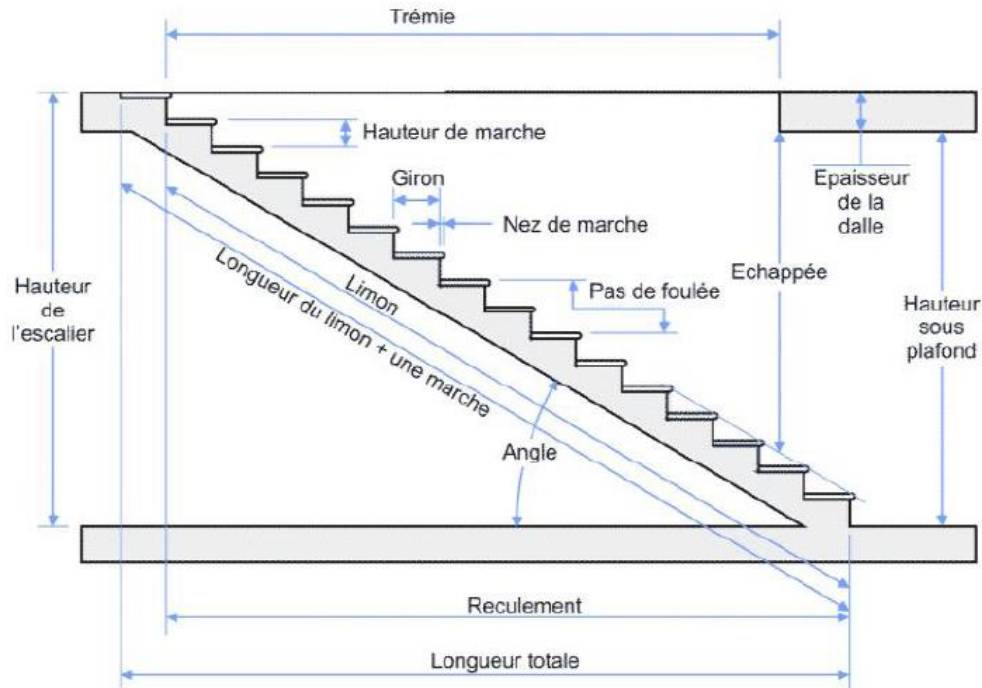


Figure II.3: Coupe verticale descriptive d'un escalier.

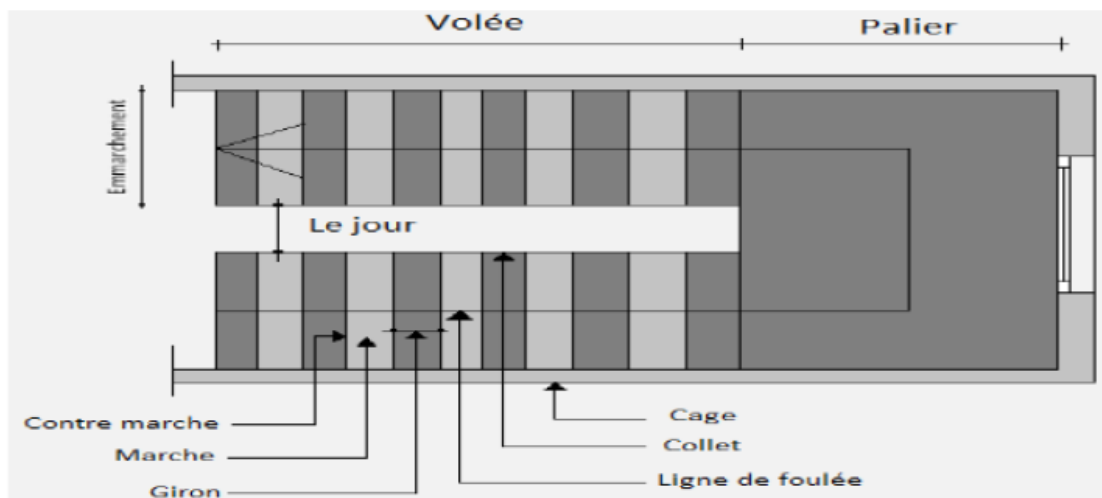


Figure II.4 : Coupe horizontale descriptive d'un escalier.

Etude de l'escalier :

Pratiquement : la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$ cm. La largeur g : $25 \leq g \leq 32$ cm.

On prend : $h = 17$ cm et $g = 30$ cm.

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$ [1]

$$2.h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \dots (c \ v)$$

Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

n : nombre de contre marche. H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$$

Deux volées :

$$h_1 = h_2 = 153 \text{ cm}$$

Nombre des contre marches par volée:

Volée 1 et 2 : $n = \frac{153}{17} = 9$ contre marche. Donc : 8 marche.

Angle de raccordement :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{270} = 0.56$$

$$\alpha = 29.24$$

La paille est une dalle appuyée sur deux côtés :

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

$e \geq 11$ pour deux heures de coup feu.

Epaisseur de la paille (ep) :

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

$$\frac{L_p}{30 \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{L_p}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{270}{30 \cos(29.24)} \leq ep \leq \frac{270}{20 \cos(29.24)}$$

$$10.31 \leq ep \leq 15.47$$

Donc : $ep = 15$ cm.

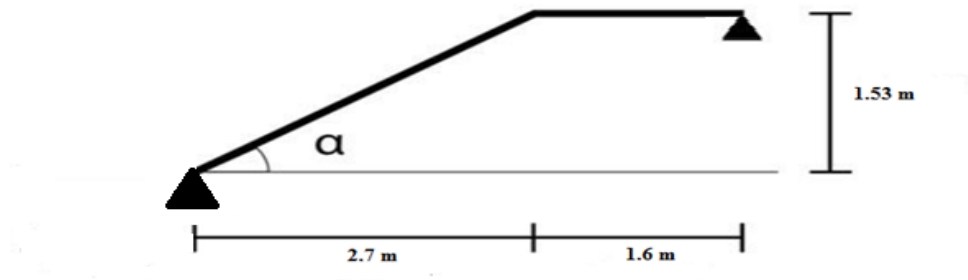


Figure II.5 : schéma statique d'escalier

II.2.5.Les voiles :

a- Définition et Pré dimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003). [4]

D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le RPA99 version 2003(article 7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad \rightarrow \quad e \geq \max \left(e_{\min}; \frac{h_e}{20} \right)$$

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

Avec :

L: longueur du voile.

e: épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

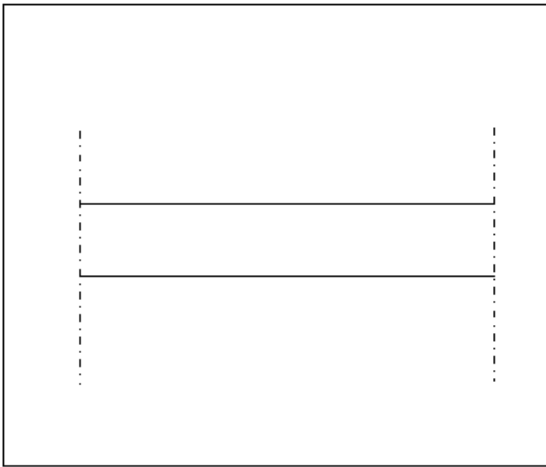


Figure II.6: Coupe de voile en plan

Exemple: On a:

$h_e = 3.06 \text{ m}$pour R.D.C et étage courant.

On a; $e \geq \frac{306}{20} \rightarrow e = 15.3 \text{ cm}$

On adopte:

$e = 16 \text{ cm}$ pour R.D.C et étage courant.

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être:

$L_{\min} \geq 4e$ donc on adopte : $L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$

On a : $L_{\min} = 120$ Cv.

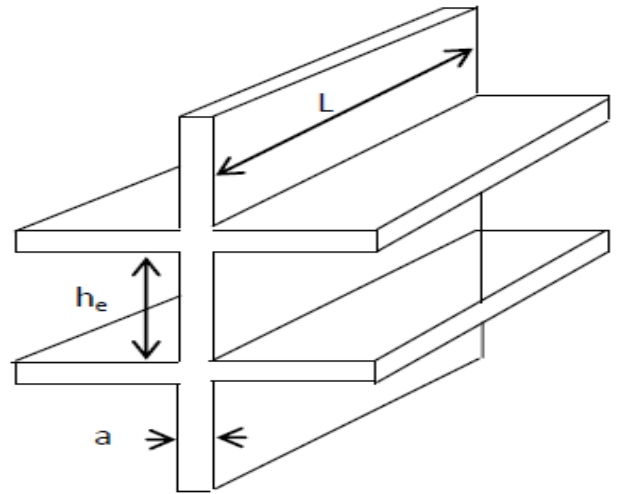


Figure II.7: Schéma détaillé d'une voile

II.3. Evaluation des charges et surcharges: [5]

II.3.1. La charge des planchers :

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2

- **Plancher terrasse (16+4) :**

Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse (inaccessible).

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Protection gravillon	0.80	
Etanchéité multicouche	0.12	
Forme de pente	2.65	
Isolation thermique en liège	0.16	
Plancher corps creux	2.80	
Enduit en plâtre sous plafond	0.20	
TOTAL	6.73	1.00

- **Plancher courant (16+4) :**

Tableau II.2: Charge pour plancher courant (accessible).

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.44	
Mortier de ciment	0.40	
Mortier de pose (sable fin)	0.36	
corps creux	2.80	
Enduit en plâtre	0.40	
Cloisons	0.90	
TOTAL	5.35	1.50

II.3.2.Murs Extérieurs :

Tableau II.3 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit intérieur en ciment	0.40
Brique creuse	1.35
Brique creuse	1.35
Enduit extérieur en ciment	0.40
TOTAL	3.05

- **Murs intérieurs:**

Tableau II.4 : Evaluation des charges des cloisons intérieures.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0.40
Brique creuse	1.35
Enduit intérieur en ciment	0.40
TOTAL	2.15

II.3.3.Escaliers :

- **Palier :**

Tableau II.5: évaluation des charges du palier

Désignation		e (cm)	G(KN/m ²)
Dalle pleine	25	15	4.5
Carrelage	20	2	0.40
Mortier de ciment	20	2	0.40
Lit de sable	18	2	0.36
Enduit de ciment	18	1.5	0.27
G	5.93KN/m²		
Q	2.5KN/m²		

- **La volée:**

Tableau II.6 : évaluation des charges de la volée (la pailleasse).

Désignation			e (m)	G(KN/m ²)
Dalle pleine	Type 1	25	0.15/cos(29.24)	4.30
	Type 2		0.15/cos(29.24)	4.30
Carrelage	Horizontale	20	0.02	0.40
	Vertical		0.02*(h/g)	0.24
Enduit de ciment	Type 1	18	0.015/cos(29.24)	0.31
	Type 2		0.015/cos(29.24)	0.31
Mortier en ciment	Horizontale	20	0.018	0.40
	Vertical		0.018*h/g	0.24
Poids de la marche		25	0.17/2	2.12
Garde de corps		/	/	0.6
G (G volée1 = GVolée2)			8.61KN/m²	
Q(G volée1 = GVolée2)			2.5 KN/m²	

- Balcon :

Tableau II.7: évaluation des charges du balcon.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrela	2	20	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	20	0,36
Enduit en ciment	2	18	0,40
Dalle pleine	15	25	4.00
Charge permanente totale			G = 5.60
Surcharge d'exploitation			Q = 3.50

II.3.4.L'Acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, Pour la terrasse inaccessible on prend cm (**h= 60cm**).

$$G_{\text{l'acrotère}} = \text{Poids volumique} \times S_{\text{l'acrotère}}$$

$$S = (0,60 \times 0,10) + \frac{0,03 \times 0,10}{2} + 0,07 \times 0,10$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

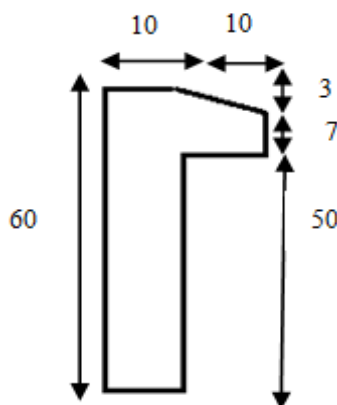


Figure II.8: schéma statique de l'acrotère.

Tableau II.8: Evaluation des charges de l'acrotère.

Désignation	G (KN/m ²)
Enduit de ciment extérieur	0.27
Béton	2.5
Enduit de ciment intérieur	0.27
TOTAL	3.04

II.4.Descente de charge :

II.4.1. Définition :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura considéré :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

III.4.2. Representation des differents niveaux du batiment :

Sous terrasse Q_0

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

II.4.3.Loi de dégression des sur charges :

- Un bâtiment en béton armé (R+6) à usage d'habitation:
- Plancher RDC $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher 1^{er} au 6^{ème} (habitations) $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher terrasse (non accessible) $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ on étant valable, et on obtient les valeurs suivantes : La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

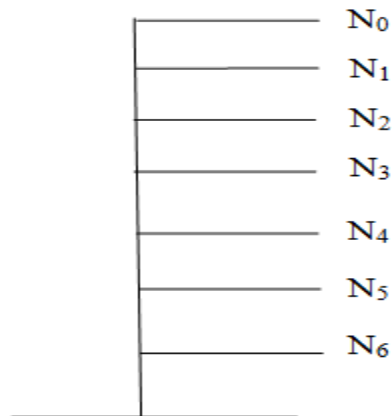


Figure II.9: Schéma statique de la descente de charge.

Tableau II.9: Dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge(KN/m ²)
6	$Nq_0=1,00$	1
5	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
4	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
3	$Nq_3=q_0+0,90 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
2	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
1	$Nq_5=q_0+0,80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
RDC	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75

Tableau II.10: Descente de charge du poteau.

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N ₁	Plancher terrasse	80.55	11.97
	G _{pp} (35 x 45) cm ²	21.89	
	G _{ps} (35 x 40) cm ²	17.04	
	Total	119.48	11.97
N ₂	Venant N ₁	119.48	
	Poteau (40 x 40) cm ²	12.24	
	Total	128.85	
N ₃	Venant N ₂	128.85	17.95
	Plancher étage	64.03	
	G _{pp} (35 x 45) cm ²	21.89	
	G _{ps} (35 x 40) cm ²	17.04	
	Total	234.68	29.92
N ₄	Venant N ₃	234.64	
	Poteau (40 x 40) cm ²	12.24	
	Total	246.88	

Chapitre II : Pré-Dimensionnement et descente de charges

N₅	Venant N4	246.88	17.95
	Plancher étage	64.03	
	G _{pp} (35 x 45) cm ²	21.89	
	G _{ps} (35 x 40) cm ²	17.04	
	Total	349.84	47.87
N₆	Venant N ₅	349.84	
	Poteau (40 x 40) cm ²	12.24	
	Total	362.03	
	Venant N6	362.03	17.95
	Plancher étage	64.03	
	G _{pp} (35 x 45) cm ²	21.89	

N₇	G _{ps} (35 x 40) cm ²	17.04	
	Total	464.99	
N₈	Venant de N ₇	456.47	
	Poteau (40x40) cm ²	12.24	
	Total	477.23	
N₉	Venant de N ₈	477.23	17.95
	Plancher étage	64.03	
	G _{pp} (35 x 45) cm ²	21.89	
	G _{ps} (35 x 40) cm ²	17.04	
	Total	580.19	
N₁₀	Venant de N ₉	580.19	
	Poteau (40 x 40) cm ²	12.24	
	Total	592.43	
N₁₁	Venant de N ₁₀	592.43	17.95
	Plancher étage	64.03	
	G _{pp} (35 x 45) cm ²	21.89	
	G _{ps} (35 x 40) cm ²	17.95	
	Total	696.27	
N₁₂	Venant de N ₁₁	696.27	
	Poteau (40 x 40) cm ²	12.24	
	Total	708.51	
N₁₃	Venant de N ₁₂	708.51	17.95
	Plancher étage	64.03	
	G _{pp} (35 x 45) cm ²	21.89	
	G _{ps} (35 x 40) cm ²	17.95	
	Total	812.38	
N₁₄	Venant de N ₁₃	812.38	
	Poteau (40 x 40) cm ²	12.24	
	Total	824.62	
	Total	G= 824.62	Q=119.67

II.4.4. Poteau le plus sollicité:

La surface afférente:

$$S = (1.55 + 1.85) * (1.9 + 2.375) = 14.53 \text{ m}^2$$

Les charges et surcharges:

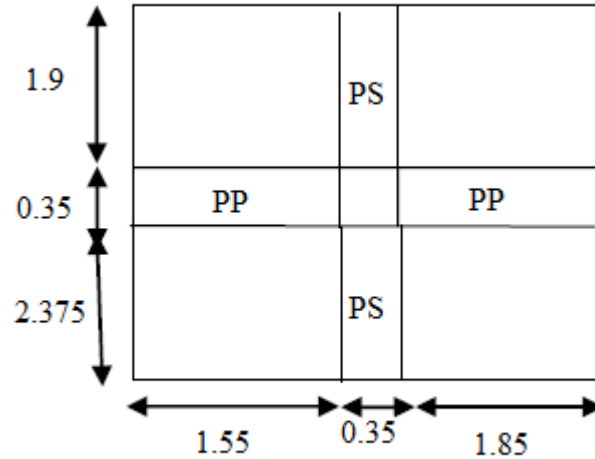


Figure II.10: Surface afférente du poteau.

Plancher terrasse:

$$\begin{cases} G = 11.97 * 6.73 = 80.55 \text{ kn} \\ Q = 11.97 * 1 = 11.97 \text{ kn} \end{cases}$$

Plancher étages:

$$\begin{cases} G = 11.97 * 5.35 = 64.03 \text{ kn} \\ Q = 11.97 * 1.5 = 17.95 \text{ kn} \end{cases}$$

Les poutres:

$$\begin{cases} G_{pp} = 5.56 * 0.35 * 0.45 * 25 = 21.89 \text{ kn} \\ G_{ps} = 4.87 * 0.35 * 0.4 * 25 = 17.04 \text{ kn} \end{cases}$$

Poteaux:

$$G_{pot} = s * 25 * h_e$$

Tableau II 11: Évaluation des poids propres des poteaux.

Étage	RDC, 1 ^{er} étage et 2 ^{ème} étage	3, 4, 5, 6 ^{ème} étage
S (m ²)	0.16	0.16
Gp	12.24	12.24

II.4.5. Les vérifications nécessaires :

a- Poteau RDC:

• L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 824.62 + 1.5 * 119.67 = 1292.74 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% tel que: $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$.

$$\text{Donc } N_u = 1.15 \times 1292.74 = 1486.65 \text{ KN.}$$

Vérification à la compression simple:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 * f_{c28} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 * f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{1486.65 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.099 \text{ m}^2$$

On a: $B = 0.16 \text{ m}^2$
 $B = 0.16 \text{ m}^2 > 0.099 \text{ m}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Vérification au flambement:

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha * \left(\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{B_r * \gamma_s} \right)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 * \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur de poteau.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

$$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.06 = 2.142m$$

$$B = 0.16m^2$$

$$I = \frac{0.0256}{12} = 0.213 * 10^{-2} m$$

$$i = \frac{\sqrt{0.213 \times 10^{-2}}}{0.16} = 0.1153$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.1153} = 18.577 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{18.577}{35}\right)^2} = 0.804$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha * \left(\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{B_r * \gamma_s} \right)}$$

$$B_r \geq \frac{1486.65 * 10^{-3}}{0.84 * \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{8 * 400}{1000 * 1.15} \right)}$$

$$B_r \geq 0.085$$

$$A_s = 0.7\% * B_r \dots \dots \text{Zone I}$$

$$A_s = 0.8\% * B_r \dots \dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 0.9\% * B_r \dots \dots \text{Zone IIb}$$

$$A_s = 0.9\% * B_r \dots \dots \text{Zone III}$$

Nous avons:

$$B_r = (40-2) * (40-2) * 10^{-4} = 0.1444 m^2$$

$0.1444 m^2 > 0.085 m^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

II.5 Conclusion :

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers et voiles) on passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.

Chapitre 3

Ferraillage des
éléments non
structuraux

III.1. Introduction :

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : Les éléments structuraux et non structuraux.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non-structuraux (différents planchers, escalier, acrotère).

Cette étude fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur les éléments considérées, calcul des sollicitations les plus défavorables et la détermination de la section d'acier nécessaire.

III.2. l'acrotère :

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère, pour son calcul il sera assimilé à une console encastrée à l'extrémité du plancher terrasse, elle est soumise à :

- Un effort G dû à son poids propre.
- Un effort latéral Q dû à la main courante produisant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

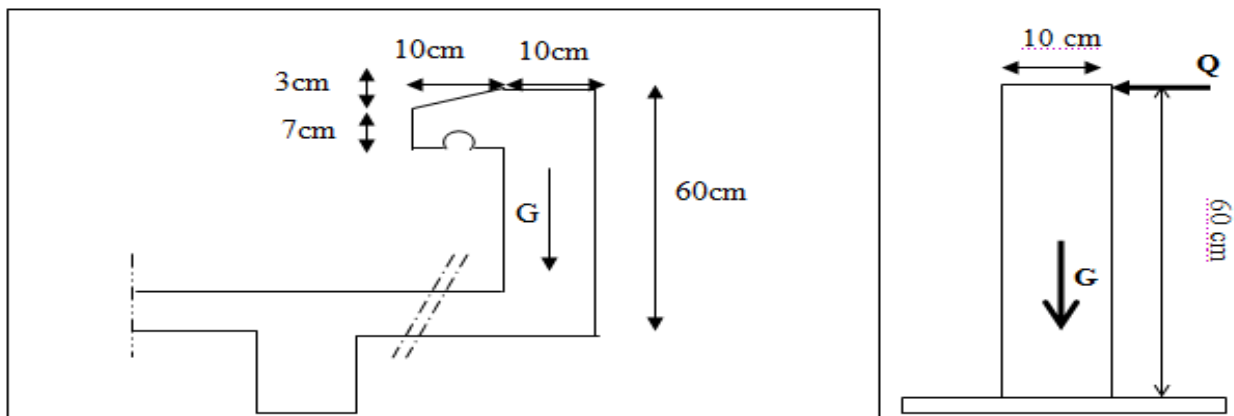


Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.

III.2.1. Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- ✓ La fissuration est préjudiciable.
- ✓ Le calcul sera fait en flexion composée.

III.2.2. Evaluation des charges :

- Poids propre : $G = 3.04 \text{ KN/m}$
- Surcharge : $Q = 1 \text{ KN/m}$

III.2.3. Vérification au séisme:

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [4]$$

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

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

W_p : Poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

Groupe d'usage 2, zone IIa :

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.04 = 1.45 \text{ KN/m}$$

Il faut : $F_p < 1.5Q \Rightarrow 1.45 \text{ KN/m} < 1.5 \text{ KN/m} \dots\dots\dots (cv)$

On va ferrailer l'acrotère avec la force F_p .

III.2.4. Calcul des sollicitations :

- Calcul des moments fléchissant :

ELU :

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort normal :

ELU:

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 3.04 = 4.1 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$N_s = G = 3.04 \text{ KN/m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

ELU :

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

ELS :

$$T_s = Q = 1 \text{ KN}$$

III.2.5. Calcul de l'excentricité :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a \quad [1]$$

- **Excentricité de la résultante des contraintes normales (e_1) :**

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{4.1} = 0.21 \text{ m}$$

$$e_1 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{cv})$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f par rapport aux armatures tendues.

- **Excentricité dus aux effets de second ordre (e_2) :**

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10000 \times h} (2\alpha + Q)$$

Calcul de l'élanement :

$$L_f = 2 \times L \quad \Rightarrow L_f = 2 \times 0.6 \quad \Rightarrow L_f = 1.2 \text{ m}$$

$$i : \text{rayon de giration} : \quad i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{1 \times 0.1^3}{12} \Rightarrow I = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 1 \times 0.1 \Rightarrow S = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } i = 0.028$$

$$\text{Alors : } \lambda = \frac{1.2}{0.028} = 42.85$$

$$\lambda_{\max} \leq \max \left\{ 50 ; \min \left(\frac{67 \times e_1}{h} ; 100 \right) \right\}$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

Alors: $\lambda \leq \lambda_{\max}$

Donc pas de risque de flambement.

$$\text{Et : } \alpha = \frac{MG}{MG+MQ}$$

$$M_G = \frac{ql^2}{2} = \frac{3.04 \times 0.6^2}{2} = 0.547 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = \frac{ql^2}{2} = \frac{1 \times 0.6^2}{2} = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.547}{0.547+0.18} \Rightarrow \alpha = 0.75$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10000 \times 0.1} (2 \times 0.75 + 2) \Rightarrow e_2 = 0.015 \text{ m}$$

• **Excentricité additionnelle (e_a) :**

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max (2 \text{ cm} ; 0.24 \text{ cm})$$

$$e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } e_T = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.21 + 0.015 + 0.02 \Rightarrow e_T = 0.245 \text{ m}$$

$$e_T > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{cv})$$

Alors :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est priori partiellement comprimé, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_{ua}).

III.2.6. Calcul du ferrailage :

On considère une section (b × h) m² soumis à la flexion composé

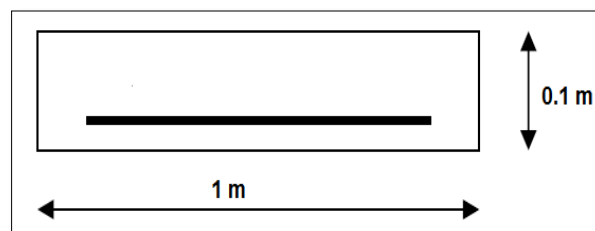


Figure III.2 : Section de calcul d'acrotère.

- ✓ Epaisseur de la section : $h = 0.1\text{m}$
- ✓ Largeur de la section : $b = 1\text{ m}$
- ✓ Enrobage : $c = 0.02\text{ m}$
- ✓ Hauteur utile : $d = h - c = 0.08\text{ m}$

• **Moment fictif (M_{ua}):**

Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ua} = 0.9 + 4.1 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow M_{ua} = 1.02 \text{ KN.m}$$

III.2.6.1. Les armatures fictives :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1]$$

$$\mu = \frac{1.02 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 80^2} = 0.011 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.011 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\mu = 0.011 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.011 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.013 \\ Z = 79.58 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{1.02 \times 10^6}{348 \times 79.58} = 36.38 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A^u = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.1}{400} = 96.90 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 0.96 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A^u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (0.36 ; 0.96)$$

Alors :

$$A_s = 0.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 0.96 < 2.01 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) [1]$$

$$e \leq \min (30 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 30 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

III.2.6.2. Armature de répartition : [1]

$$A_r = \frac{A_s}{4} [1] \Rightarrow \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) [1]$$

$$e \leq \min (40 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

III.2.6.3. Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau} [1]$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.018 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.7.Vérification à L'ELS :

III.2.7.1.Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

Pour le béton:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1]$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Pour l'acier:

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\alpha_r = \frac{n \times \overline{\sigma}_{bc}}{n \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

$$n = 15$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15) + 266.66} = 0.45$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = \frac{0.45}{2} \left(1 - \frac{0.45}{3} \right)$$

$$\Rightarrow \mu_r = 0.19$$

Moment de service limite :

$$\overline{M}_1 = \mu_r \times b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{M}_1 = 0.19 \times 1000 \times 80^2 \times 15 = 18240000 \text{ N.mm} \quad \Rightarrow \overline{M}_1 = 18.24 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M}_{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\overline{M}_{ser} = 0.6 + 2.13 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow \overline{M}_{ser} = 0.66 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M}_{ser} < \overline{M}_1 \Rightarrow 0.66 \text{ KN.m} < 18.24 \text{ KN.m} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow A' = 0$ (La section est sans aciers comprimés).

$$Z = d (1 - \alpha_r / 3) = 68 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{\overline{M}_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.66 \times 10^6}{68 \times 266.66} = 36.39 \text{ mm}^2$$

$$\text{D'où : } A_s = A_{st} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 36.39 - \frac{2130}{266.66} = 28.40 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3.02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_s = \max (A_s ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (0.28 ; 0.96)$$

$$\text{Alors : } A_s = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

III.2.8. Schéma de Ferrailage

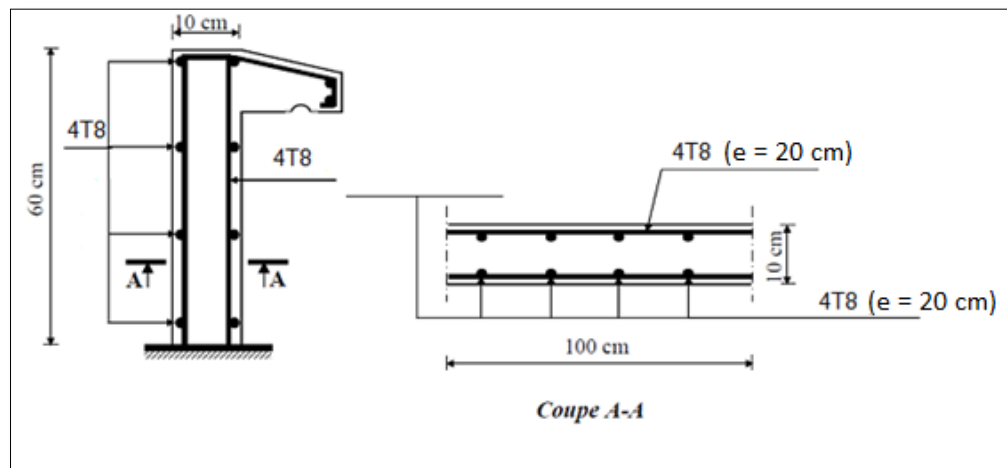


Figure III.3 : Schéma de ferrailage d'acrotère.

III.3. Les Escaliers :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.3.1. Combinaison des charges :

Les escaliers étudient pour une bonde de 1 m.

$$G_{paillasse} = 8.61 \text{ KN/m}^2 = 8.61 \times 1 \text{ m} = 8.61 \text{ KN/ml}$$

$$G_{palier} = 5.93 \text{ KN/m}^2 = 5.93 \times 1 \text{ m} = 5.93 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

ELU: $P_u = 1,35 G + 1,5 Q$

ELS: $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.1 : les combinaisons des charges de l'escalier.

Désignation	Paillasse(a) (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	15.37	11.75
ELS	11.11	8.43

III.3.2.Détermination des sollicitations :

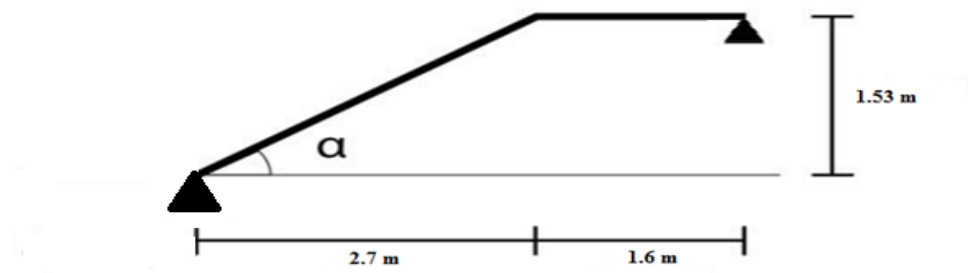


Figure III.4 : Schéma statique d'escalier.

✓ La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2}{l_1 + l_2}$ [1]

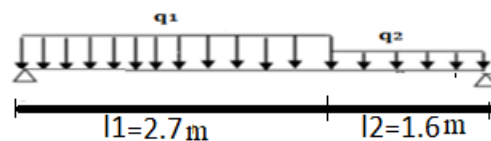


Figure III.5 : La charge équivalente.

✓ Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8}$

✓ Le moment sur appui : $M_a = 0.2M_0$

✓ Le moment sur travée : $M_t = 0.9M_0$

✓ L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2}$ [1]

Tableau III.2 : Détermination des sollicitations.

Désignation	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	$ql^2/2$	T_u (KN)
ELU	14.02	32.4	6.48	29.16	8.29	30.14
ELS	10.11	23.36	4.67	21.02	5.97	21.73

III.3.3. Les Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

ELU :

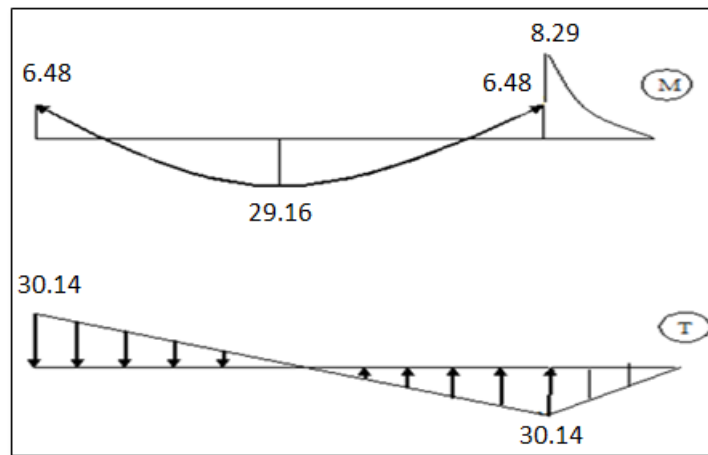


Figure III.6 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

ELS :

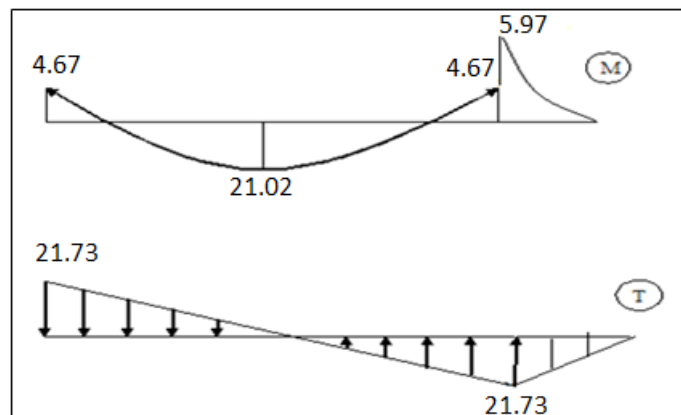


Figure III.7 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.

III.3.4. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage sera déterminé par une bande de 1m de longueur soumise à la flexion simple.

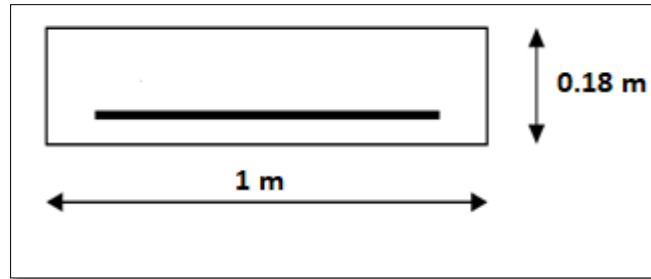


Figure III.8 : Section de calcul d'escalier.

- ✓ Epaisseur de la section : $h = 0.15\text{m}$
- ✓ Largeur de la section : $b=1\text{ m}$
- ✓ Enrobage : $c= 0.02\text{ m}$
- ✓ Hauteur utile : $d= h-c$ $d= 0.13\text{ m}$

III.3.4.1. Le ferrailage à ELU :

a) En travée:

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \quad \mu = \frac{29.16 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 130^2} = 0.121 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.121 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\mu = 0.121 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.121 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.16 \\ Z = 121.68 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{29.16 \times 10^6}{348 \times 121.68} = 688.63 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 156.97 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.56 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (6.88 ; 1.56)$$

Alors :

$$A_s = 6.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 1.56 < 7.92 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

➤ **L'espacement «e »**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min (45 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $e = 33 \text{ cm}$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} [1] \Rightarrow \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min (60 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : $e = 45 \text{ cm}$

b) Sur appui :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{8.29 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 130^2} = 0.034 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.034 < \mu_{\lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\mu = 0.034 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.034 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.043 \\ Z = 127.76 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{8.29 \times 10^6}{348 \times 127.76} = 186.45 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 156.9 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (1.86 ; 1.56)$$

Alors :

$$A_s = 1.86 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 5T10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \quad [1] \Rightarrow 1.56 < 3.92 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min (45 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad [1] \Rightarrow \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement «e » : [1]**

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq \min (60 ; 45\text{cm})$$

Donc : $e \leq 45 \text{ cm}$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ [1] tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{30140}{1000 \times 130} = 2.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 2.31 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.4.2. Le ferrailage à ELS :

a) En travée:

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu.b.d^2}} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{21.02 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 130^2} = 0.087 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.087 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\mu = 0.087 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots\text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.087 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.11 \\ Z = 124.28 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{21.02 \times 10^6}{348 \times 124.28} = 486.01 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A^u = 4.86 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 156.9 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A^u; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(4.86; 1.56)$$

Alors :

$$A_s = 4.86 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \quad [1] \Rightarrow 1.56 < 5.65 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min(45; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad [1] \Rightarrow \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min(4h; 45\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min(60; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

b) Sur appui :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu.b.d^2}} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{5.97 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 130^2} = 0.024 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.024 < \mu_{\lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$\mu = 0.024 < \mu_l = 0.186$ Pivot A.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.024 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.03 \\ Z = 128.4 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{5.97 \times 10^6}{348 \times 128.4} = 133.6 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A^u = 1.33 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 156.9 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.56 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (1.33 ; 1.56)$

Alors :

$$A_s = 1.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \quad [1] \Rightarrow 1.56 < 3.92 \text{vérifiée.}$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min (45 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad [1] \Rightarrow \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min(60; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ [1] tel que :

$$\bar{\tau} = \min(0.15f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{21730}{1000 \times 130} = 0.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.167 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.5.Vérification à ELS :

III.3.5.1.Vérification des contraintes :

a) En travée :

On doit vérifier que :

Pour le béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} \text{ [1]}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

• La contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 21.02 \text{ KN.m} ; A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (d-y) A_{sc} - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$50y^2 - 5.65 \times 15 (13 - y) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 477$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y) = 0$$

$$I = (100 \times 3.92^3)/3 + 15 \times 5.65 (13 - 3.92)^2 = 8995.2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{21.02 \times 10^6 \times 39.2}{8995.2 \times 10^4} = 9.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.88 \text{ MP} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc : Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

b) En appui :

• **La contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 4.67 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (d-y) A_{sc} - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si :} \quad (A_{sc} = 0)$$

$$50y^2 - 3.92 \times 15 (13 - y) = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 395.4$$

$$y = 3.36 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y) = 0$$

$$I = (100 \times 3.36^3)/3 + 15 \times 3.92 (13 - 3.36)^2 = 6728.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.67 \times 10^6 \times 33.6}{6728.7 \times 10^4} = 2.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.33 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

III.3.5.2. La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$ [1]

Nous avons :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{430} = 0.034 \leq \frac{1}{16} = 0.062$ non vérifiée.

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le [BAEL 91] la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$ [1]

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si : } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si : } L > 5\text{m}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{\delta i}} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{\delta v}} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

Dans notre cas : $L = 4.30\text{m}$

Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 5.65 \left(\frac{15}{2} - 13 \right)^2 = 30688.68 \text{ cm}^4$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times F_t 28}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times F_t 28}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times F_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + F_{t28}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \quad \text{et :} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{bh + 15A_s} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 5.65 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 5.65} \Rightarrow y = 7.14$$

$$Z = 13 - \frac{7.14}{3} = 10.62 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{21.02 \times 1000}{5.65 \times 10.62} = 350.31 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0035 \times 271.82 + 2.1} = 0.54$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0043(2 + 3 \times \frac{100}{100})} = 4.88 \\ \lambda_v = 1.95 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{30688.68}{1 + 4.88 \times 0.54} = 8442.08 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 30688.68}{1 + 1.95 \times 0.54} = 16443.03 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa.} \\ E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{21.02 \times 4.3^2 \times 10^8}{10 \times 32164.21 \times 8442.08} = 14.31 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{21.02 \times 4.3^2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 16443.03} = 21.84 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\text{Alors :} \quad \Delta \sigma_t = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_T = 21.84 - 14.31 = 7.53 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8.6 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.3.6. Schéma de ferrailage :

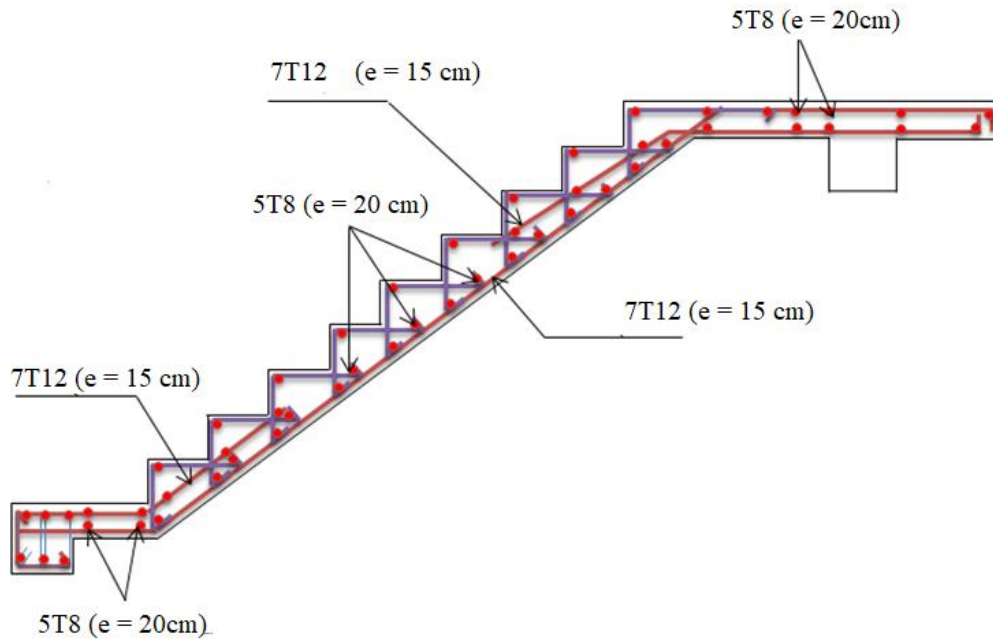


Figure III.9 : Schéma de ferrailage d'escalier.

III.3.7. Poutre de palière :

C'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre et à l'action du palier.

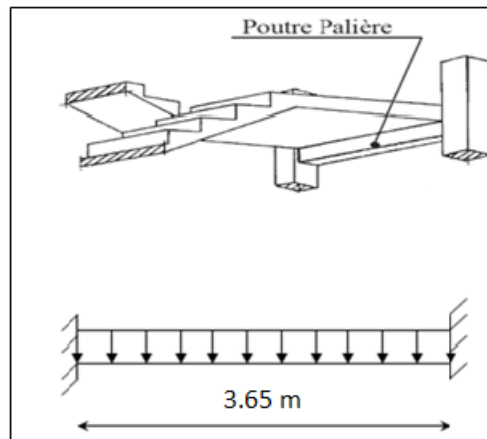


Figure III.10 : La poutre de palière.

III.3.7.1. Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifiée en considérant le RPA 99/version 2003.

Selon le CBA 93

- La hauteur « H » de la poutre palier doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \quad [3]$$

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10}$$

$$24.33 \leq h \leq 36.5 \quad \text{On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad [3]$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{On prend : } b = 30$$

❖ Selon le RPA99/ version 2003 :

$$h \geq 30 ; \quad b \geq 20 ; \quad \frac{h}{b} < 4 \quad [4]$$

$$h \geq 30 : h = 35 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$b \geq 20 : b = 30 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$\frac{h}{b} < 4 : \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Donc : on choisit une section de la poutre palière $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

III.3.7.2.Evaluation des charges :

- Le poids propre de la poutre palière :

$$G_{pp} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 1 \text{ ml} = 2.625 \text{ KN/ml}$$

- Réaction de la paillasse et de palier :

$$\text{ELU : } T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2} \Rightarrow T_u = \frac{14.02 \times 4.3}{2} = 30.14 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = \frac{q_{eq} \times l}{2} \Rightarrow T_s = \frac{10.11 \times 4.3}{2} = 21.73 \text{ KN}$$

III.3.7.3.Combinaison des charges :

ELU:

$$P_u = 1.35 \times G + T_u$$

$$p_u = 1.35 \times 2.625 + 30.14 = 33.68 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$p_s = G + T_s$$

$$p_s = 24.35 \text{ KN/ml}$$

III.3.7.4. Détermination des sollicitations :

ELU:

Le moment isostatique :

$$M_{0u} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{33.68 \times 3.65^2}{8} = 56.08 \text{ KN.m}$$

Les efforts tranchant :

$$T_u = R_a = R_b = \frac{P_u \times L}{2} = 61.46 \text{ KN}$$

Les moments en appuis et sur travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 56.08 = 47.66 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 56.08 = 16.82 \text{ KN.m}$$

ELS:

Le moment isostatique :

$$M_{0s} = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{24.35 \times 3.65^2}{8} = 40.55 \text{ KN.m}$$

Les efforts tranchant :

$$T_s = R_a = R_b = \frac{P_s \times L}{2} = 44.43 \text{ KN}$$

Les moments en appuis et sur travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 40.55 = 34.46 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 40.55 = 12.16 \text{ KN.m}$$

III.3.7.5. Calcul du Ferrailage:

✓ Epaisseur de la section : $h = 0.35 \text{ m}$

✓ Largeur de la section : $b = 0.30 \text{ m}$

✓ Enrobage : $c = 0.02 \text{ m}$

✓ Hauteur utile : $d = h - c$ $d = 0.33 \text{ m}$

❖ **Flexion simple :**

III.3.7.5.1. Le ferrailage à ELU :

a) En travée:

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \quad \mu = \frac{47.66 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 330^2} = 0.1 \quad /f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.1 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.1 < \mu_1 = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.1 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.13 \\ Z = 316.8 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{47.66 \times 10^6}{348 \times 316.8} = 432.30 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 4.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 330 \times \frac{2.1}{400} = 119.54 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A^u; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max(4.32; 1.19)$$

Alors :

$$A_s = 4.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

b) En appui :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{16.82 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 330^2} = 0.036 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.036 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.036 < \mu_1 = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.036 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.045 \\ Z = 324.06 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{16.82 \times 10^6}{348 \times 324.06} = 149.1 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A^u = 1.49 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 330 \times \frac{2.1}{400} = 119.54 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (1.49 ; 1.19)$

Alors :

$$A_s = 1.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 1.19 < 3.39 \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b / 15 ; \phi_{L \min}) [1] \Rightarrow \min (35 / 35 ; 300 / 10 ; 10)$$

$$\Rightarrow \min (1 ; 1 ; 10)$$

On adopte : $\phi_t \approx 8 \text{ mm}$

➤ **L'espacement S_t : (BAEL91)**

$$S_t \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) [1] \Rightarrow \min (0.9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = (29.7 ; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 29.7 \text{ cm}$$

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

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau} \quad [1]$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \dots \dots \dots (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{61460}{300 \times 330} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.62 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

III.3.7.5.2. Le ferrailage à ELS :

a) En travée :

Tableau III.3 : Les Résultats de ferrailage en travée de la poutre palière à ELS.

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	$Z \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
34.46	0.074	0.392	0.096	317.32	3.12	4.62

b) En Appui :

Tableau III.4 : Les Résultats de ferrailage en appui de la poutre palière à ELS.

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	$Z(\text{mm})$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$
12.16	0.026	0.392	0.032	325.77	1.07	3.39

III.3.7.6. Vérification à ELS :

III.3.7.6.1. Vérification des contraintes :

a) En travée :

On doit vérifier que :

Pour le béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

• La contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I}$$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{\text{ser}} = 34.46 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 b y^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$15y^2 + 15 \times 4.62 \times y - 15 \times 4.62 \times 33 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 376.85$$

$$y = 10.25 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y) = 0$$

$$I = (30 \times 10.25^3)/3 + 15 \times 4.62 (33 - 10.25)^2 = 46635.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{34.46 \times 10^6 \times 102.5}{46635.98 \times 10^4} = 7.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.57 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

b) En appui :

• La contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 12.16 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$15y^2 + 15 \times 3.39 \times y - 15 \times 3.39 \times 33 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 321.35$$

$$y = 9.01 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y) = 0$$

$$I = (30 \times 9.01^3)/3 + 15 \times 3.39 (33 - 9.01)^2 = 36579.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.16 \times 10^6 \times 90.1}{36579.52 \times 10^4} = 3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

III.3.7.6.2. La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \quad [1]$

Nous avons :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{365} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 \leq \frac{4,2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{35}{365} = 0.1 \geq \frac{21.55}{10 \times 25.36} = 0.085 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.7.7. Etude de la poutre palière à la torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repart sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

$$M_{\text{tor}} = \frac{M_a \times l}{2} \quad ; \quad M_a = 0.3 M_0$$

M_a : moment d'appui de la paillasse et du palier sur la poutre palière.

$$\Rightarrow M_a = 0.3 \times 32.4 = 9.72 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{tor}} = \frac{9.72 \times 3.65}{2} = 17.73 \text{ KN.m}$$

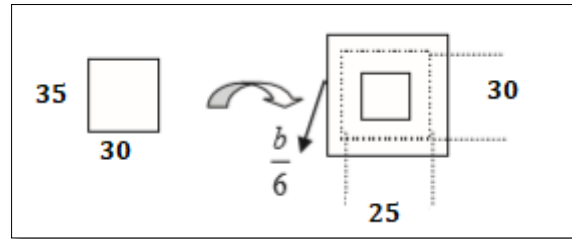


Figure III.11 : Schéma de poutre palière à la torsion .

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \quad [1]$$

e = épaisseur de la section creuse.

Ω = crise du contour de la section creuse.

$$e = \frac{b}{6} \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-e)(h-e) = (30-5)(35-5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{17.73 \times 10^6}{2 \times 750 \times 10^2 \times 50} = 2.36 \text{ MPa}$$

III.3.7.7.1. Justification du béton :

Pour notre cas : section pleine et d'après la BAEL91, on doit avoir :

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \bar{\tau}_u^2 \quad [1]$$

$$\tau_{uv} = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_{uv} = \frac{61460}{300 \times 330} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{6146}{300 \times 330} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{(2.36^2 + 0.62^2)} = 2.44 \Rightarrow 2.44 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

❖ Calcul des armatures longitudinales :

ΣA_l : sont des sections d'acier long de torsion.

μ : périmètre de contour d'air Ω .

S_t : équidistance selon ces axes.

A_l : section d'un cours des cadres de torsion orthogonaux à l'axe de la pièce.

$$\mu = 2 [(30-5) + (35-5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_l = \frac{17.73 \times 10^{-3} \times 1.10 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400} \Rightarrow A_l = 3.02 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 3.02 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T14 = 3.08 cm²

❖ Armatures transversales :

➤ L'espacement S_t : (BAEL91)

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) [1] \Rightarrow \min (0.9 \times 33; 40 \text{ cm}) = (29.7; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 29.7 \text{ cm}$$

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

$$A_l = \frac{M_{tor} \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_l = \frac{17.73 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400} \Rightarrow A_l = 5.09 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_l = 0.59 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T8 = 1.01 cm²

Armatures totales: (flexion+ torsion)

Pour les armatures longitudinal:

Flexion: -Appui: 3T12

-Travée: 3T14

Torsion: 2T14

Pour les armatures transversals, on adopte: 2T8 = 1.01 cm²

III.3.7.8. Schéma de ferrailage :

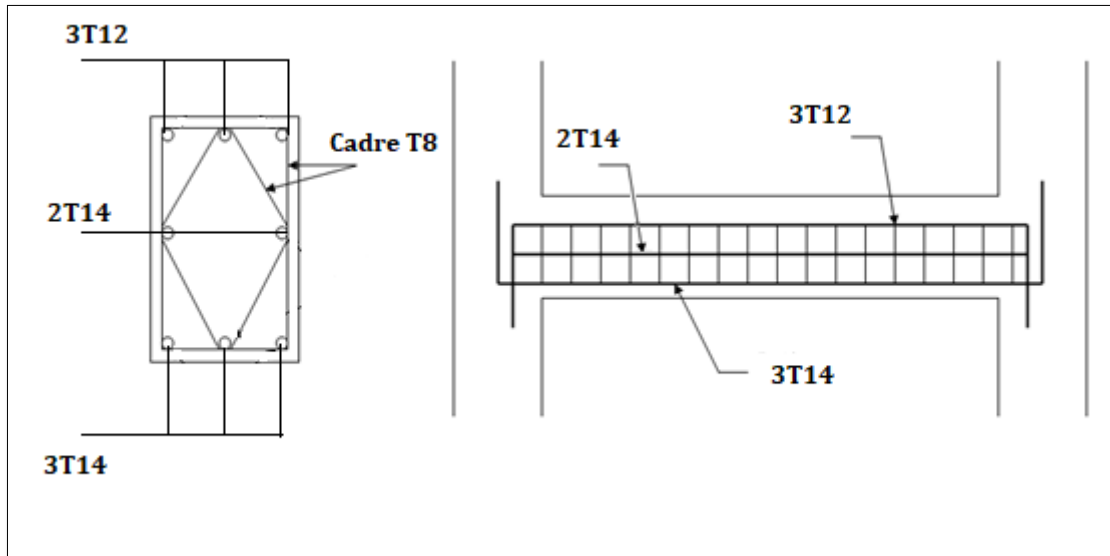


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de La poutre de palière.

III.4. Les balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine encastrée au niveau de la poutre de rive, le balcon supporte à son extrémité un garde-corps g.

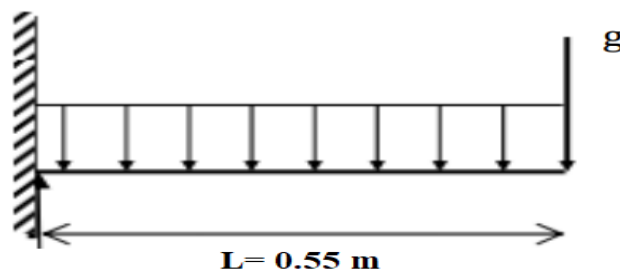


Figure III.13 : schéma statique de balcon.

III.4.1. Evaluation des charges :

$$G = 5.6 \text{ N/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$g = 1.3 \text{ KN/m}$$

- ✓ Charge permanente : $G = 5.6 \times 1 \text{ ml} = 5.78 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \times 1 \text{ ml} = 3.5 \text{ KN/ml}$
- ✓ La charge de garde-corps : c'est une force concentrée P

III.4.2. Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times .56 + 1.5 \times 3.5 = 12.81 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35P = 1.35 \times 1.3 = 1.75 \text{ KN}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = .560 + 3.5 = 9.1 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1.3 \text{ KN}$$

$$L_x = 0.55 \text{ m} ; L_y = 1.63 \text{ m} ; e = 16 \text{ cm}$$

III.4.3. Détermination des sollicitations :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u L \Rightarrow M_u = \frac{12.81 \times 0.55^2}{2} + 1.75 \times 0.55 = 2.90 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s L \Rightarrow M_s = \frac{9.1 \times 0.55^2}{2} + 1.75 \times 0.55 = 2.33 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \cdot L + P_u \Rightarrow T_u = 12.81 \times 0.55 + 1.75 = 8.79 \text{ KN}$$

III.4.4. Calcul du ferrailage :

La Fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de la température, l'eau, l'humidité, la neige etc.....). Le calcul effectuera donc à l'ELU et l'ELS.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad [1] \Rightarrow \frac{0.55}{1.63} = 0.33 < 0.4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens L_x .

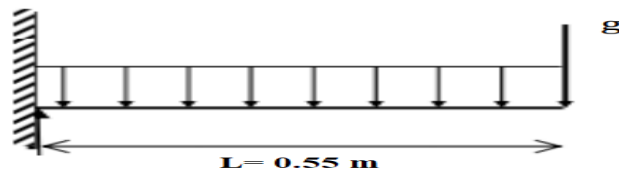


Figure III.14 : Schéma statique des charges appliquées sur le balcon.

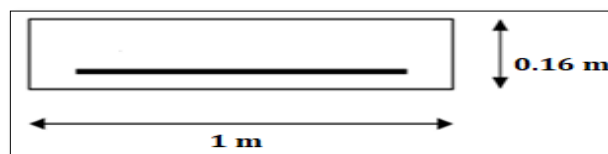


Figure III.15 : Section de calcul de balcon.

- ✓ Epaisseur de la section : $h = 0.16 \text{ m}$
- ✓ Largeur de la section : $b = 1 \text{ m}$
- ✓ Enrobage : $c = 0.02 \text{ m}$
- ✓ Hauteur utile : $d = h - c = 0.14 \text{ m}$

III.4.4.1. Le ferrailage à ELU :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{2.90 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 140^2} = 0.010 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.010 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.010 < \mu_l = 0.186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.012 \\ Z = 139.32 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{2.9 \times 10^6}{348 \times 136.80} = 59.81 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 0.59 \text{ cm}^2$$

➤ La section minimale :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 140 \times \frac{2.1}{400} = 169.05 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A^u; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max(0.59; 1.69)$$

Alors :

$$A_s = 1.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 1.69 < 2.01 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) [1]$$

$$e \leq \min (48 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $e = 13 \text{ cm}$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} [1] \Rightarrow \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) [1]$$

$$e \leq \min (48 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $e = 13 \text{ cm}$

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau} [1]$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{8790}{1000 \times 140} = 0.062 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.062 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.4.2. Le ferrailage à ELS :

Tableau III.5 : Les Résultats de ferrailage de balcon à l'ELS.

$M_s(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	$Z(\text{mm})$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$
2.33	0.008	0.392	0.01	139.44	1.69	2.01

III.4.5.Vérification à ELS :

III.4.5.1.Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

Pour le béton:

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1]$$

$$\sigma_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Pour l'acier:

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa} \quad [1]$$

- La contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 2.33 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15 A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 14 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 299.1$$

$$y = 2.61 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 b \cdot y^3 + \eta A_{st} (d-y)^2 + \eta A_{sc} (d-y)^2 = 0$$

$$I = (100 \times 2.61^3) / 3 + 15 \times 2.01 (14 - 2.61)^2 = 4138.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.33 \times 10^6 \times 26.1}{4138.5 \times 10^4} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.46 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

- **La contrainte de l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 2.33 \times 10^3 \times (14 - 2.61)}{4138.5} = 96.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

III.4.5.2. La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$ [1]

Nous avons :

- $\frac{16}{163} = 0.098 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{2.01}{100 \times 14} = 0.0014 \leq \frac{4,2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{16}{163} = 0.098 \geq \frac{9.11}{10 \times 49.34} = 0.018 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.6. Schéma de ferrailage:

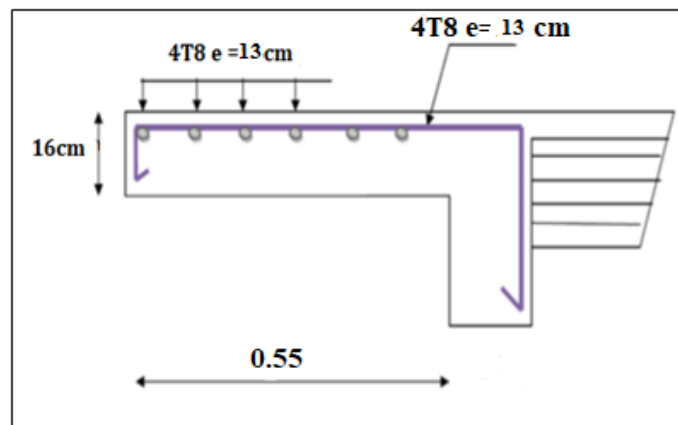


Figure III.16 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

III.5. Les planchers:

Dans notre projet, les plancher terrasse et les plancher des étages courants (habitation) seront présentés sous forme de corps creux d'une hauteur de $H=20\text{cm}$.

- 16cm pour la hauteur de l'hourdis.
- 4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.
- La surcharge d'exploitation du plancher terrasse égale à 1 KN/m^2 , car la terrasse est inaccessible. [5]

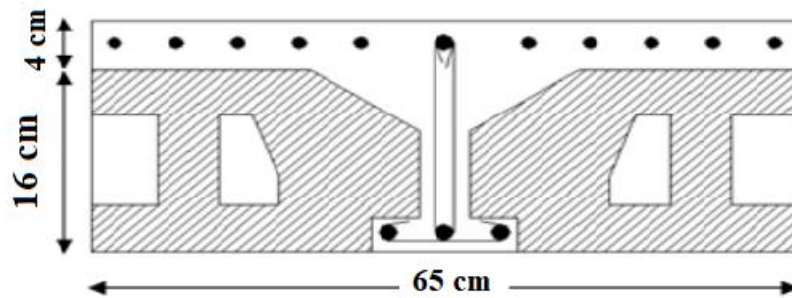


Figure III.17 : Coupe du plancher du corps creux.

III.5.1. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure:

- **Charge permanente :**

$$g_{\text{terrasse}} = 6.73 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{\text{étage courant}} = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III.6 : Les combinaisons d'action.

Type de plancher	$G=g \times b$ (KN/m)	$Q=q \times b$ (KN/m)	$q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$ (KN/m)	$q_s = (G + Q)$ (KN/m)
Plancher terrasse	4.37	0.65	6.87	5.02
Plancher étage courant	3.47	0.98	6.15	4.45

III.5.2.Méthode de forfaitaire : [1]

III.5.2.1.Domaine d'application :

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct puisqu'elle évite au projecteur d'effectuer des calculs laborieux suite à l'étude des cas de surcharges défavorables.

Elle est donc très pratique. Cependant, son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- ✓ La charge d'exploitation uniformément répartie est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m².

$Q < 5 \text{ KN/m}^2$, on a $Q = 1 \text{ KN/m}^2$vérifiée

- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée en continuité.

$I = \frac{b.h^3}{12} = \text{Constant}$ vérifiée

- ✓ les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

- $0.8 \leq \frac{4.75}{3.8} = 1.25 \leq 1.25$ vérifiée

- $0.8 \leq \frac{3.8}{1.07} = 3.55 \leq 1.25$ non vérifiée

- ✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable vis-à-vis de la tenue du béton armé et de ses revêtements.....non vérifiée

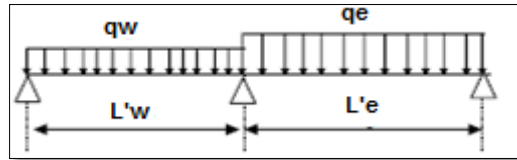
Remarque :

On va utiliser dans notre projet la méthode de Caquot parce que la méthode forfaitaire n'est pas applicable, car la 3^{ème} et la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée.

III.5.3. Méthode de CAQUOT : [1]

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.



III.5.3.1.principe de la méthode :

La méthode consiste à calculer le moment sur appui d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré.

La poutre est ainsi assimilée pour le calcul des moments sur appuis, à la succession de poutres à 2 travées.

III.5.3.2. Exposé de la méthode :

- **Moment sur appuis :** (d'après la B.A.E.L99)

$M_a = 0.2M_0$ Appuis de rives.

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$M_a = \frac{qwl'^3w + qel'^3e}{8.5(l'w + l'e)}$ Appuis intermédiaires

qw: Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

qe: Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'w » à gauche et « l'e » à droite.

Avec :

$l' = l$ pour une travée de rive.

$l' = 0,8l$ pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

- **Moment en travée :**

$$M_t = \frac{T_w^2}{2q} + M_w$$

Avec :

T_w : Effort tranchant

- Effort tranchant :

$$T_w = \frac{q \cdot L}{2} + \left(\frac{M_e - M_w}{L} \right) \quad \text{et} \quad T_e = - \frac{q \cdot L}{2} + \left(\frac{M_e - M_w}{L} \right)$$

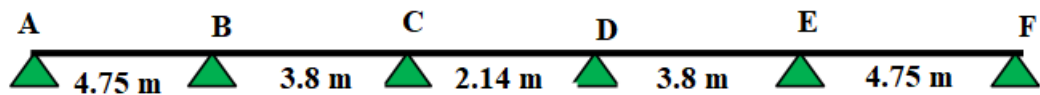
Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.5.4. Plancher terrasse : (Dans notre projet on a cinq types)

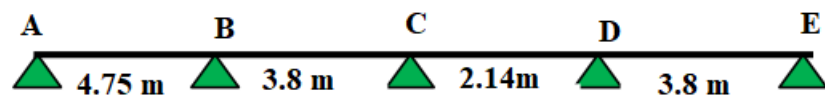
- Type 01 :



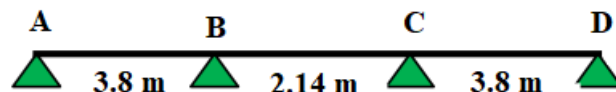
- Type 02 :



- Type 03 :



- Type 04 :



- Type 05 :



III.5.4.1.détermination des sollicitations :

- ELU :
- Type 01 :

Tableau III.7 : détermination des sollicitations a l'ELU type 01

Appuis	A	B	C	D	E	F
Travée	AB		BC	CD	DE	EF
Longueur (m)	4.75		3.80	2.14	3.80	4.75
Longueur fictive (m)	4.75		3.04	1.71	3.04	4.75
Moment d'appuis (Kn.m)	0.00	-14.04	-5.64	-5.64	-14.04	0.00
Moment en travée (Kn.m)	13.17		3.66	-1.02	3.66	13.17
L'effort tranchant (KN)	13.46		15.27	7.36	11.23	19.28
	-19.28		-11.23	-7.36	-15.27	-13.70

- Type 02 :

Tableau III.8 : détermination des sollicitations a l'ELU type 02

Appuis	A	B	C	D	E
Travée	AB		BC	CD	DE
Longueur (m)	4.75		4.87	4.87	4.75
Longueur fictive (m)	4.75		3.90	3.90	4.75
Moment d'appuis (Kn.m)	0.00	-15.56	-12.28	-15.56	-2.91
Moment en travée (Kn.m)	12.71		7.63	7.63	11.48
L'effort tranchant (KN)	13.22		17.41	16.18	19.00
	-19..60		-16.18	-17.41	-13.66

- **Type 03 :**

Tableau III.9 : détermination des sollicitations a l'ELU type 03

Appuis	A	B	C	D	E
Travée	AB		BC	CD	DE
Longueur (m)	4.75		3.80	2.14	3.80
Longueur fictive (m)	4.75		3.04	1.71	3.8
Moment d'appuis (Kn.m)	0.00	-14.04	-5.64	-8.79	-1.86
Moment en travée (Kn.m)	13.17		3.98	-2.75	7.67
L'effort tranchant (KN)	13.46		15.27	6.36	15.00
	-19.28		-11.09	-8.83	-11.24

- **Type 04 :**

Tableau III.10 : détermination des sollicitations a l'ELU type 04

Appuis	A	B	C	D
Travée	AB		BC	CD
Longueur (m)	3.8		2.14	3.8
Longueur fictive (m)	3.8		1.71	3.8
Moment d'appuis (Kn.m)	-1.24	-6.27	-6.27	-1.24
Moment en travée (Kn.m)	9.02		-1.70	9.49
L'effort tranchant (KN)	11.67		7.36	14.48
	-14.48		-7.84	-11.94

- **Type 05 :**

Tableau III.11 : détermination des sollicitations a l'ELU type 05

Appuis	A	B	C
Travée	AB		BC
Longueur (m)	4.75		4.87
Longueur fictive (m)	4.75		3.90
Moment d'appuis (Kn.m)	-1.94	-15.56	0.00
Moment en travée (Kn.m)	11.56		13.93
L'effort tranchant (KN)	13.63		19.93
	-19.19		-13.84

- ELS:
- Type 01 :

Tableau III.12 : détermination des sollicitations à l'ELS type 01

Appuis	A	B	C	D	E	F
Travée	AB		BC	CD	DE	EF
Longueur (m)	4.75		3.80	2.14	3.80	4.75
Longueur fictive (m)	4.75		3.04	1.71	3.04	4.75
Moment d'appuis (Kn.m)	0.00	-10.26	-4.12	-4.12	-10.26	0.00
Moment en travée (Kn.m)	9.61		2.63	-0.79	2.63	9.61
L'effort tranchant (KN)	9.82	11.15	5.37	8.18	14.08	
	-14.08	-8.18	-5.37	-11.15	-9.99	

- Type 02 :

Tableau III.13 : détermination des sollicitations a l'ELS type 02

Appuis	A	B	C	D	E
Travée	AB		BC	CD	DE
Longueur (m)	4.75		4.87	4.87	4.75

Longueur fictive (m)	4.75		3.90		3.90		4.75	
Moment d'appuis (Kn.m)	0.00	-11.36		-8.96		-11.36		-2.12
Moment en travée (Kn.m)	9.26		5.50		5.50		8.37	
L'effort tranchant (KN)	9.64		12.72		11.81		13.89	
	-14.31		-11.81		-12.72		-9.98	

- **Type 03 :**

Tableau III.14 : détermination des sollicitations a l'ELS type 03

Appuis	A	B	C	D	E
Travée	AB		BC	CD	DE
Longueur (m)	4.75		3.80	2.14	3.80
Longueur fictive (m)	4.75		3.04	1.71	3.8
Moment d'appuis (Kn.m)	0.00	-10.26	-4.12	-6.42	-1.36
Moment en travée (Kn.m)	9.61		2.84	-1.91	5.60
L'effort tranchant (KN)	9.82		11.15	4.61	10.95
	-14.08		-8.08	-6.45	-8.21

- **Type 04 :**

Tableau III.15 : détermination des sollicitations a l'ELS type 04

Appuis	A	B	C	D
Travée	AB		BC	CD
Longueur (m)	3.8		2.14	3.8
Longueur fictive (m)	3.8		1.71	3.8
Moment d'appuis (Kn.m)	-0.91	-4.45	-4.45	-0.91
Moment en travée (Kn.m)	6.60		-1.26	6.91
L'effort tranchant (KN)	8.53		5.37	10.57
	-10.57		-5.69	-8.71

- **Type 05:**

Tableau III.16 : détermination des sollicitations a l'ELS type 05

Appuis	A	B	C
Travée	AB		BC
Longueur (m)	4.75		4.87
Longueur fictive (m)	4.75		3.90
Moment d'appuis (Kn.m)	-1.42	-11.36	0.00
Moment en travée (Kn.m)	8.42		10.13
L'effort tranchant (KN)	9.64		14.56
	-14.02		-10.09

➤ Les Diagramme des moments et des efforts tranchants :

ELU :

• Type 01 :

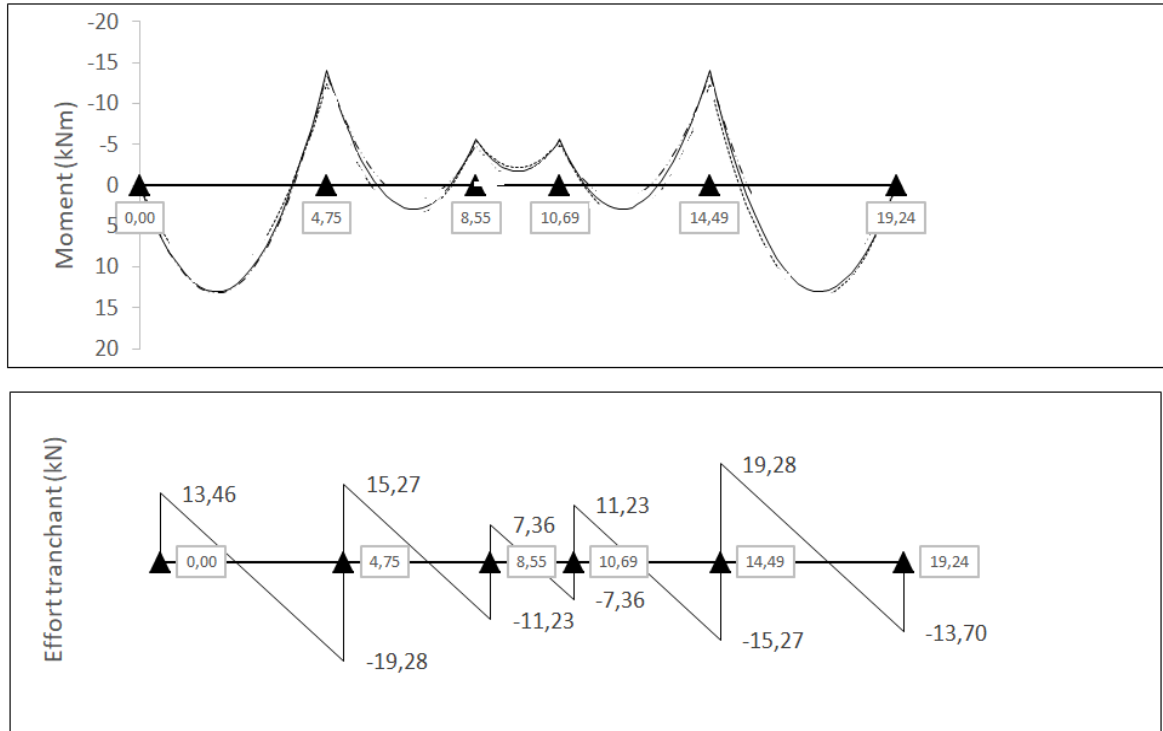


Figure III.18 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU

• Type 02 :

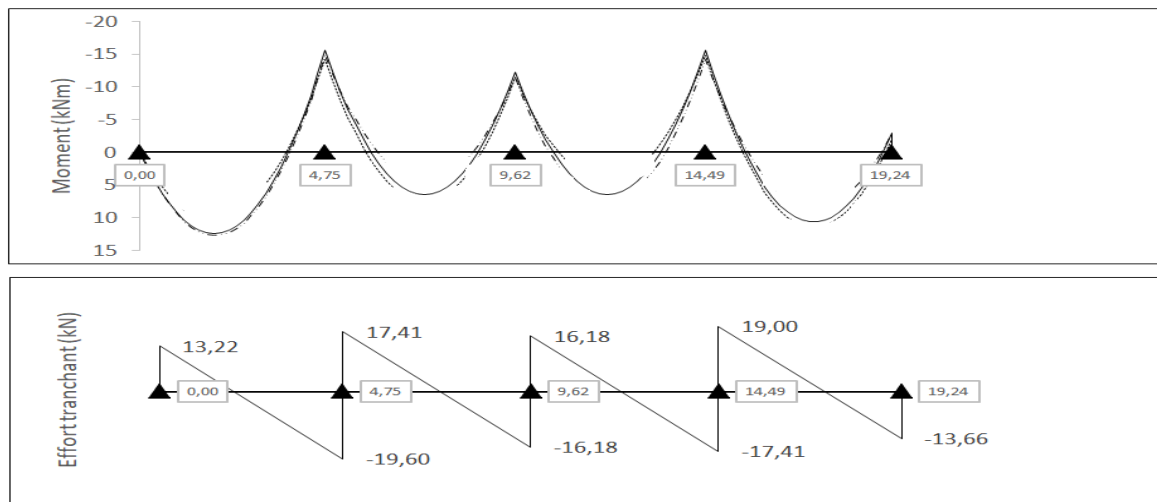


Figure III.19 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU

- Type 03 :

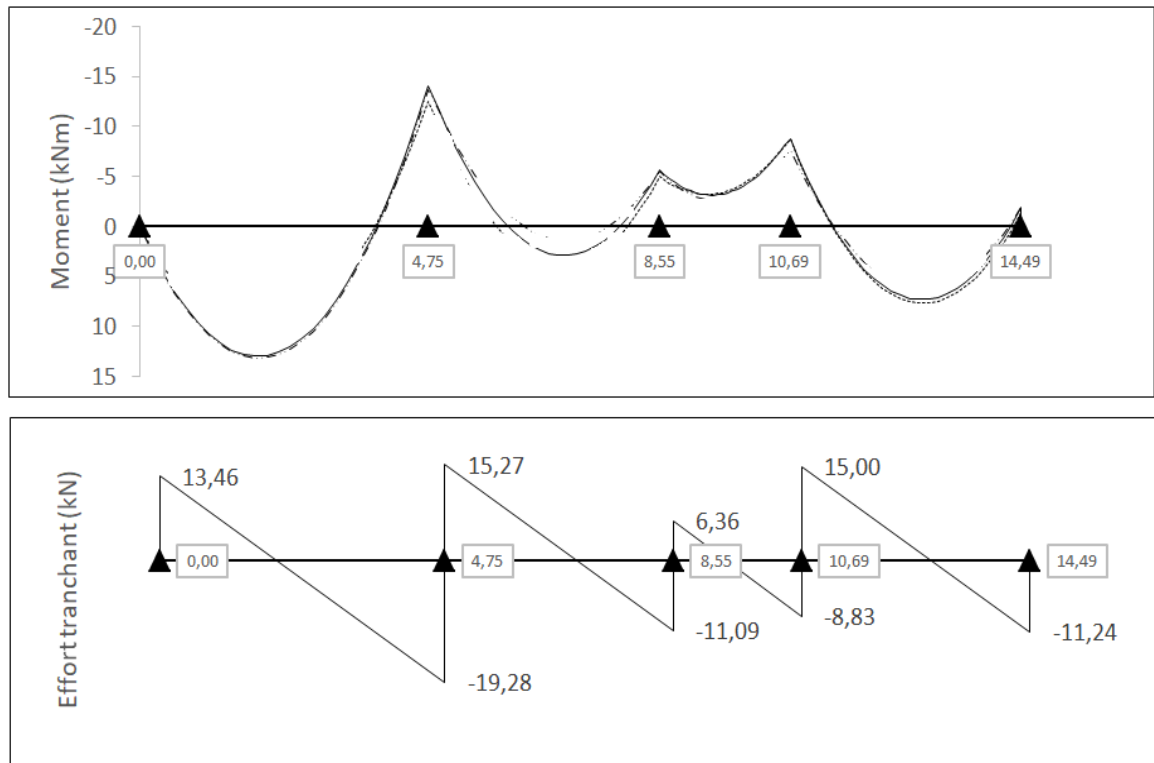


Figure III.20 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU

- Type 04 :

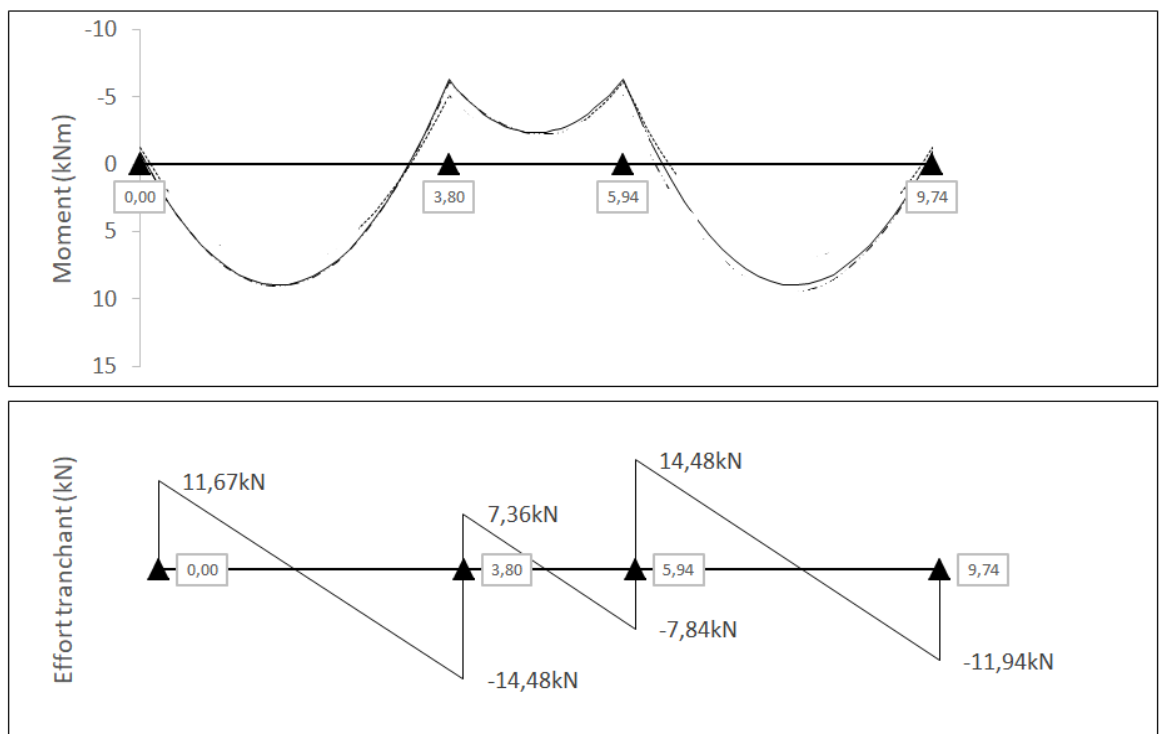


Figure III.21 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU

- Type 05 :

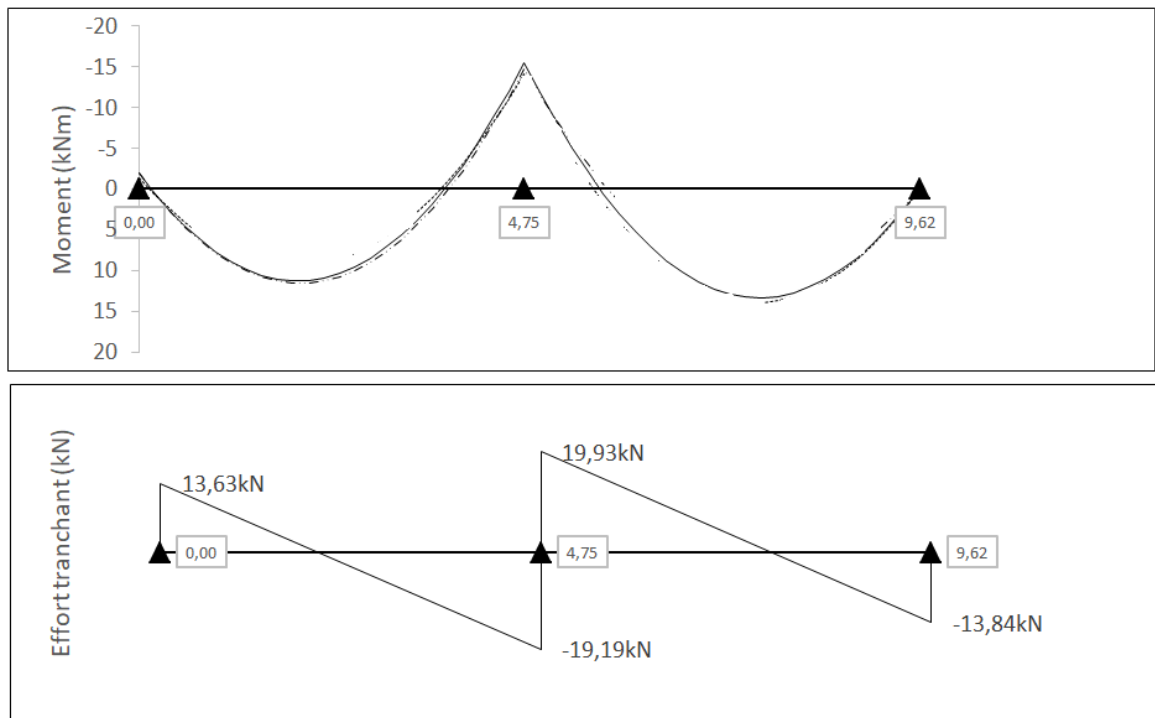


Figure III.22 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU

- ELS:
- Type 01 :

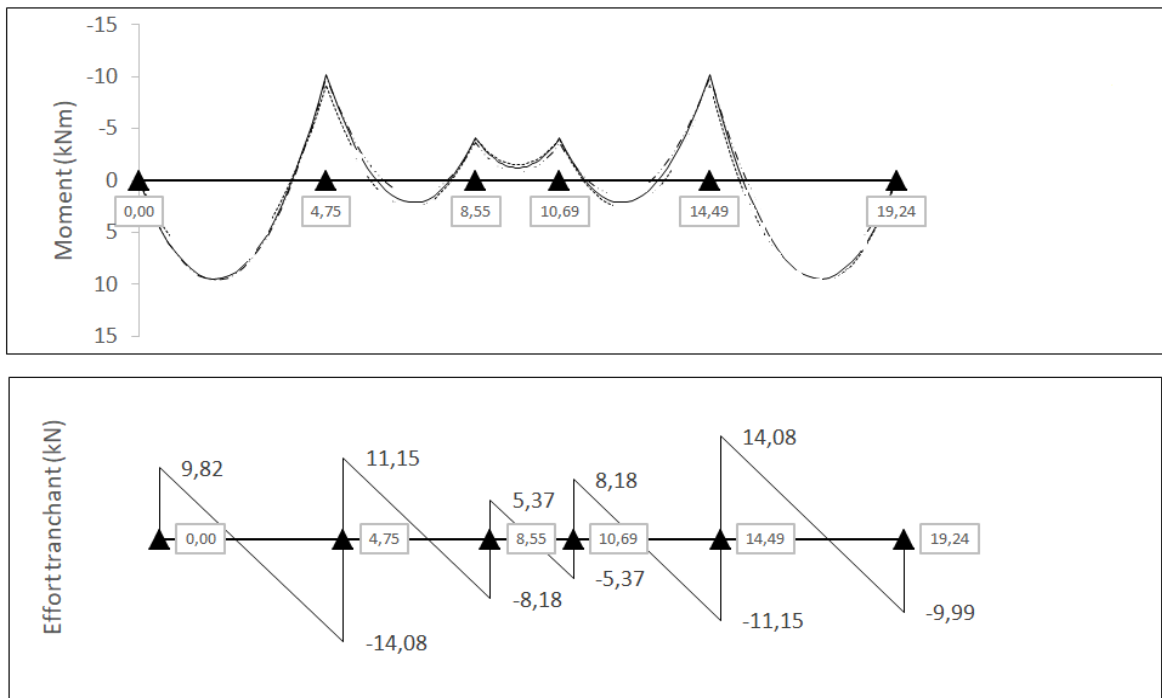


Figure III.23 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS

• Type 02 :

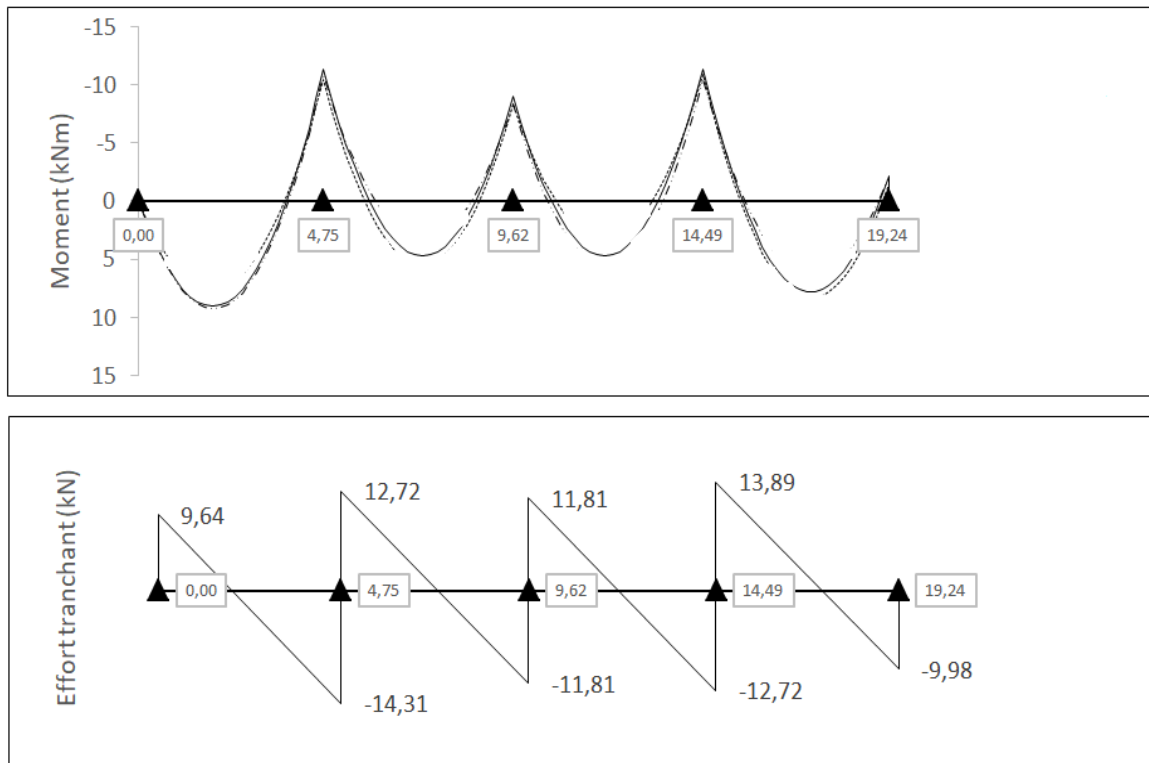


Figure III.24 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS

• Type 03 :

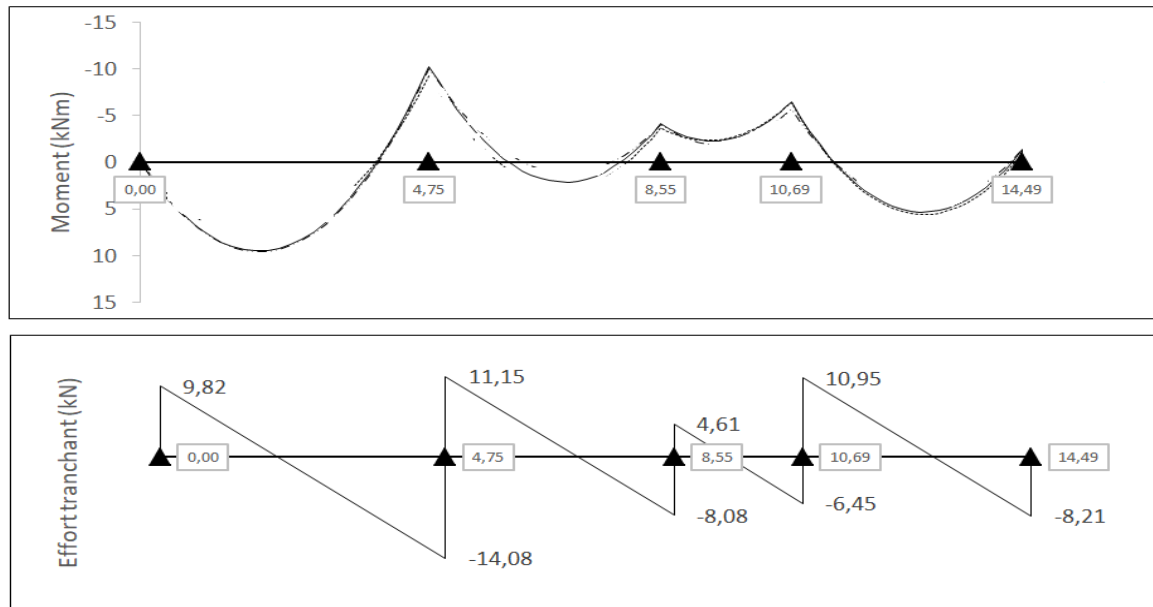


Figure III.25 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS

- **Type 04 :**

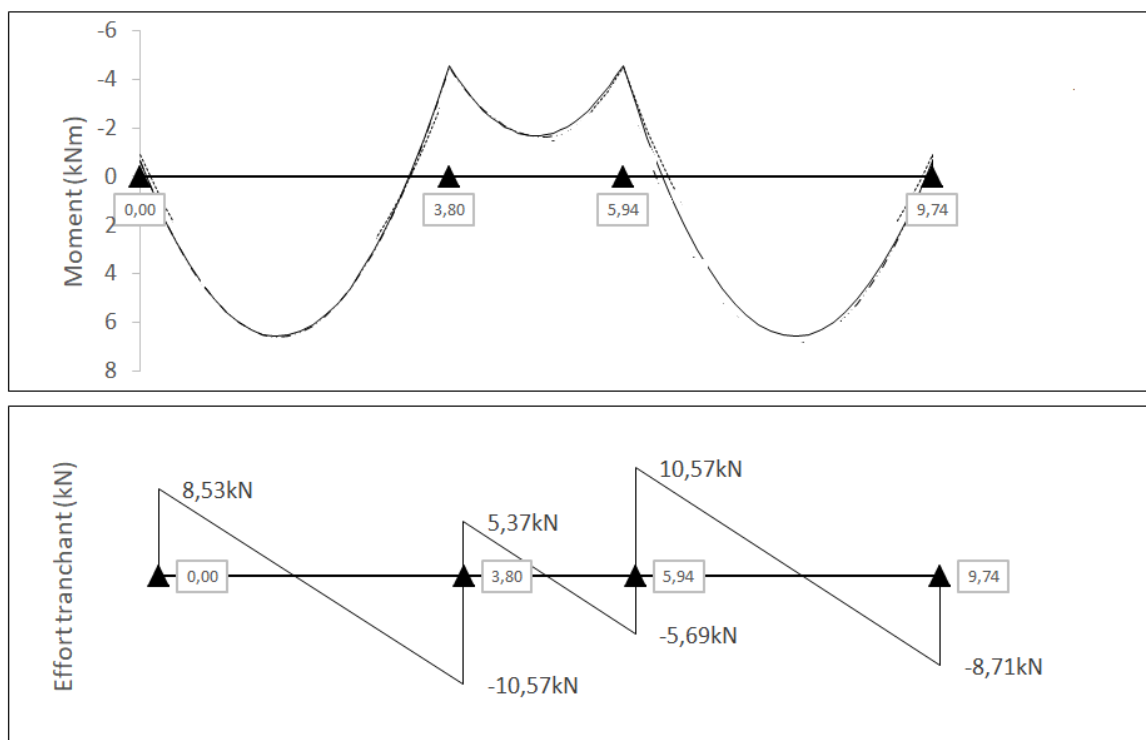


Figure III.26 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS

- **Type 05 :**

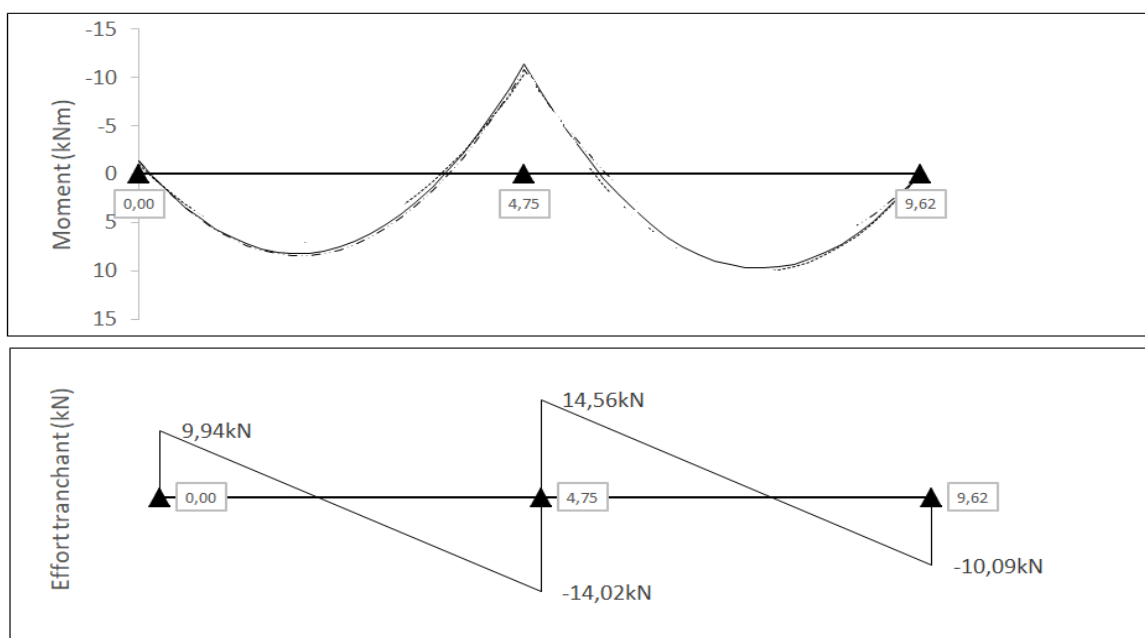
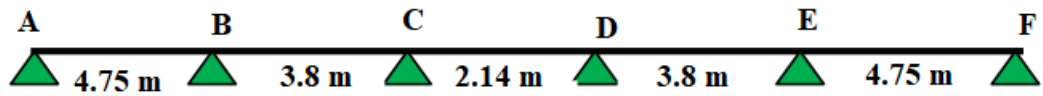


Figure III.27 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS

III.5.5. Planchers étages courant : (Dans notre projet on a cinq types)

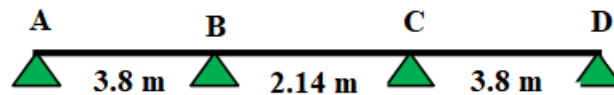
- Type 01 :



- Type 02 :



- Type 03 :



- Type 04 :



- Type 05 :



III.5.5.1.détermination des sollicitations :

- **Type 01 :**
- **ELU :**

Tableau III.17 : détermination des sollicitations a l'ELU type 01

Appuis	A	B	C	D	E	F
Travée	AB	BC	CD	DE	EF	
Longueur (m)	4.75	3.80	2.14	3.80	4.75	
Longueur fictive (m)	4.75	3.04	1.71	3.04	4.75	
Moment d'appuis (Kn.m)	0.00	-12.57	-5.05	-5.05	-12.57	0.00
Moment en travée (Kn.m)	11.90	3.74	-0.50	3.74	11.90	
L'effort tranchant (KN)	12.91	13.67	6.59	10.29	17.26	
	-17.26	-10.29	-6.59	-13.67	-12.47	

- **Type 02 :**

Tableau III.18 : détermination des sollicitations a l'ELU type 02

Appuis	A	B	C	D	E
Travée	AB	BC	CD	DE	
Longueur (m)	4.75	4.87	4.87	4.75	
Longueur fictive (m)	4.75	3.90	3.90	4.75	
Moment d'appuis	0.00	-13.93	-10.99	-13.93	-2.60

(Kn.m)					
Moment en travée (Kn.m)	11.57	7.53	7.53	10.43	
L'effort tranchant (KN)	11.93	15.59	14.55	17.00	
	-17.55	-14.55	-15.59	-12.34	

- **Type 03 :**

Tableau III.19 : détermination des sollicitations a l'ELU type 03

Appuis	A	B	C	D
Travée	AB		BC	CD
Longueur (m)	3.8		2.14	3.8
Longueur fictive (m)	3.8		1.71	3.8
Moment d'appuis (Kn.m)	-1.11	-7.87	-7.87	-1.11
Moment en travée (Kn.m)	6.94		-3.36	7.92
L'effort tranchant (KN)	9.96		6.95	13.47
	-13.47		-7.32	-10.37

- **Type 04 :**

Tableau III.20 : détermination des sollicitations a l'ELU type 04

Appuis	A	B	C
Travée	AB		BC
Longueur (m)	4.75		4.87
Longueur fictive (m)	4.75		3.90
Moment d'appuis (Kn.m)	-1.47	-13.93	0.00
Moment en travée (Kn.m)	10.55		12.83
L'effort tranchant (KN)	12.30		17.85
	-17.18		-12.57

- **Type 05 :**

Tableau III.21 : détermination des sollicitations a l'ELU type 05

Appuis	A	B	C
Travée	AB		BC
Longueur (m)	3.8		2.14
Longueur fictive (m)	3.8		1.71
Moment d'appuis (Kn.m)	-1.11	-7.87	0.00
Moment en travée (Kn.m)	6.94		1.12
L'effort tranchant (KN)	9.96		10.26
	-13.47		-3.71

- **ELS :**

- **Type 01 :**

Tableau III.22 : détermination des sollicitations a l'ELS type 01

Appuis	A	B	C	D	E	F
Travée	AB		BC	CD	DE	EF
Longueur (m)	4.75		3.80	2.14	3.80	4.75
Longueur fictive (m)	4.75		3.04	1.71	3.04	4.75
Moment d'appuis (Kn.m)	0.00	-9.09	-3.65	-3.65	-9.09	0.00
Moment en travée (Kn.m)	8.59		2.64	-0.42	2.64	8.59
L'effort tranchant (KN)	8.47		9.89	4.76	7.41	12.48
	-12.48		-7.41	-4.76	-9.89	-8.99

- **Type 02 :**

Tableau III.23 : détermination des sollicitations a l'ELS type 02

Appuis	A	B	C	D	E
Travée	AB		BC		DE
Longueur (m)	4.75		4.87		4.75
Longueur fictive (m)	4.75		3.90		4.75
Moment d'appuis (Kn.m)	0.00	-10.07	-7.95	-10.07	-1.88
Moment en travée (Kn.m)	8.34		5.35		7.52
L'effort tranchant (KN)	8.61		10.27		12.29
	-12.69		-10.51		-8.91

- **Type 03 :**

Tableau III.24 : détermination des sollicitations a l'ELS type 03

Appuis	A	B	C	D
Travée	AB		BC	CD
Longueur (m)	3.8		2.14	3.8
Longueur fictive (m)	3.8		1.71	3.8
Moment d'appuis (Kn.m)	-0.8	-5.69	-5.69	-0.8
Moment en travée (Kn.m)	5.02		-2.49	5.47
L'effort tranchant (KN)	7.20		4.76	9.74
	-9.74		-5.25	-7.47

- **Type 04 :**

Tableau III.25 : détermination des sollicitations a l'ELS type 04

Appuis	A	B	C
Travée	AB		BC
Longueur (m)	4.75		4.87
Longueur fictive (m)	4.75		3.90
Moment d'appuis (Kn.m)	-1.26	-10.07	0.00
Moment en travée (Kn.m)	7.60		9.23
L'effort tranchant (KN)	8.88		12.90
	-12.42		-9.06

- **Type 05 :**

Tableau III.26 : détermination des sollicitations a l'ELS type 05

Appuis	A	B	C
Travée	AB		BC
Longueur (m)	3.8		2.14
Longueur fictive (m)	3.8		1.71
Moment d'appuis (Kn.m)	-0.80	-5.69	0.00
Moment en travée (Kn.m)	5.02		0.78
L'effort tranchant (KN)	7.20		7.42
	-9.47		-2.64

➤ Les Diagramme des moments et des efforts tranchants :

ELU :

• Type 01 :

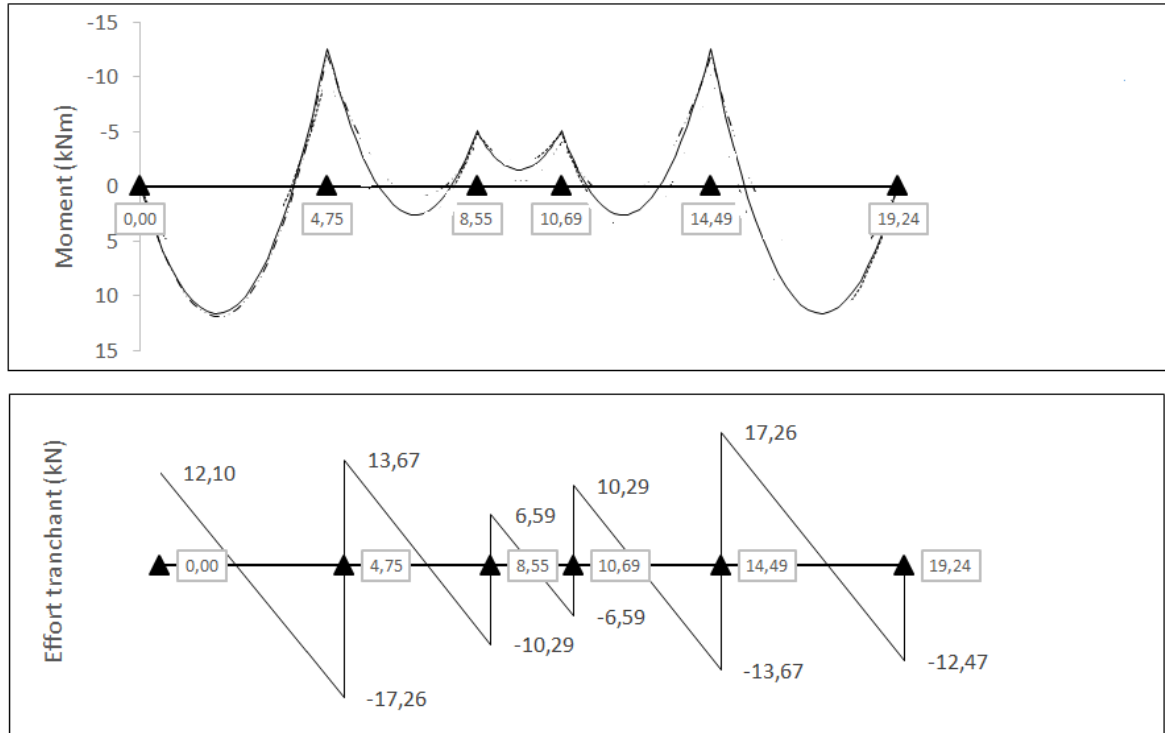


Figure III.28 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU

• Type 02 :

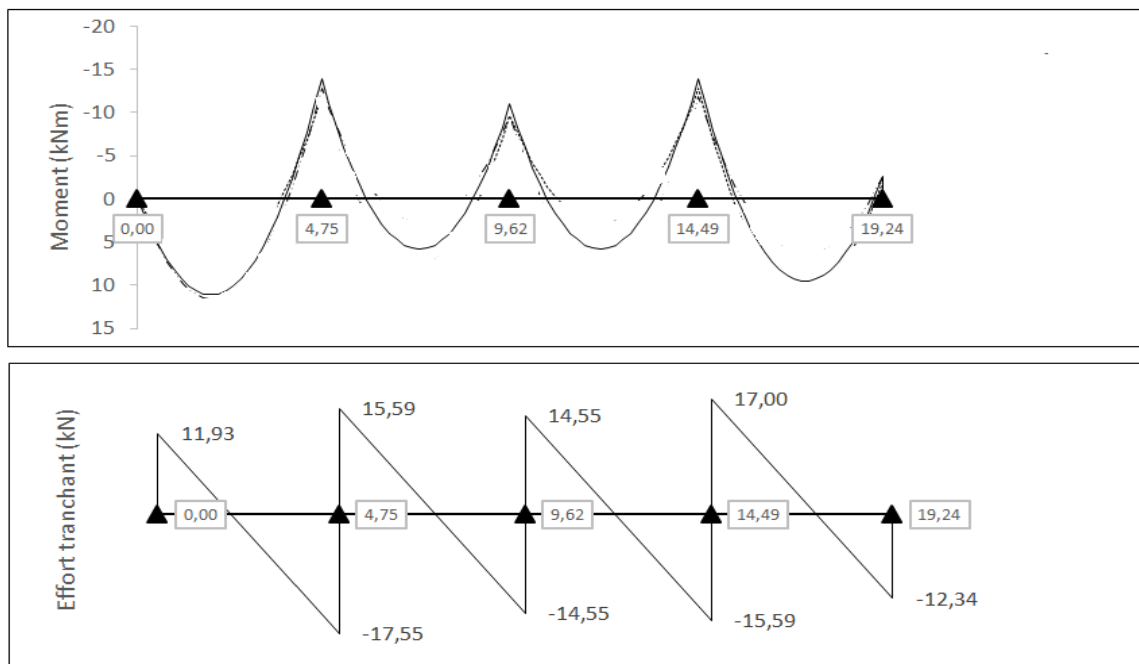


Figure III.29 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU

- Type 03 :

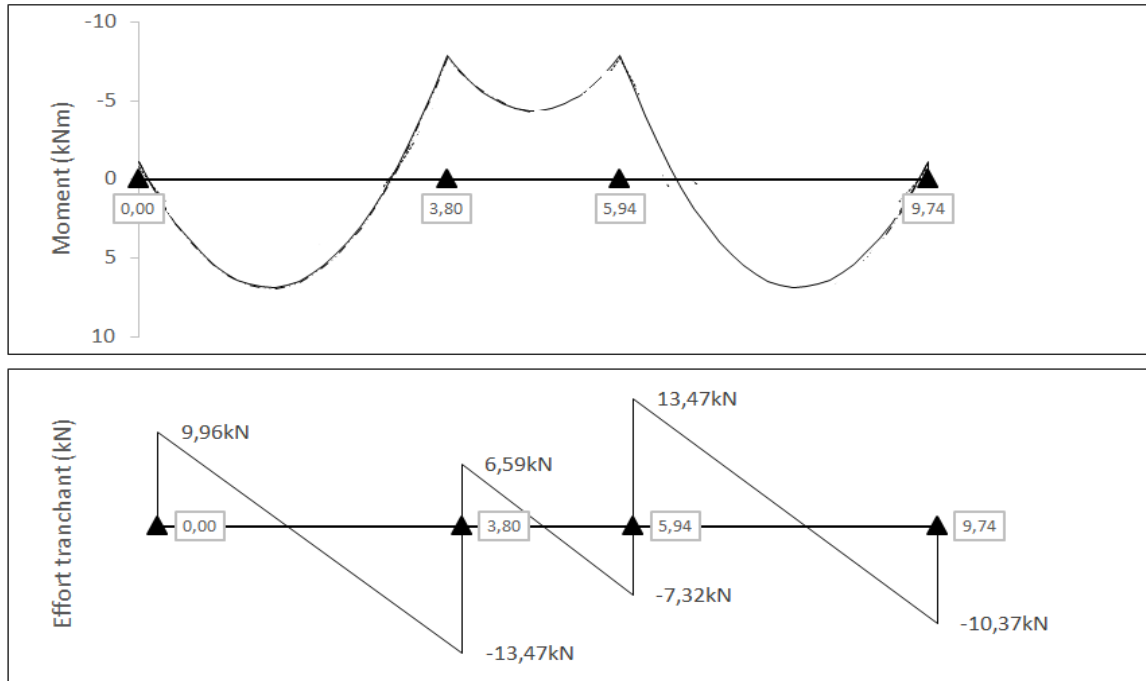


Figure III.30 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU

- Type 04 :

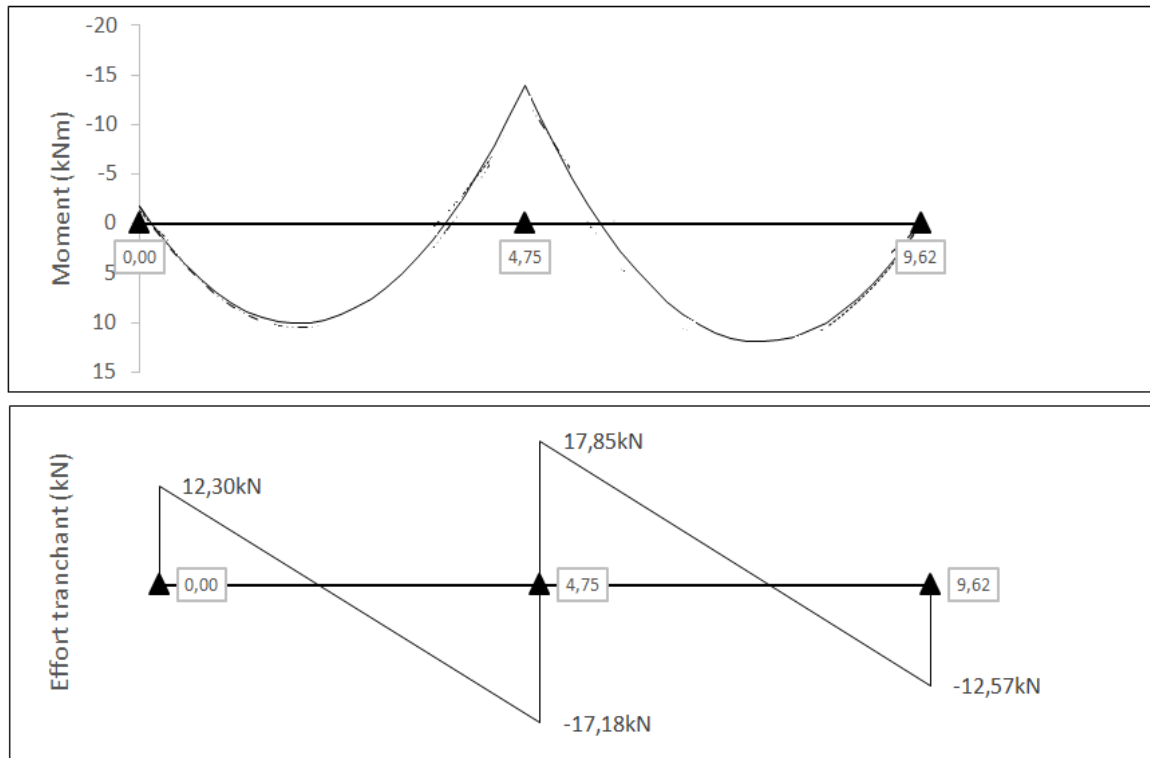


Figure III.31 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU

- Type 05 :

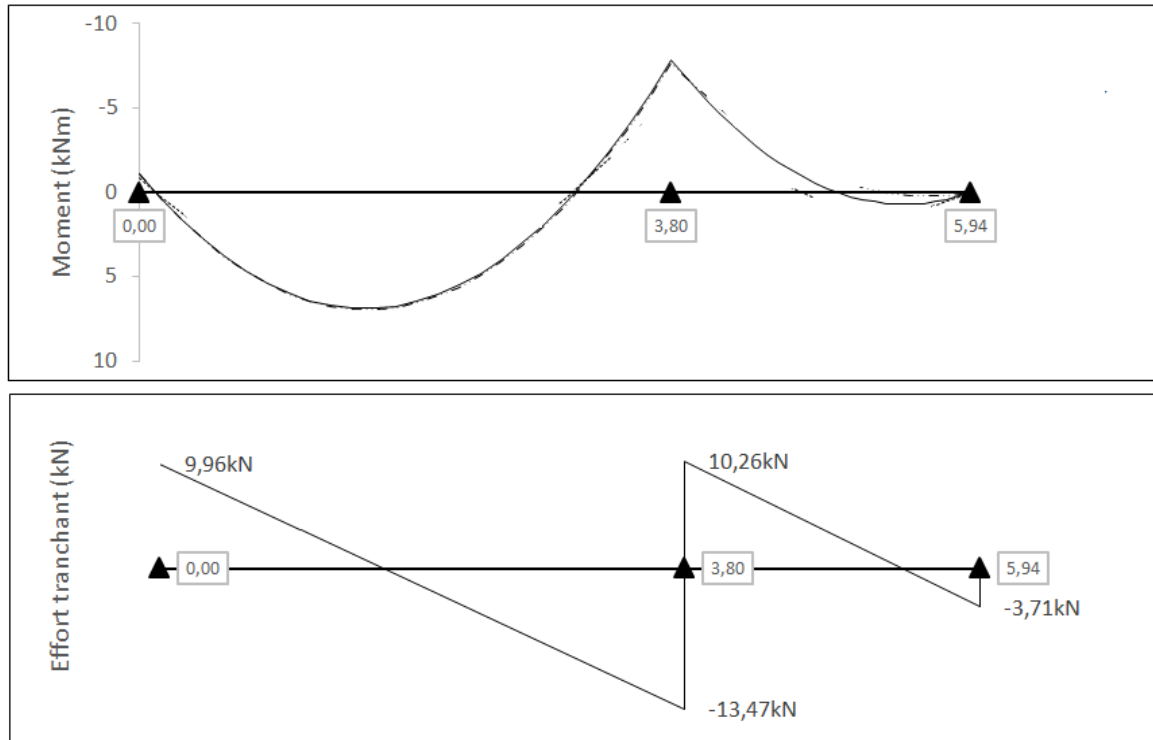


Figure III.32 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU

- ELS :

- Type 01 :

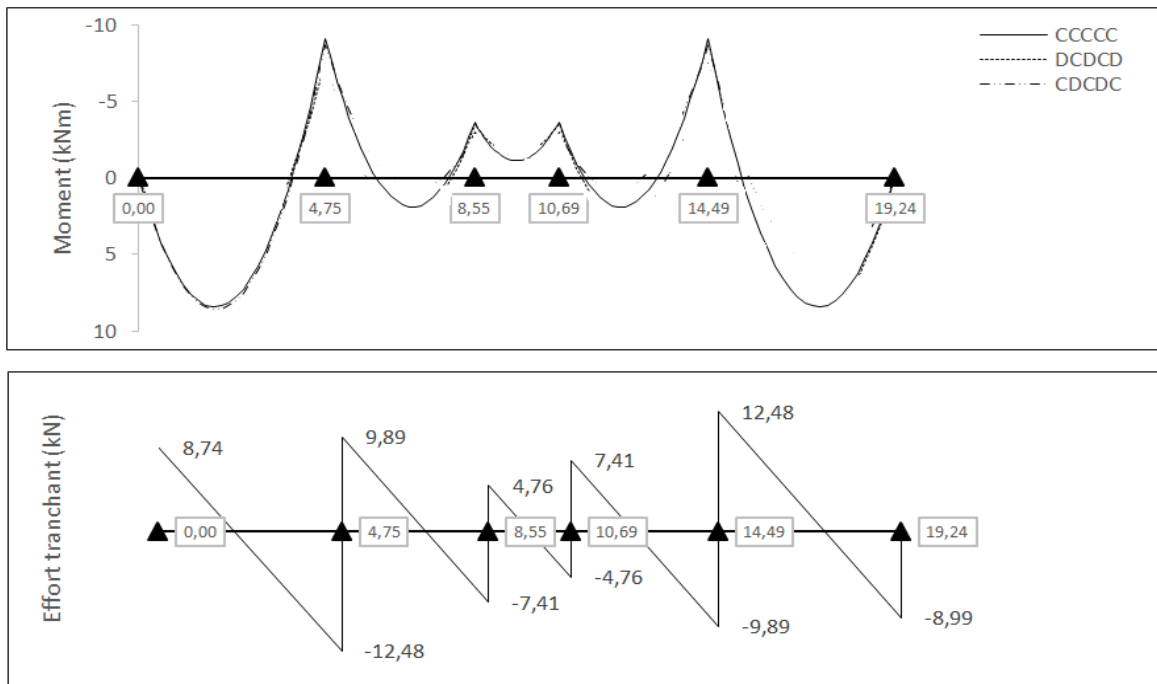


Figure III.33 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS

• Type 02 :

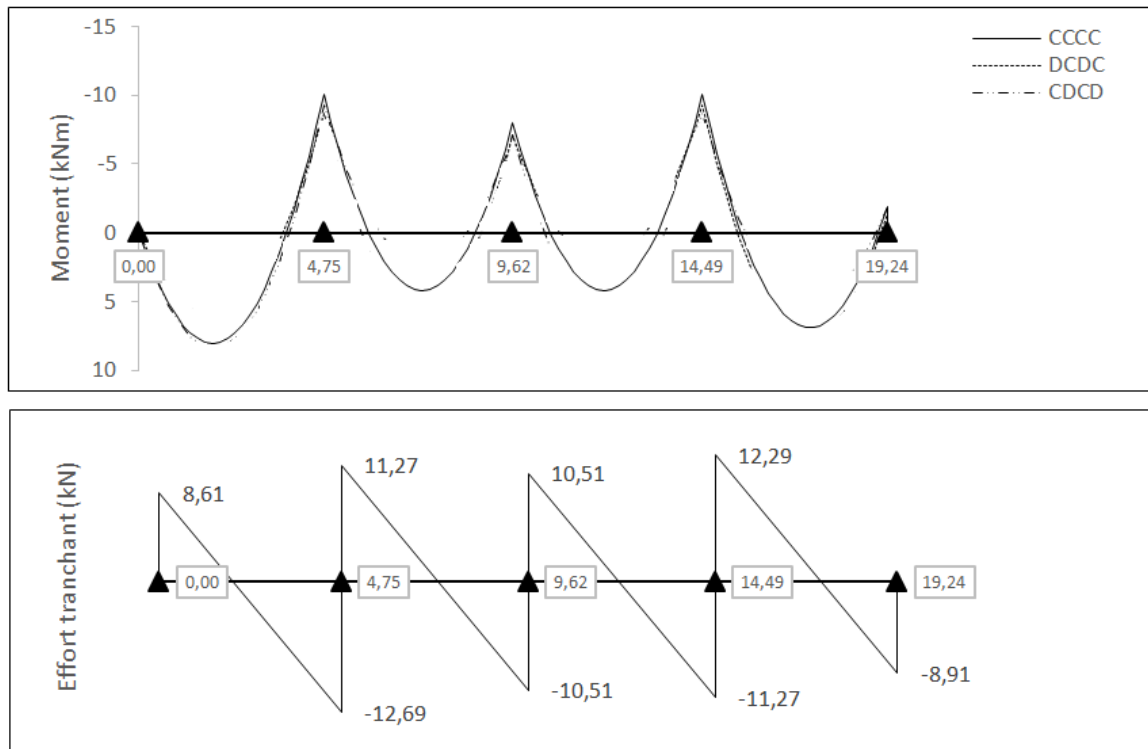


Figure III.34 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS

• Type 03 :

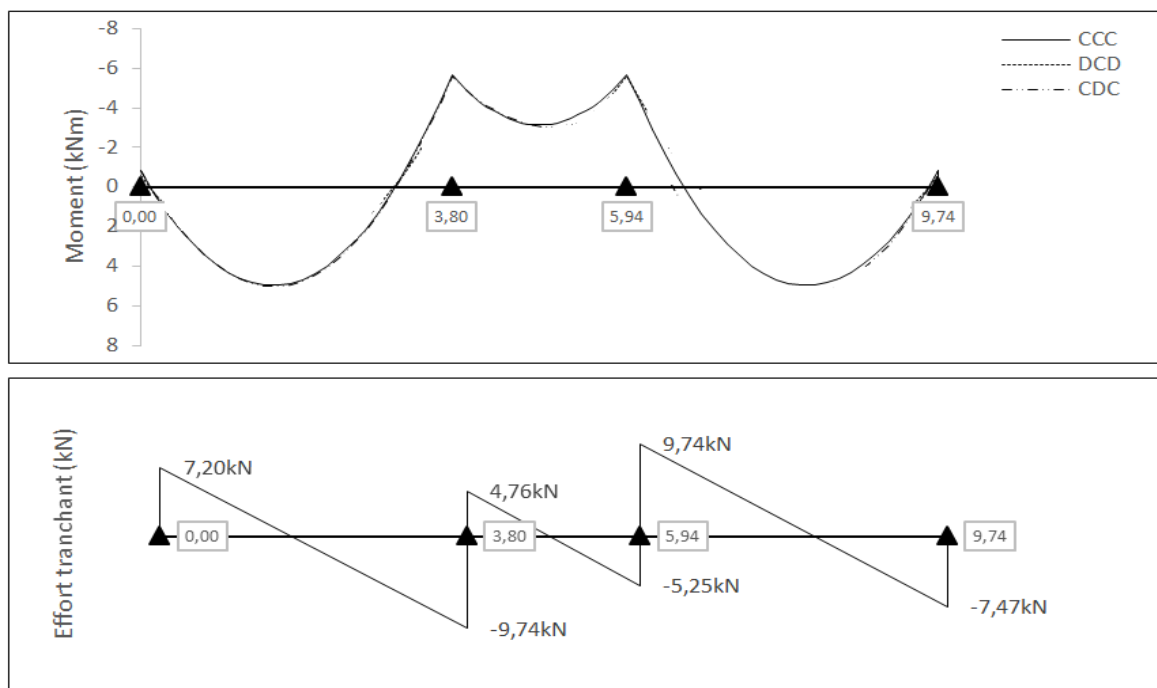


Figure III.35 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS

• Type 04 :

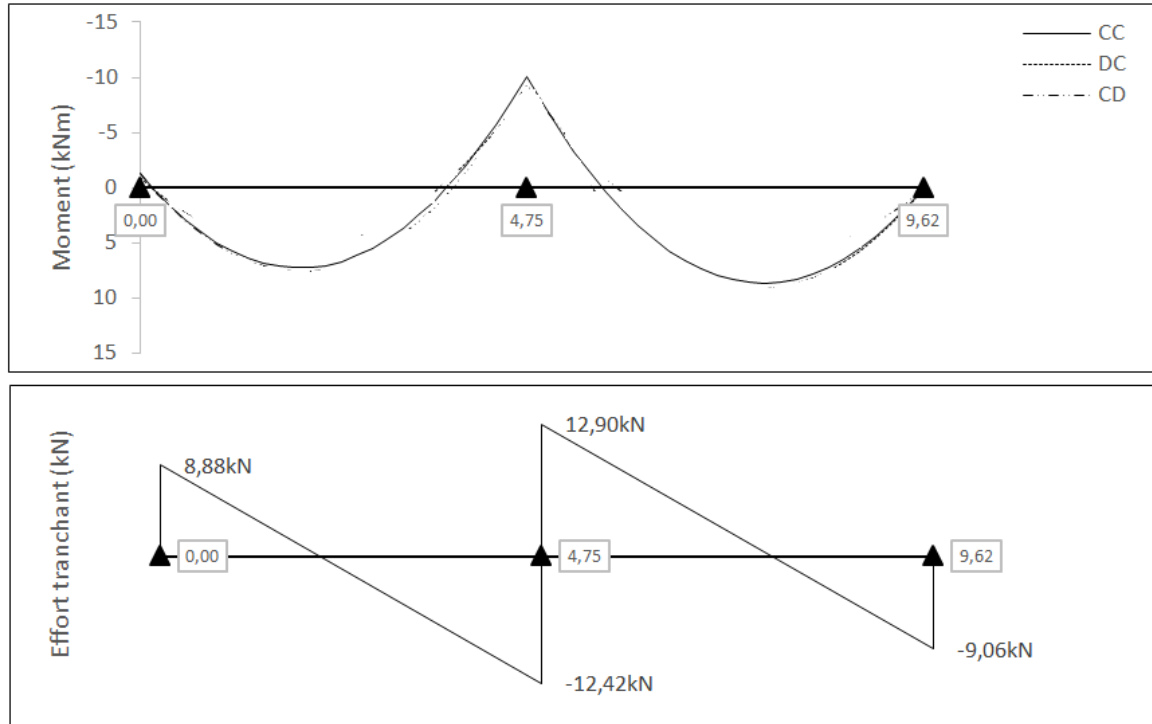


Figure III.36. : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS

• Type 05 :

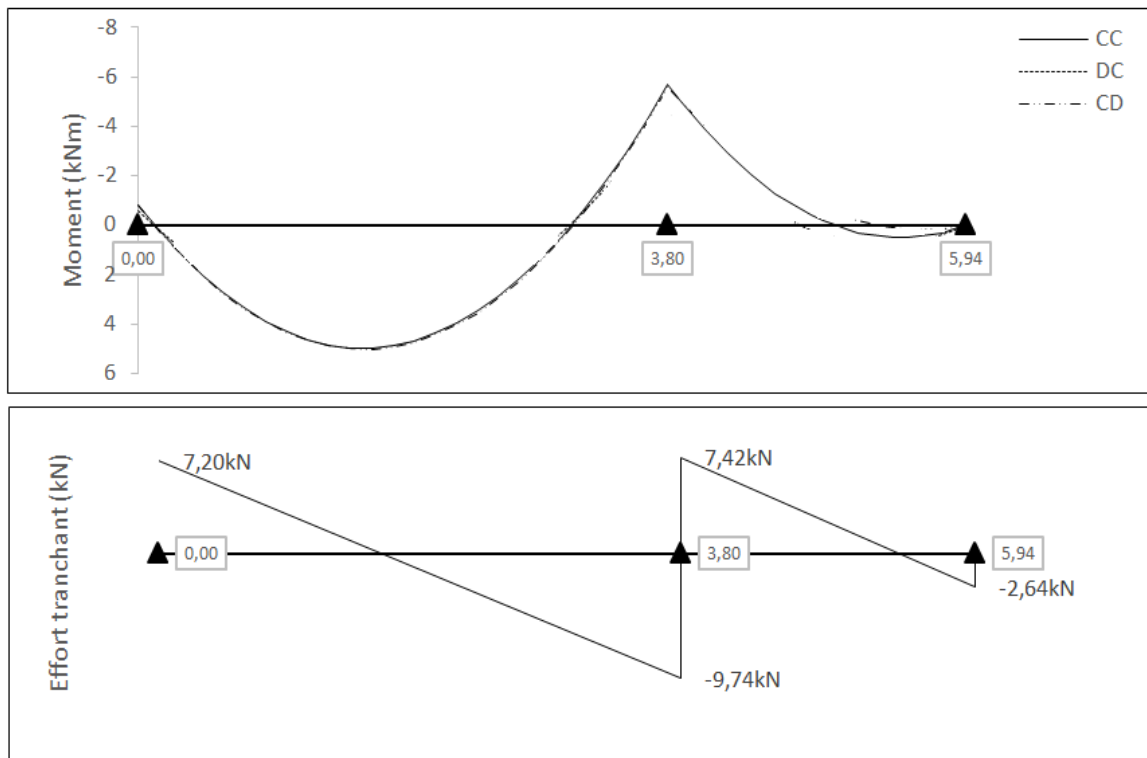


Figure III.37 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS

III.5.5.2.Calcul de Ferrailage (plancher terrasse) :

Pour le calcul du ferrailage, on considérera la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section Té soumise à la flexion simple.

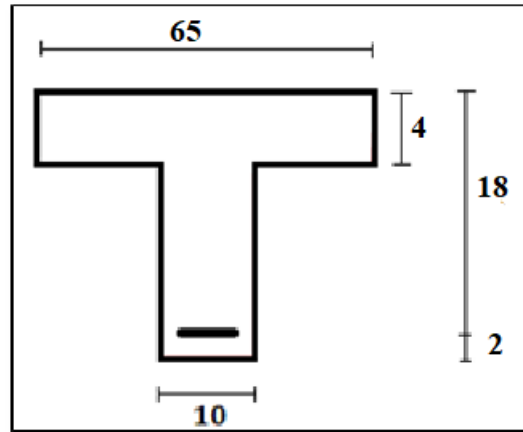


Figure III.38 : Coupe d'une poutrelle.

$$b = 65 \text{ cm} \quad , \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad , \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad , \quad d = 18 \text{ cm} \quad , \quad c = 2 \text{ cm}$$

III.5.5.2.1.Le ferrailage à ELU :

$$M_u = M_{\max} = \begin{cases} \text{Travée : } M_t = 13.93 \text{ KN.m} \\ \text{Appui : } M_a = 15.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = V_{\max} = 19.93 \text{ KN}$$

a) En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad / \quad F_{bu} = \frac{0.85 F_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 650 \times 40 \times 14.16 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) = 58.9 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 13.93 \text{ KN.m} < M_{tu} = 58.9 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $h = 20\text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \quad \Rightarrow \quad \mu = \frac{13.93 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 180^2} = 0.046$$

$$\mu = 0.046 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.046 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.046 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \alpha = 0.058 \\ Z = 175.82 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{13.93 \times 10^6}{348 \times 175.82} = 227.66 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 2.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 650 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 141.27 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A^u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max(2.27 ; 1.41)$$

Alors :

$$A_s = 2.27 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 1T12 + 3T10 = 1.13 + 2.36 = 3.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{min} < A_{adopte} \quad [1] \Rightarrow 1.41 < 3.49 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min(h/35 ; b_0/15 ; \phi_{L \min}) \quad [1] \Rightarrow \min(20/35 ; 10/15 ; 10)$$

$$\Rightarrow \min(0.57 ; 0.66 ; 10)$$

$$\text{on adopte : } \phi_t \approx 6\text{mm}$$

➤ **L'espacement S_t (BAEL91)**

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \quad [1] \Rightarrow \min (0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16.2; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

b) En Appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{15.56 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} = 0.339$$

$$\mu = 0.339 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.339 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.54 \\ Z = 141.12 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{15.56 \times 10^6}{348 \times 141.12} = 316.84 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 3.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 21.73 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 0.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (3.16; 0.21)$$

Alors :

$$A_s = 3.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 1T12 + 3T10 = 1.13 + 2.36 = 3.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 0.21 < 3.49 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b_0 / 15 ; \phi_{L \min}) [1] \Rightarrow \min (20 / 35 ; 10 / 15 ; 10)$$

$$\Rightarrow \min (0.57 ; 0.66 ; 10)$$

Donc : on adopte : $\phi_t \approx 6\text{mm}$

➤ **L'espacement S_t (BAEL91)**

$$S_t \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) [1] \Rightarrow \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = (16.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau} [1]$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{19930}{1000 \times 180} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.11 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.5.2.2. Le ferrailage à ELS :

a) En travée :

Tableau III.27 : Les Résultats de ferrailage en travée de plancher terrasse.

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	$Z(\text{mm})$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$
10.13	0.033	0.392	0.041	177.04	1.61	3.49

b) En Appui :

Tableau III.28 : Les Résultats de ferrailage en appui de plancher terrasse.

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	$Z(\text{mm})$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$
11.36	0.038	0.392	0.048	176.54	1.84	3.49

III.5.5.3.Calcul de Ferrailage (plancher étage courant) :

III.5.5.3.1 Le ferrailage à ELU:

$$M_u = M_{\max} = \begin{cases} \text{Travée : } M_t = 12.83 \text{ KN.m} \\ \text{Appui : } M_a = 13.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = V_{\max} = 17.85 \text{ KN}$$

a) En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad / \quad F_{bu} = \frac{0.85 F_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 650 \times 40 \times 14.16 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) = 58.9 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 12.83 \text{ KN.m} < M_{tu} = 58.9 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 25 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{12.83 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 180^2} = 0.043$$

$$\mu = 0.043 < \mu_{\lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.043 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.043 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.054 \\ Z = 176.11 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{12.83 \times 10^6}{348 \times 176.11} = 209.34 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 2.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 650 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 141.2 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (2.09 ; 1.41)$$

Alors :

$$A_s = 2.09 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 1T12 + 3T10 = 1.13 + 2.36 = 3.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 1.41 < 3.49 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b_0 / 15 ; \phi_{L \min}) [1] \Rightarrow \min (20 / 35 ; 10 / 15 ; 10)$$

$$\Rightarrow \min (0.57 ; 0.66 ; 10)$$

$$\text{Donc : on adopte : } \phi_t \approx 6 \text{ mm}$$

➤ **L'espacement S_t : (BAEL91)**

$$S_t \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) [1] \Rightarrow \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = (16.2 ; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

b) En Appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} [1] \Rightarrow \mu = \frac{13.93 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} = 0.303$$

$$\mu = 0.303 < \mu_{\lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.303 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.465 \\ Z = 146.52 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{13.93 \times 10^6}{348 \times 146.52} = 273.19 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A^u = 2.73 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 21.73 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0.21 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A^u; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(2.73; 0.21)$

Alors :

$$A_s = 2.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 1T12 + 3T10 = 1.13 + 2.36 = 3.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 0.21 < 3.49 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min(h/35; b_0/15; \phi_{L \min}) [1] \Rightarrow \min(20/35; 10/15; 10)$$

$$\Rightarrow \min(0.57; 0.66; 10)$$

Donc : on adopte : $\phi_t \approx 6 \text{ mm}$

➤ **L'espacement S_t : (BAEL91)**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) [1] \Rightarrow \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16.2; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau} [1]$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{17850}{1000 \times 180} = 0.099 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.099 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.5.3.2. Le ferrailage à ELS :

a) En travée :

Tableau III.29 : Les Résultats de ferrailage en travée de plancher étage courant.

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	$Z(\text{mm})$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$
9.23	0.030	0.392	0.038	177.26	1.46	3.49

b) En Appui :

Tableau III.30 : Les Résultats de ferrailage en appui de plancher étage courant.

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_1	α	$Z(\text{mm})$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$
10.07	0.033	0.392	0.041	177.04	1.63	3.49

III.5.6. Vérification à ELS :

III.5.6.1. Vérification des contraintes :

a) En travée :

On doit vérifier que :

Pour le béton:

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} \text{ [1]}$$

$$\sigma_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Pour l'acier:

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa [1]}$$

- **La contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 9.23 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 3.49 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si :} \quad (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15 A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$32.5y^2 + 15 \times 3.49 \times y - 15 \times 3.49 \times 18 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 353.67$$

$$y = 4.65 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y) = 0$$

$$I = (65 \times 4.65^3)/3 + 15 \times 3.49 (18 - 4.65)^2 = 11508.41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.23 \times 10^6 \times 46.5}{11508.41 \times 10^4} = 3.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.06 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

- **La contrainte de l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 9.23 \times 10^3 \times (18 - 4.65)}{11508.41} = 160.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

b) En appui :

- **La contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 10.07 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 3.49 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$32.5y^2 + 15 \times 3.49 \times y - 15 \times 3.49 \times 18 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 353.67$$

$$y = 4.65 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = (65 \times 4.65^3) / 3 + 15 \times 3.49 (18 - 4.65)^2 = 11508.41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.07 \times 10^6 \times 46.5}{11508.41 \times 10^4} = 4.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.06 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

La contrainte de l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 10.07 \times 10^3 \times (18 - 4.65)}{11508.41} = 175.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

III.5.6.2. La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \quad [1]$

Nous avons :

- $\frac{20}{487} = 0.041 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$
- $\frac{3.49}{65 \times 18} = 0.0029 \leq \frac{4,2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

$$\bullet \quad \frac{20}{487} = 0.041 \geq \frac{10.13}{10 \times 21.91} = 0.042 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **(BAEL 91)** la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$ [1]

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si :} \quad L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si :} \quad L > 5\text{m}$$

$$\begin{cases} \delta i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{\delta i}} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{\delta v}} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

Dans notre cas $L = 4.87\text{m}$

Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 3.49 \left(\frac{20}{2} - 18\right)^2 = 46683.73 \text{ cm}^2$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times Ft_{28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times Ft_{28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = 0.4 \lambda_i \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times Ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + Ft_{28}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \text{ et :} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{bh + 15 A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 3.49 \times 18}{65 \times 18 + 15 \times 3.49} \Rightarrow y = 10.68 \text{ cm}$$

$$Z = 18 - \frac{10.68}{3} = 14.44 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{10.13 \times 1000}{3.49 \times 14.44} = 201 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{3.49}{65 \times 18} = 0.0029$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0029 \times 201 + 2.1} = 0.17$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0029(2 + 3 \times \frac{10}{65})} = 14.7 \\ \lambda_v = 5.88 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{46683.73}{1 + 14.7 \times 0.17} = 13342.02 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 46683.73}{1 + 5.88 \times 0.17} = 25681.18 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{10.13 \times 4.87^2 \times 10^8}{10 \times 32164.21 \times 13342.02} = 5.59 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{10.13 \times 4.87^2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 25681.18} = 8.64 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Alors : $\Delta \sigma_t = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_T = 8.64 - 5.59 = 3.05 \text{ mm} < \bar{f} = 0.5 + \frac{4870}{1000} = 5.37 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.5.7.Schéma de Ferrailage :

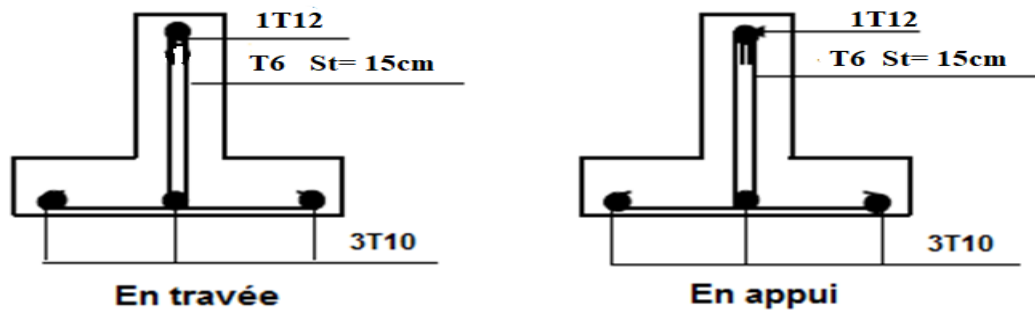


Figure III.39 : Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).

III.5.8.Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm, Elle est armée par un treillis soudé de diamètre Φ , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures verticales aux nervures.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On a : Les armatures verticales aux nervures : $A_1 = \frac{4L}{f_e}$ [1]

Avec :

$L = 65$ cm (Distance entre axes des poutrelles).

$f_e = 400$ MPa

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{400}$$

$$A_1 = 0.65 \text{ cm}^2$$

- Les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de $\Phi 6$ (20×20) cm².

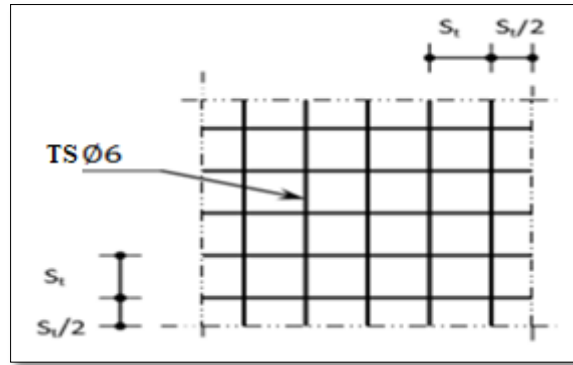


Figure III.40 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III.6 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

Chapitre 4

Présentation du
logiciel ROBOT

IV.1.Présentation du logiciel ROBOT :

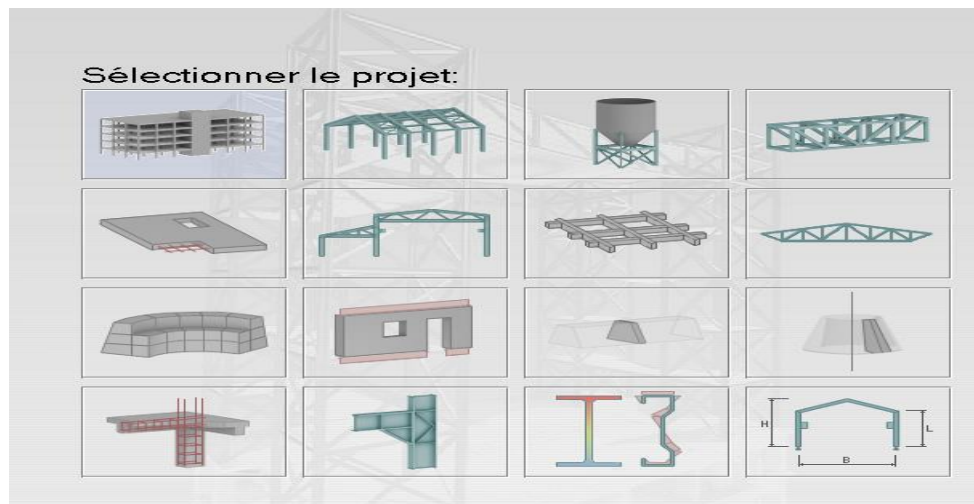
Logiciel Robot est un logiciel de calcul et d'analyse des structures nous permet de représenter une structure réelle par un modèle numérique que le logiciel peut le traiter et l'analyser et détermine les efforts internes (moments, efforts normaux, efforts tranchants), qui résistent les charges extérieurs appliquées sur la structure, par utilisation de la méthode des éléments finis.

Il permet de modéliser , calculer , vérifier et dimensionner différentes structures du génie civil

IV.2.Les étapes de travail : [6]

IV.2.1. Lancement du logiciel Robot:

Au démarrage du logiciel, la fenêtre suivante apparaît pour sélectionner le type de structure ou l'élément qu'on veut étudier



Pour faciliter la modélisation ils ont mis plusieurs modules à choisir 2D ou 3D comme. Dans la fenêtre on va sélectionner (étude d'une coque) .

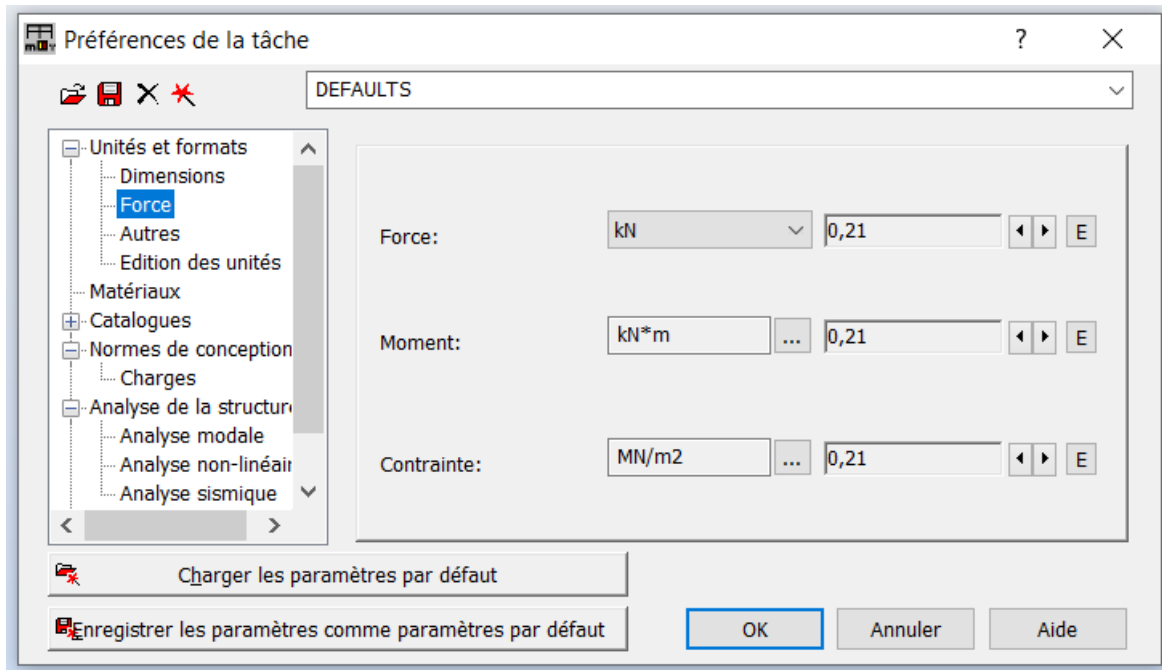
IV.2.2.Les préférences de l'affaire :

Les préférences de l'affaire vous permettent de changer le fond de votre étude à savoir les unités, les matériaux, les normes, etc.

Tout comme les Préférences, vous y accéder dans le menu déroulant Outils.

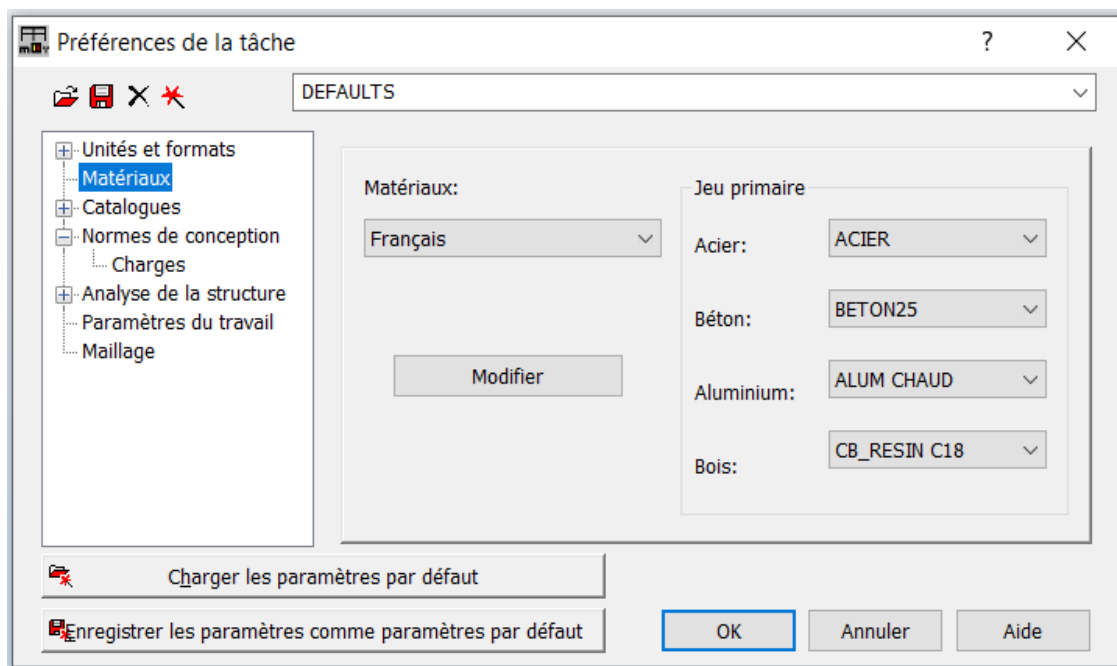
Vous naviguez dans l'arborescence de **ROBOT** afin de régler les différentes unités de Forces, Dimensions et Normes.

❖ Réglage des unités :



❖ Matériaux :

La fenêtre des préférences relatives aux matériaux est présentée dans la figure ci-après :

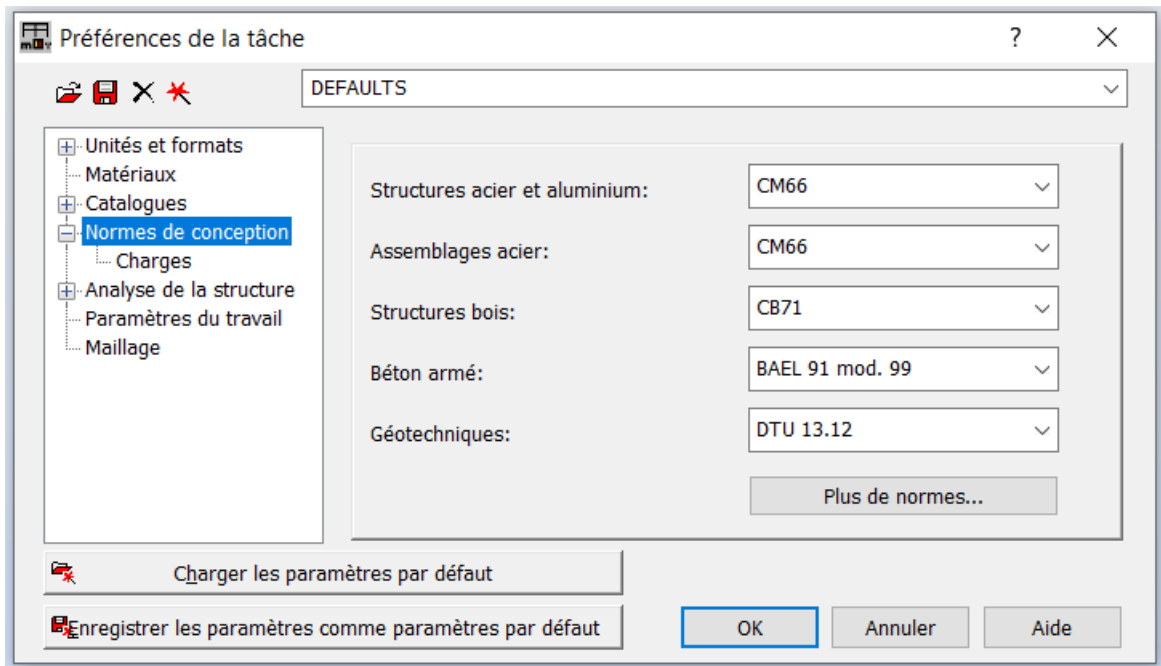
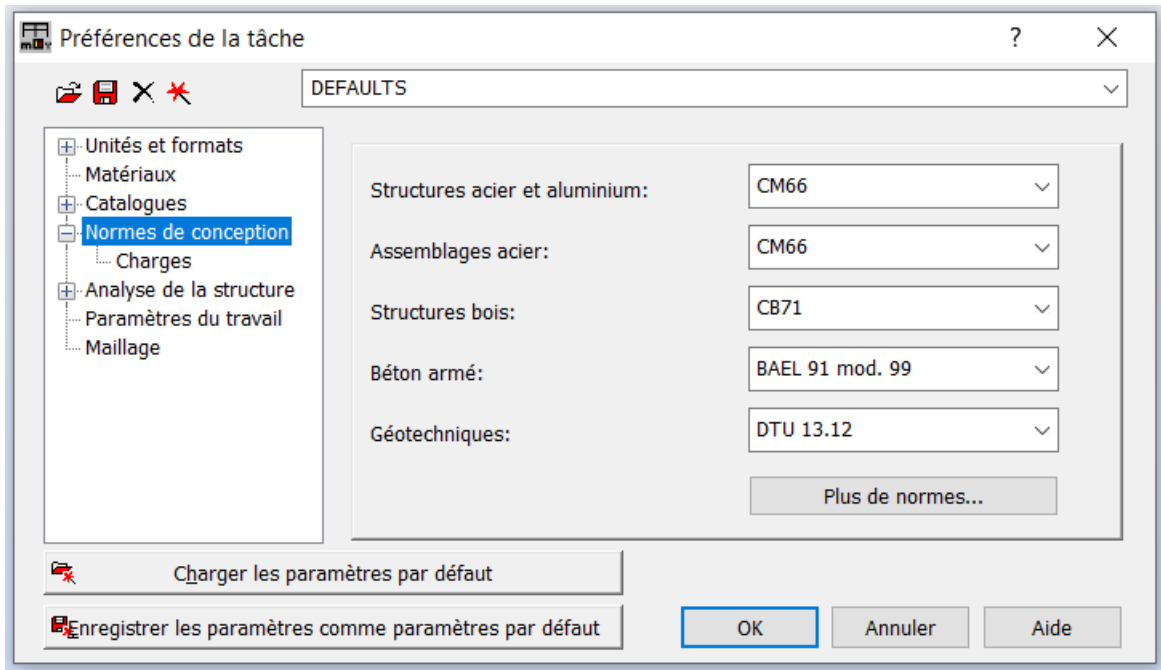


Pour consulter les caractéristiques des matériaux, les modifier ou même rajouter un matériau, vous devez sélectionner dans l'arborescence Matériaux et cliquer sur le bouton Modifier.

Il suffit alors de consulter ou de modifier les données en faisant Ajouter pour valider les modifications.

❖ Réglage des normes :

La fenêtre de réglage des normes est présentée sur les figures ci-après :



IV.2.3.Lignes de construction :

→ On Va saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois directions puis on clique sur insérer pour introduire

Nom: Lignes de construction

Cartésien Cylindrique Lignes arbitraires

Paramètres avancés

X Y Z

Position: 0.00 (m) Répéter x: 0 Espacement: 1 (m)

Libellé	Position
1	0.00
2	2.63
3	5.73
4	9.43
5	11.50
6	15.15
7	17.22
8	20.00

Ajouter Supprimer Supprimer tout Gras

Libellé: 123...

Nouveau Gestionnaire de lignes

Appliquer Fermer Aide

Nom: Lignes de construction

Cartésien Cylindrique Lignes arbitraires

Paramètres avancés

X Y Z

Position: 0.00 (m) Répéter x: 0 Espacement: 1 (m)

Libellé	Position
A	0.00
B	4.95
C	8.75
D	9.82
E	10.89
F	14.69
G	19.64

Ajouter Supprimer Supprimer tout Gras

Libellé: ABC...

Nouveau Gestionnaire de lignes

Appliquer Fermer Aide

Nom: Lignes de construction

Cartésien Cylindrique Lignes arbitraires

Paramètres avancés

X Y Z

Position: 0.00 (m) Répéter x: 0 Espacement: 1 (m)

Libellé	Position
Base	0.00
+1.53	1.53
Etage 1	3.06
+4.59	4.59
Etage 2	6.12
+7.65	7.65
Etage 3	9.18
+12.71	12.71

Ajouter Supprimer Supprimer tout Gras

Libellé: Valeur

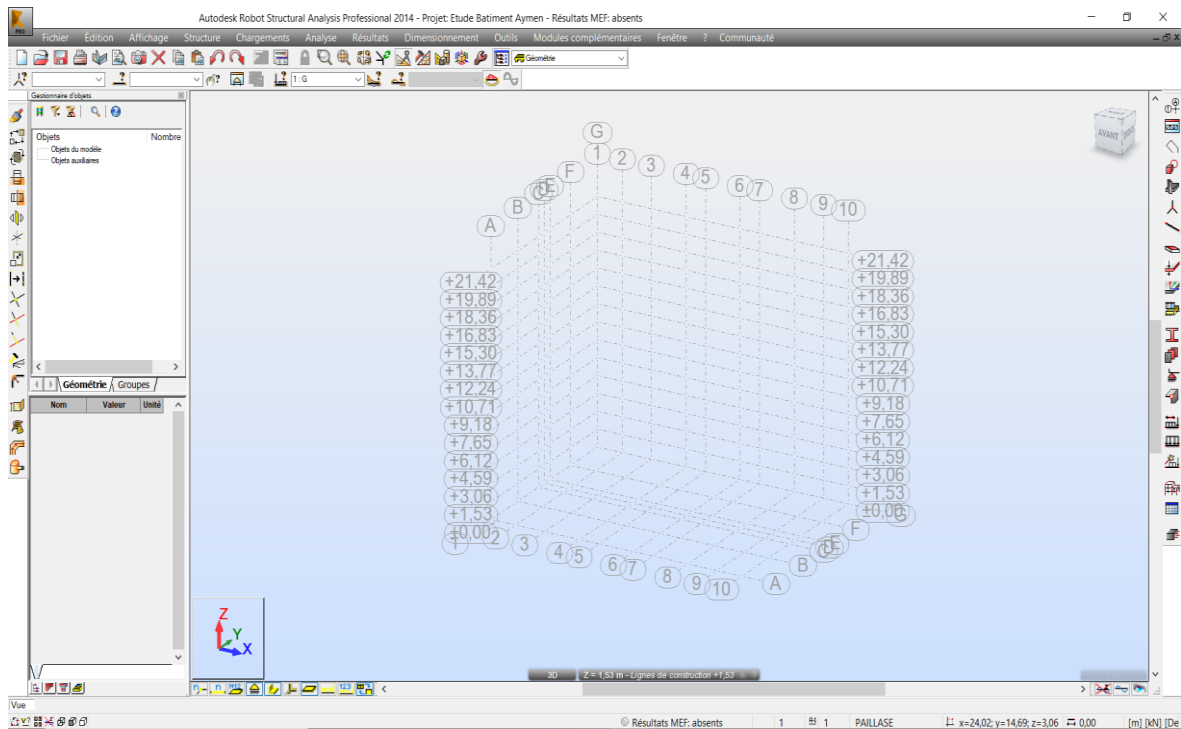
Étages

Nouveau Gestionnaire de lignes

Appliquer Fermer Aide

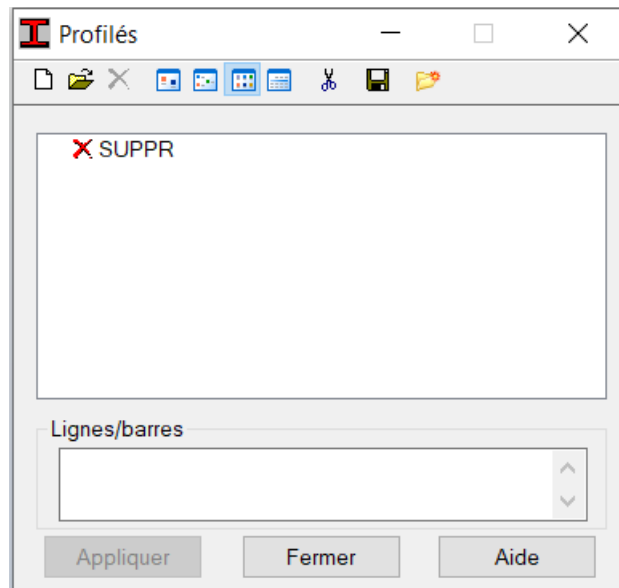
→ Cliquez sur (appliquer) et activez la vue en 3D, on aura le résultat suivant :

Chapitre IV : Présentation du logiciel ROBOT



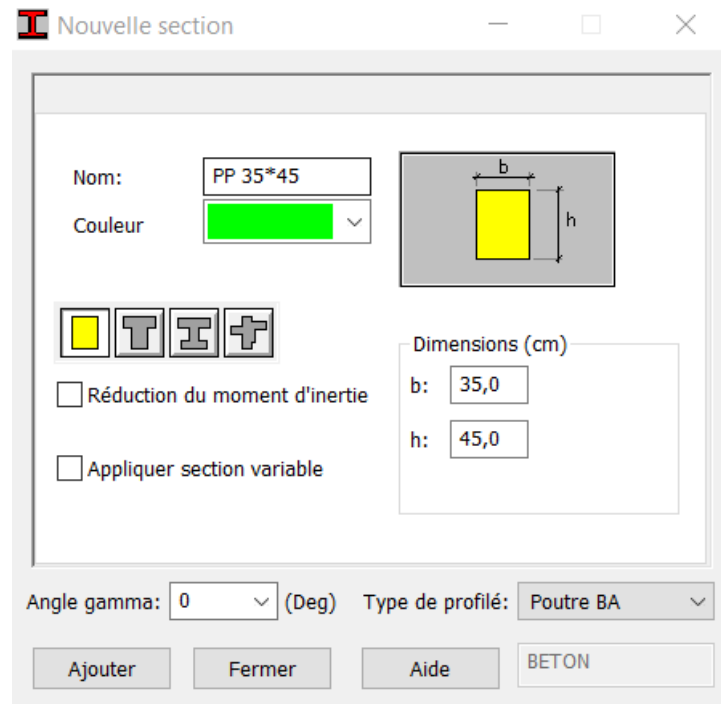
IV.2.4.Définition de la section :

→ On passe maintenant à définir les sections de l'ouvrage dans le menu vertical, on clique sur l'icône profilé

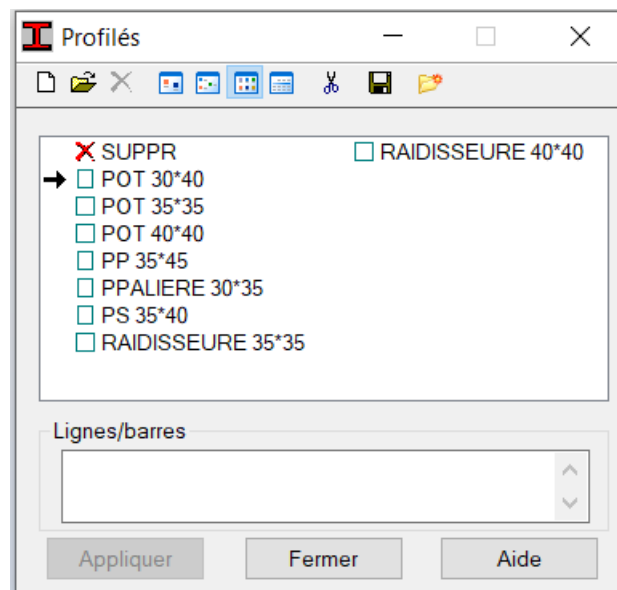


→ Dans la boîte de dialogue (nouvelle section) cliquez sur le champ (type de profilés) et Sélectionnez (poutre BA) :

→ Donnez le nom, la couleur et les dimensions de la poutre puis cliquez sur (ajouter) :

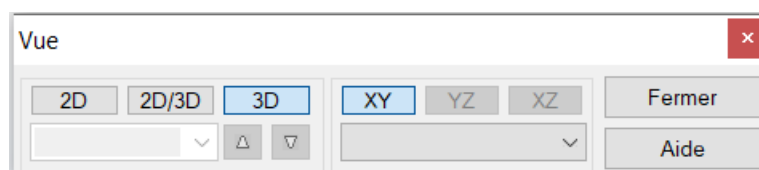


Refaire la même opération pour définir les autres sections des poutres et des poteaux, sans oublier de faire un cliqué sur le bouton Ajouter pour chaque section.



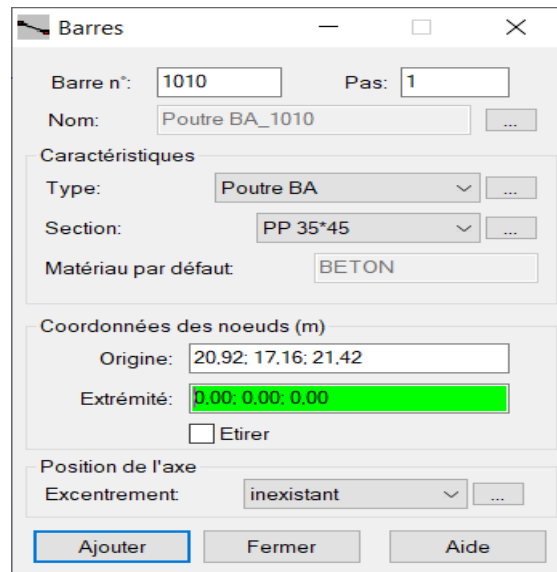
IV.2.5.Définition de la structure :

→ Activez la boîte de dialogue (gestion des vues) et allez au niveau 3.15 plan XY :



→ Dans la boîte de dialogue mode d'accrochage, désactiver l'accrochage de la grille, cliquez sur appliquer et fermer.

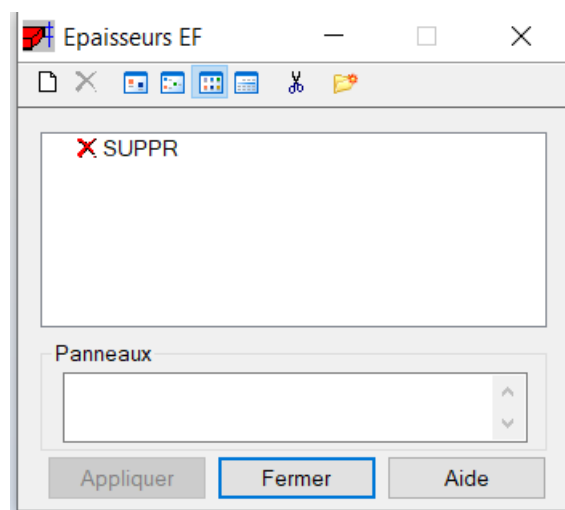
→ Sélectionner l'icône de définition de barres  la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre :



→ On sélectionne le type et le nom de chaque élément de la structure, on clique sur les intersections des axes de l'ouvrage pour dessiner les éléments de notre structure (poutre, poteau, poutre de palier) par le point origine.

IV.2.5. 1.Définir les dalles pleines, les escaliers et voiles :

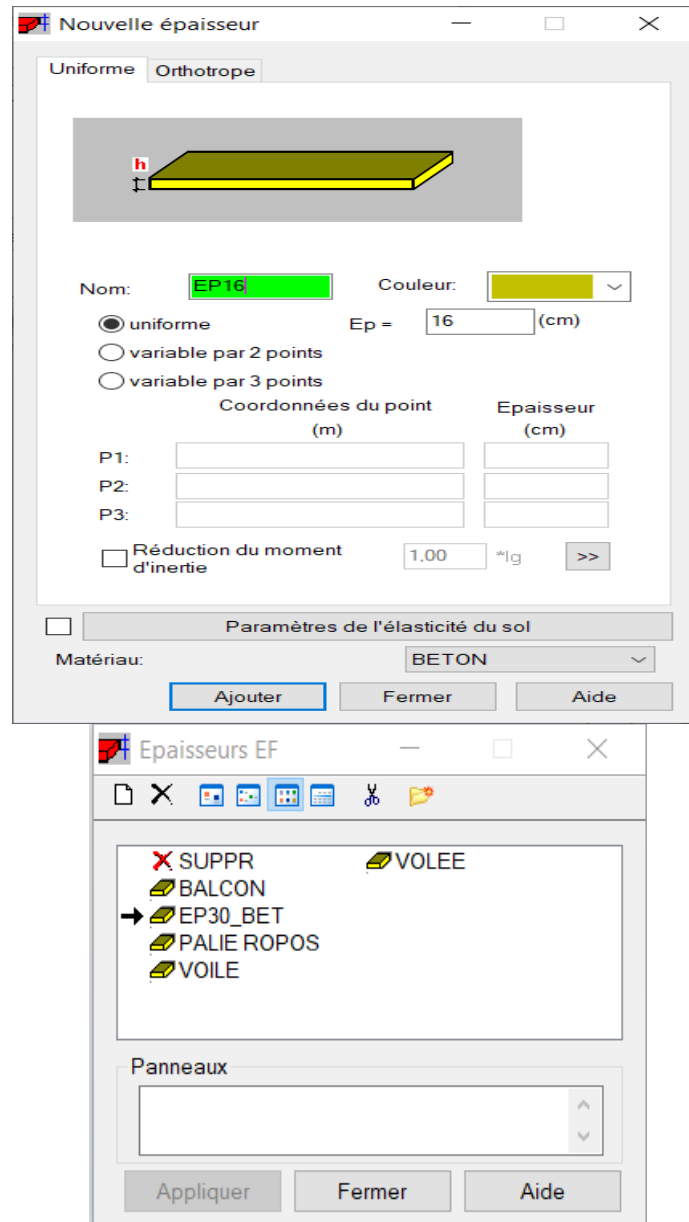
→ Sélectionner l'icône de définition de dialogue  ci-dessous s'ouvre :



→ Dans la boîte de dialogue (Epaisseur EF) cliquez sur (supprimer toutes les épaisseurs de panneaux non utilisées dans l'affaire)

→ Cliquez sur (Définir nouvelle épaisseur) et saisir le nom, l'épaisseur et le matériau puis cliquez sur ajouter :

→ Refaire la même procédure pour définir : Paillasse, Palier, voile et fermer :



IV.2.5.2. Définir les planchers à corps creux :

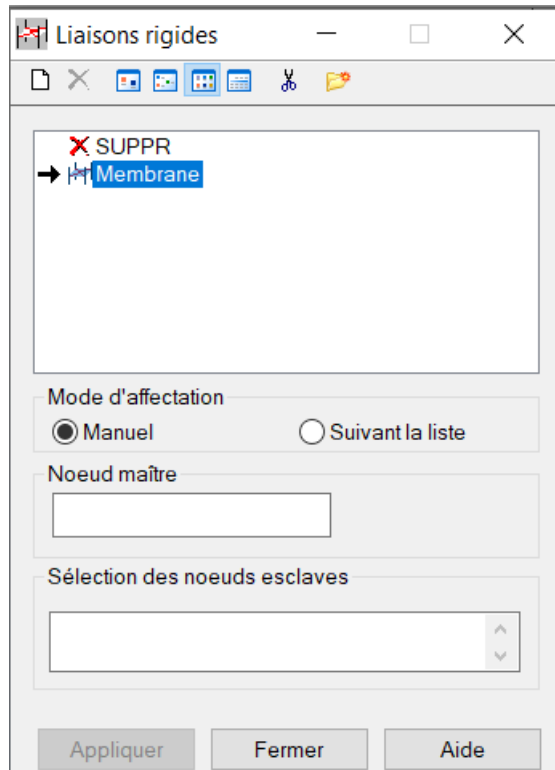
→ On clique sur le bouton épaisseur pour renommer ce plancher et le dimensionner, à la fin on clique sur le bouton ajouter dans notre structure le plancher en corps creux, la figure ci-dessus illustre le dimensionnement de ce plancher :

IV.2.6. Définition des liaisons rigides :

→ On va au menu définition de la structure  on clique l'icône liaisons rigides



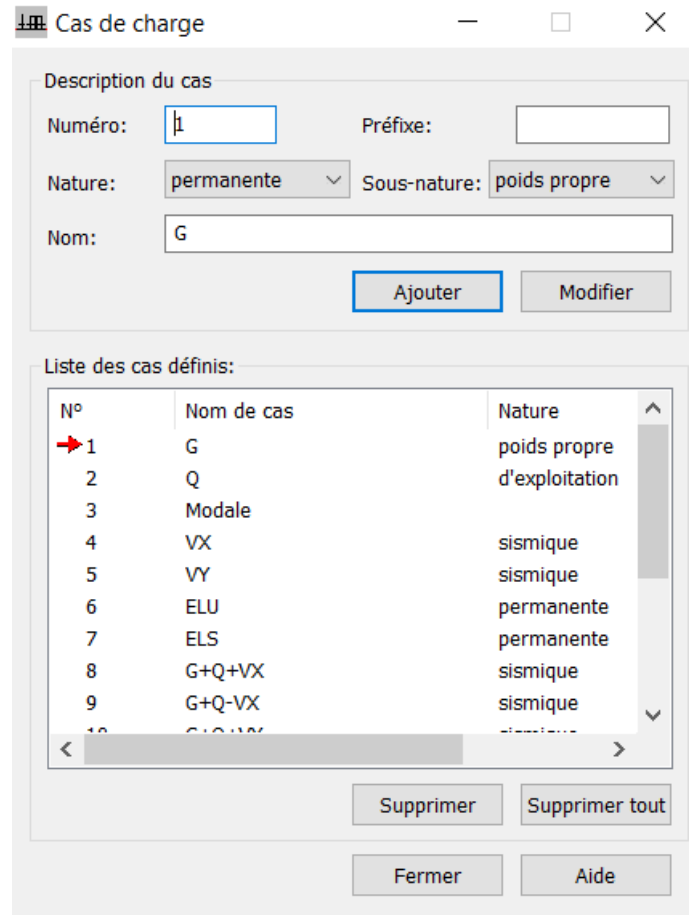
la boîte de dialogue suivante apparaîtra :



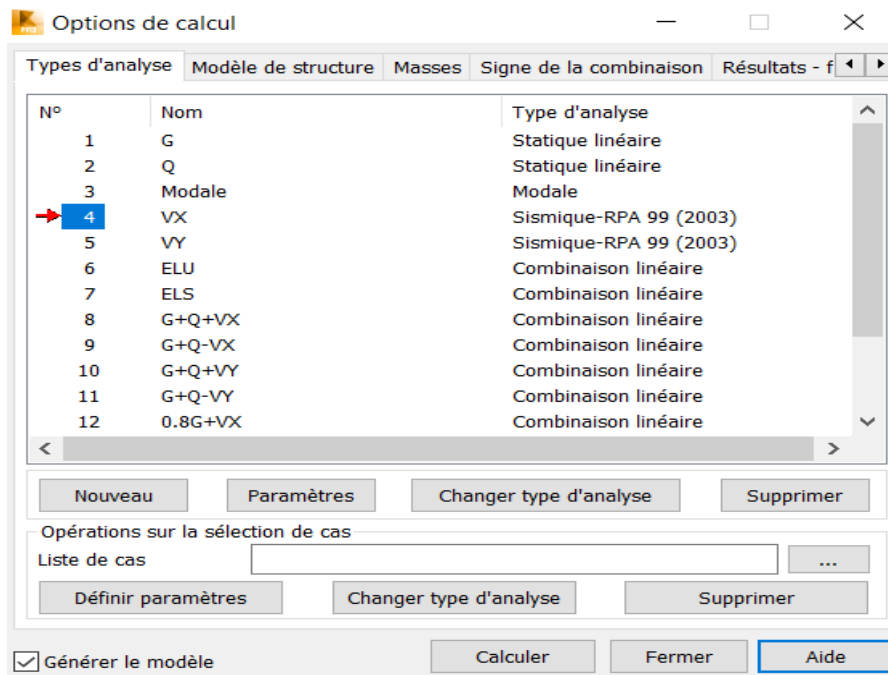
→ On clique sur l'icône définir une nouvelle liaison rigide et on bloque toutes les translations et les rotations après on choisit dans chaque étage le nœud maître et les nœuds esclaves.

IV.2.7.Définition des cas de charges :

→ Sélectionner l'icône de définition de Cas de charge , la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre, dans cette boîte de dialogue on va définir deux types de cas de charge (Charge permanente G et charge d'exploitation Q) :



La case nous permet de donner le nom de chaque cas de charge, après avoir
 → Sélectionné le nom et nature de charge on clique sur le bouton nouveau pour ajouter le cas de charge.



Chapitre IV : Présentation du logiciel ROBOT

Après on va saisir le nombre modes de notre structure 12 modes et la matrice des masses (cohérente), et l'amortissement 0.07 et on clique sur OK.

The screenshot shows the 'Paramètres de l'analyse modale' (Modal Analysis Parameters) dialog box. The 'Cas' (Case) is set to 'Modale'. Under 'Paramètres', 'Nombre de modes' is 9, 'Tolérance' is 0.0001, 'Nombre d'itérations' is 40, and 'Accélération' is 9.80665. Under 'Matrice des masses', 'Cohérentes' is selected. Under 'Directions actives de la masse', X, Y, and Z are all checked. There are checkboxes for 'Négliger la densité' (checked) and 'Vérification de Sturm'. On the right, 'Mode d'analyse' has 'Modale' selected, with a 'Tolérance' of 0.01. Under 'Méthode', 'Itération sur le sous-espace' is selected. Under 'Limites', 'Inactives' is selected. At the bottom, 'Amortissement' is 0.07, and 'Calcul de l'amortissement (d'après PS92)' is unchecked. Buttons for 'OK', 'Annuler', 'Aide', 'Définir les paramètres', 'Définir la base', 'Définir les limites', and 'Définir l'excentrement' are visible.

→ On procède exactement de la même façon pour faire l'analyse sismique, on clique sur nouveau et on saisit le type d'analyse sismique, sélectionnez RPA 99 (2003) et on clique sur OK.

The screenshot shows the 'Définition d'un nouveau cas' (Define a new case) dialog box. The 'Nom' (Name) is 'Sismique RPA 99 (2003)'. Under 'Type d'analyse', 'Sismique' is selected, and a dropdown menu shows 'RPA 99 (2003)'. Other options include 'Modale', 'Modale avec définition automatique des cas sismiques', 'Sismique (méthode de force latérale équivalente)', 'Spectrale', 'Harmonique', 'Temporelle', 'Push over', 'Analyse harmonique dans le domaine fréquence (FRF)', and 'Excitation dynamique par mouvement piéton (Footfall)'. Buttons for 'OK', 'Annuler', and 'Aide' are at the bottom.

Chapitre IV : Présentation du logiciel ROBOT

→ On saisit la zone, l'usage et le site plus le coefficient de comportement et le facteur de qualité cliquer sur OK.

Paramètres RPA 99

Cas: VX

☐ Cas auxiliaire

Zone: ☐ I ☒ IIa ☐ IIb ☐ III

Usage: ☐ 1A ☐ 1B ☒ 2 ☐ 3

Site: ☐ S1 ☐ S2 ☒ S3 ☐ S4

☐ Mode résiduel

Coefficient de comportement: 3.50000

Facteur de qualité: 1.50000

Définir la direction

Filtres

OK Annuler Aide

IV.2.8.Définition des combinaisons :

→ Apparaîtra pour déclarer le nom de combinaison et le type de cette dernière, puis on clique sur le bouton OK.

Définition/modification de la combinaison

Numéro de combinaison: 17

Type de combinaison: ELU

Nom de la combinaison: COMB12

Paramètres

OK Fermer Aide

Paramètres de la combinaison

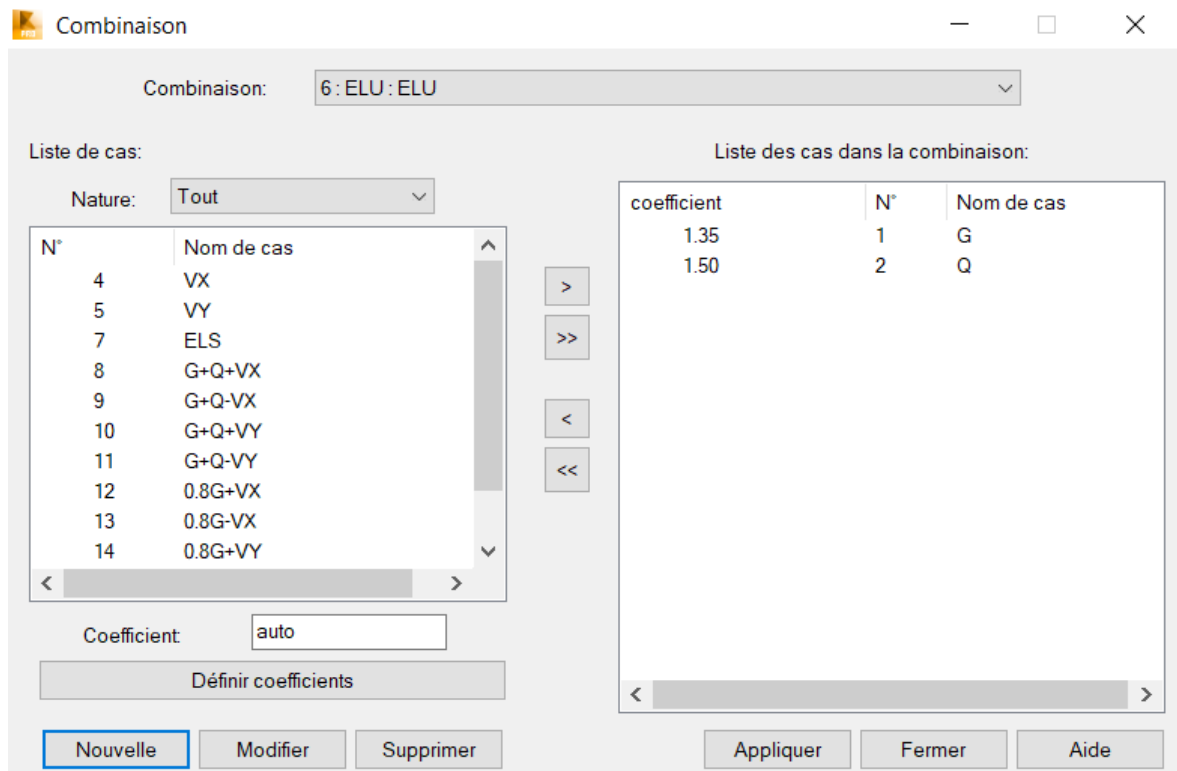
Type de combinaison sismique: ☒ CQC ☐ SRSS ☐ 2SM ☐ 10%

Nature: poids propre

☐ Combinaison quadratique

OK Fermer Aide

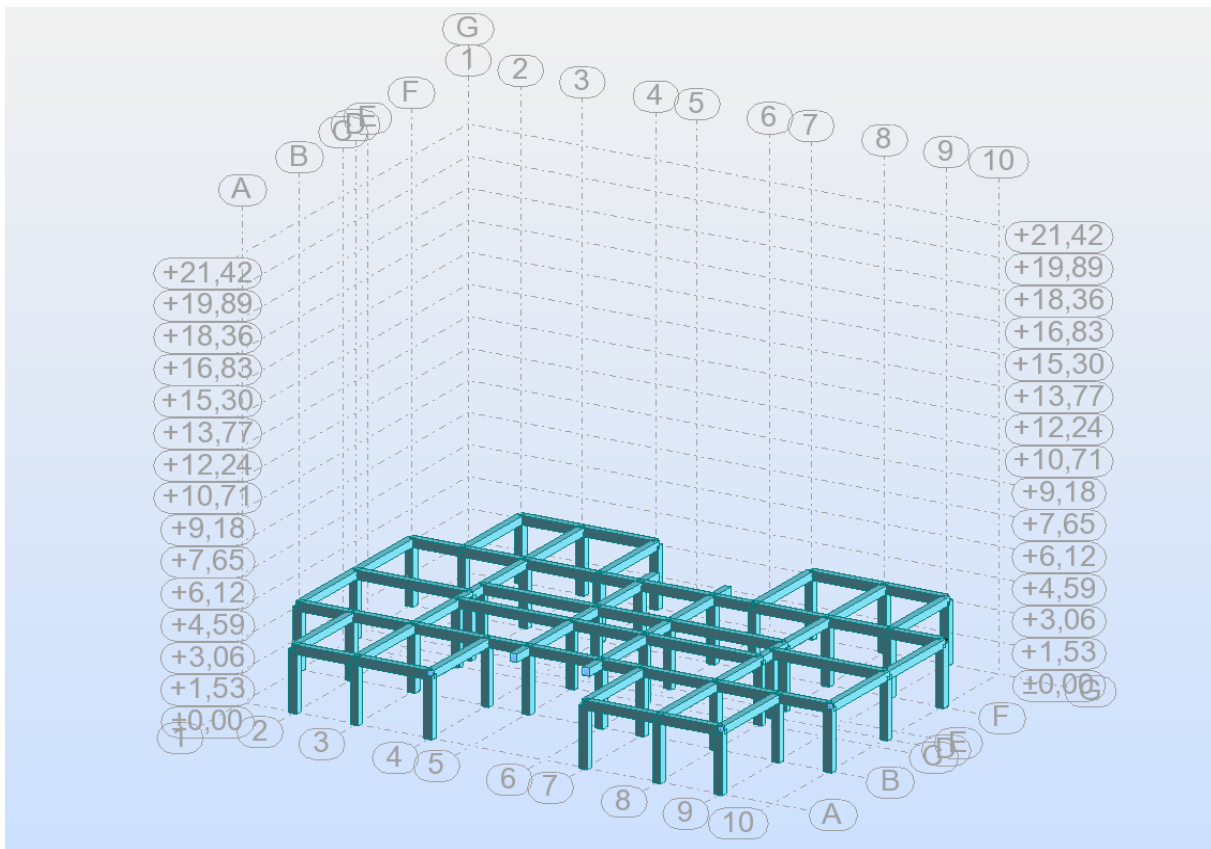
→ On procède exactement de la même façon pour ajouter tous les combinaisons



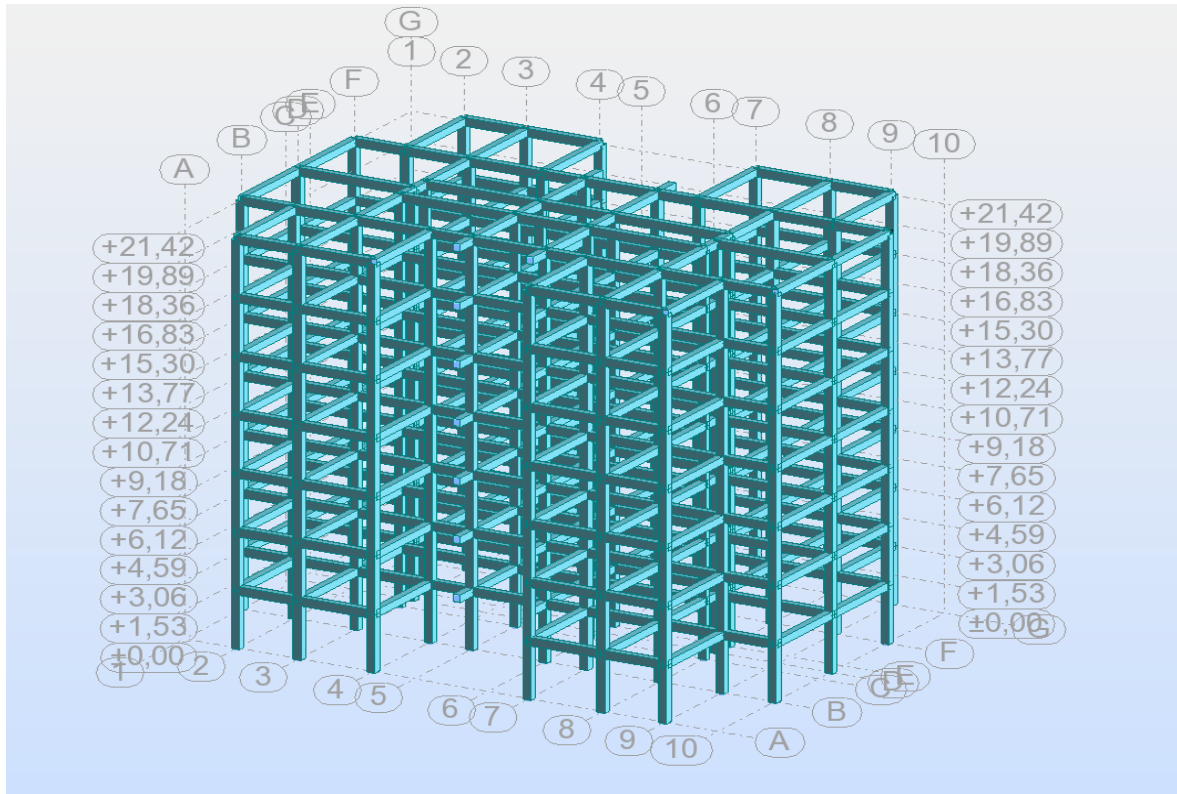
IV.2.9. Dessin de bâtiment :

IV.2.9.1. des éléments porteurs :

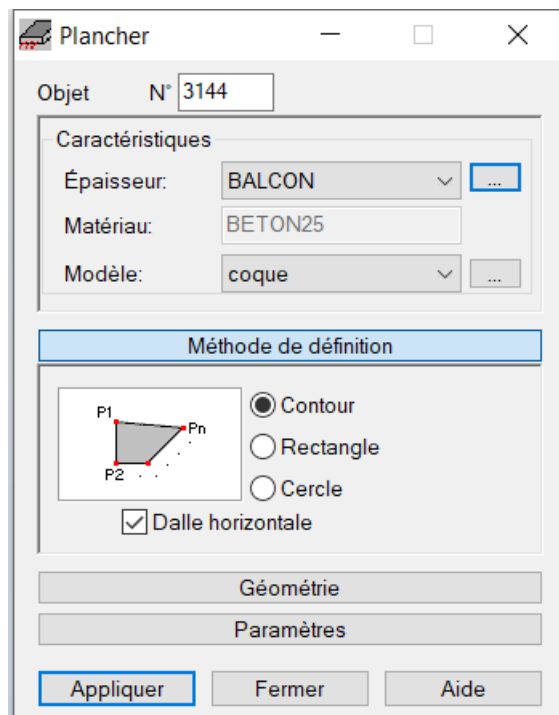
Maintenant on va modéliser les poteaux et les poutres et la poutre de palier

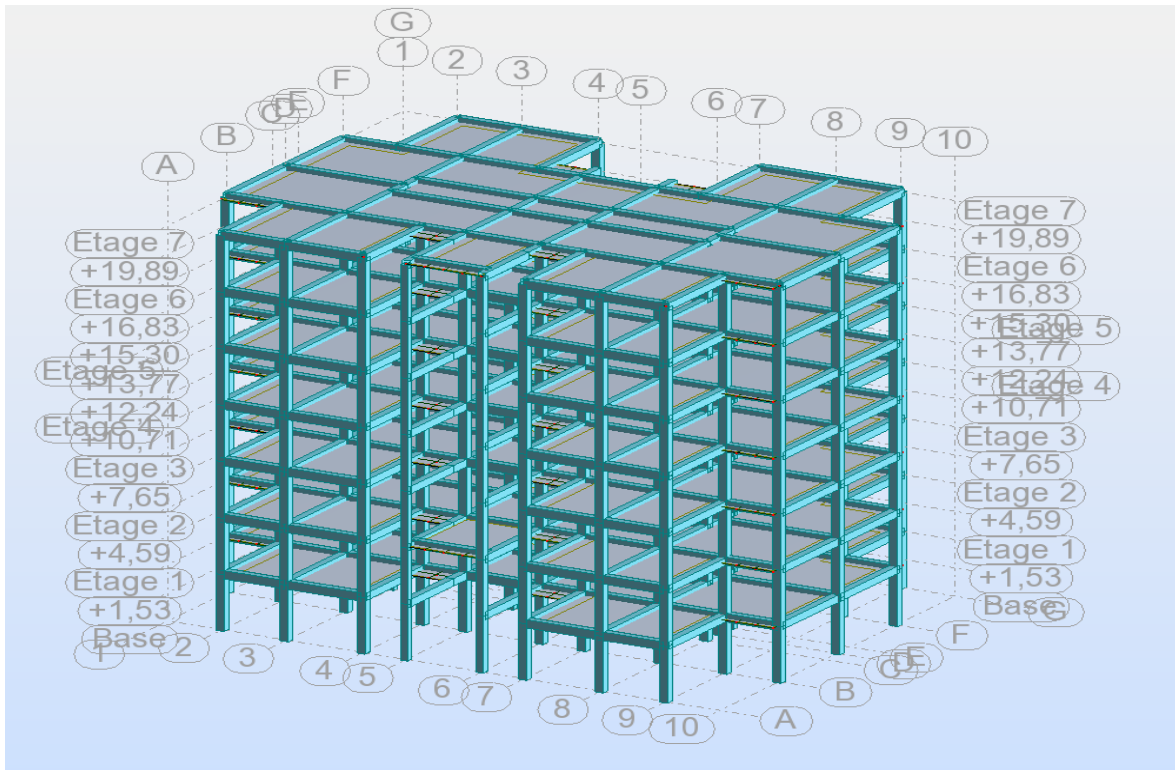


→ On utilisant la commande (translation)  Translation, avec l'option (étiré) pour définir les autres étages.



IV.2.9.2. Dessin des planchers, les balcons et les escaliers :





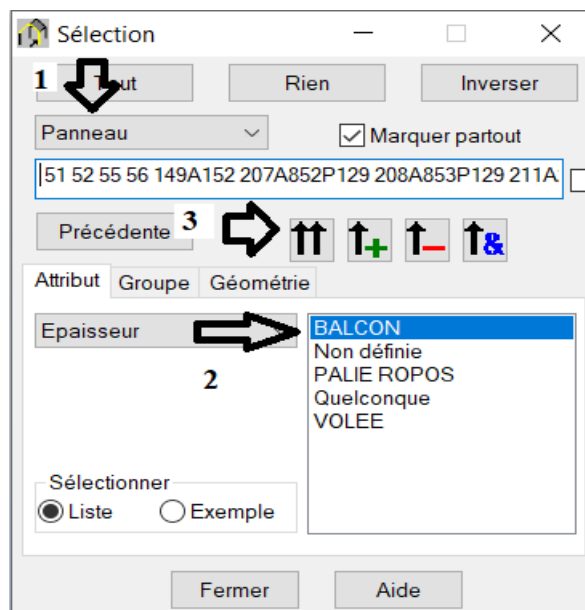
IV.2.10.Saisir les valeurs des charges :

Cette étape permet de saisir la valeur des charges qui sont appliquées sur notre structure.

- ❖ Définir la charge permanente G et la charge exploitation Q pour les plancher, les balcons et l'escalier :

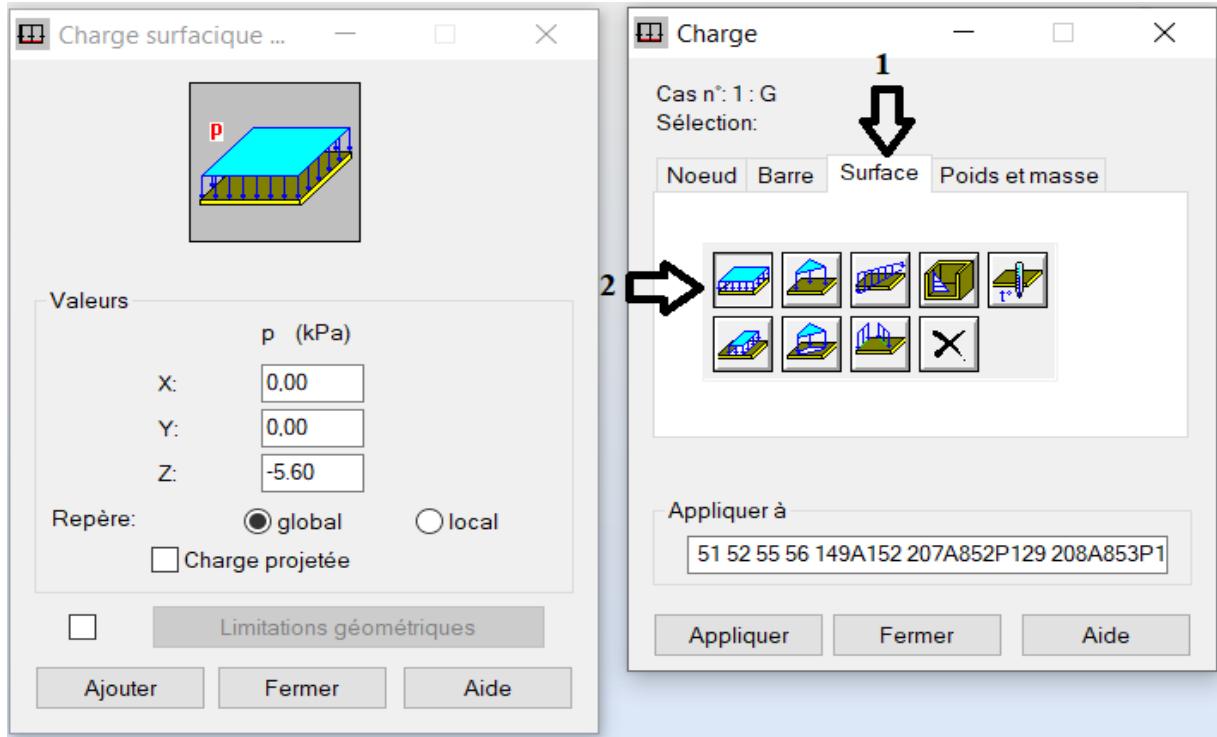
Par exemple les balcons :

→ On sélectionné les balcons et on choisit la charge permanente « G »

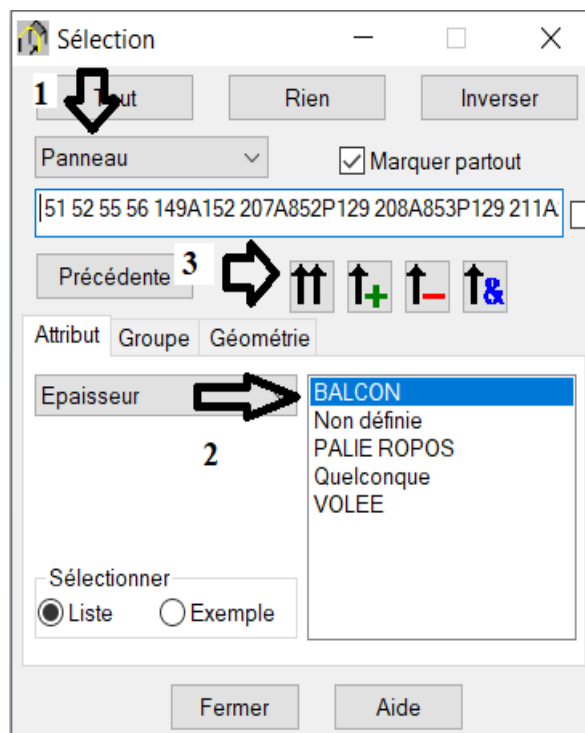


Chapitre IV : Présentation du logiciel ROBOT

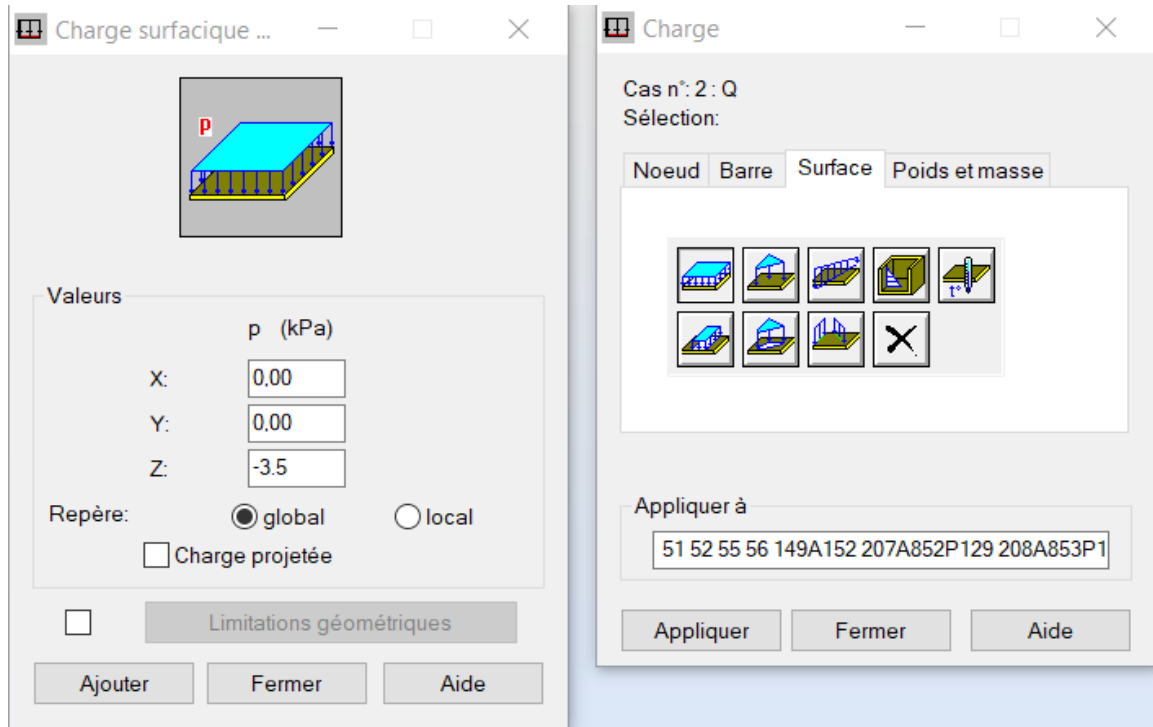
→ On clique sur l'icône  et On choisit la charge surfacique, puis uniformément répartie, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivants :



→ Après on sélectionné les balcons et on choisit la charge d'exploitation « Q »



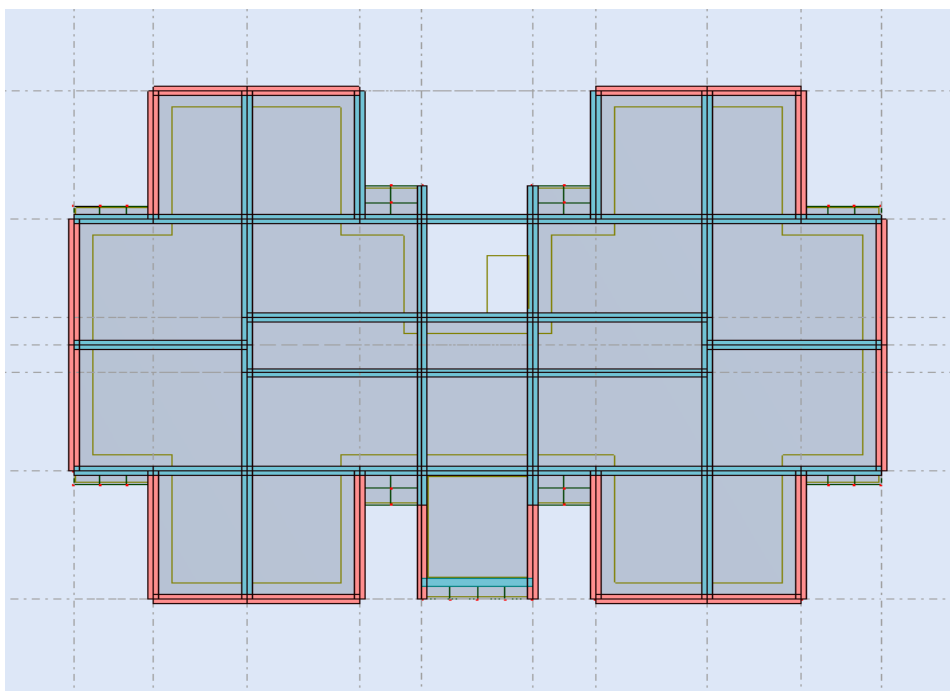
→ On clique sur l'icône  et on choisit la charge surfacique, puis uniformément répartie, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivants :



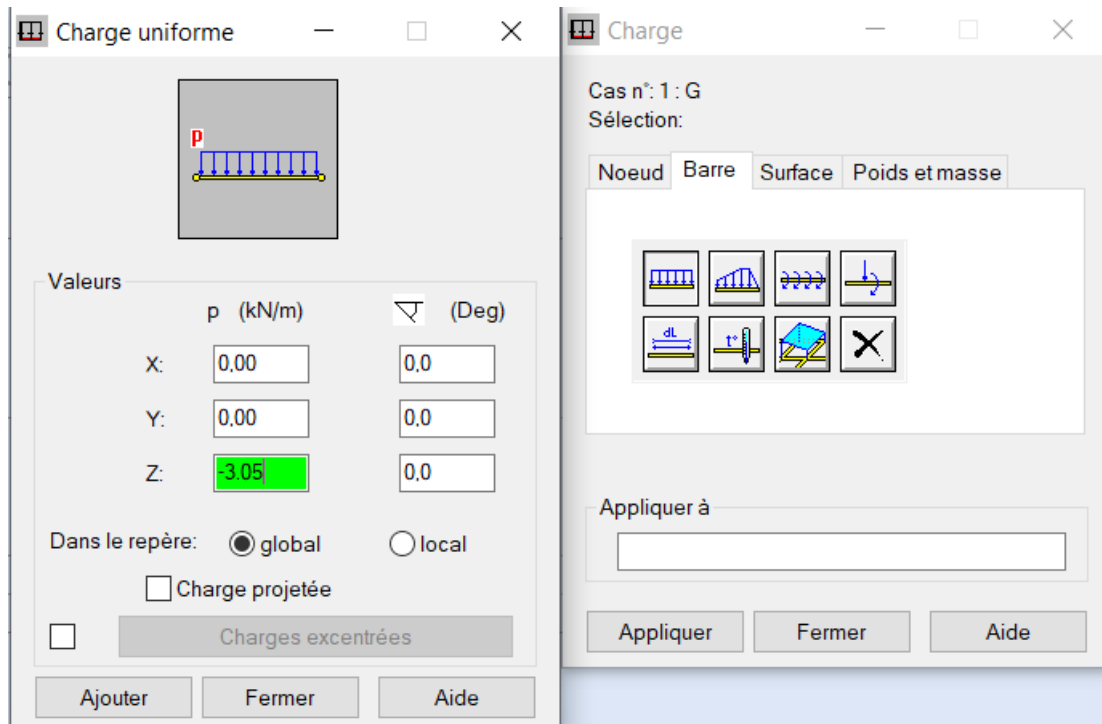
- ❖ Définir la charge permanente G et la charge exploitation Q pour les murs extérieurs et l'acrotère :

Par exemple les murs extérieurs :

→ Pour chaque étage on sélectionnera les poutres suivantes supportant le mur extérieur

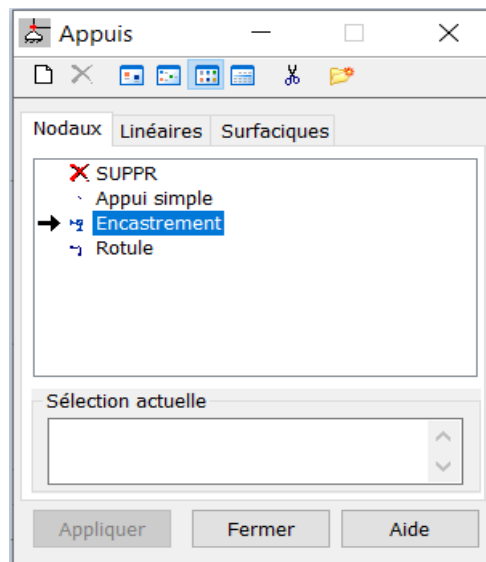


→ On clique sur l'icône  et On choisit la charge sur barre, puis uniformément répartie, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivants :



IV.2.11. Les conditions aux limites :

Pour définir les appuis de notre structure on clique sur l'icône dans le menu vertical.

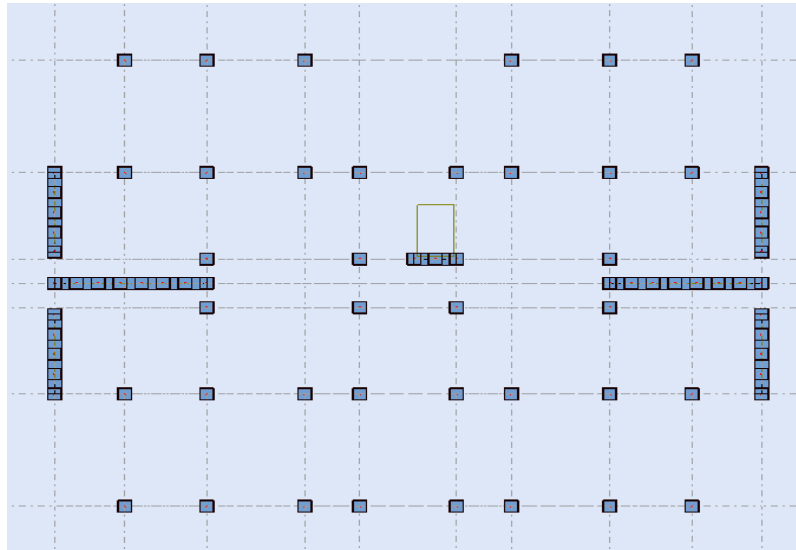


→ On sélectionne le type d'appuis (nœud, linéaire, surfacique) dans notre cas on choisit : Nodaux ⇒ encastrement pour les poteaux.

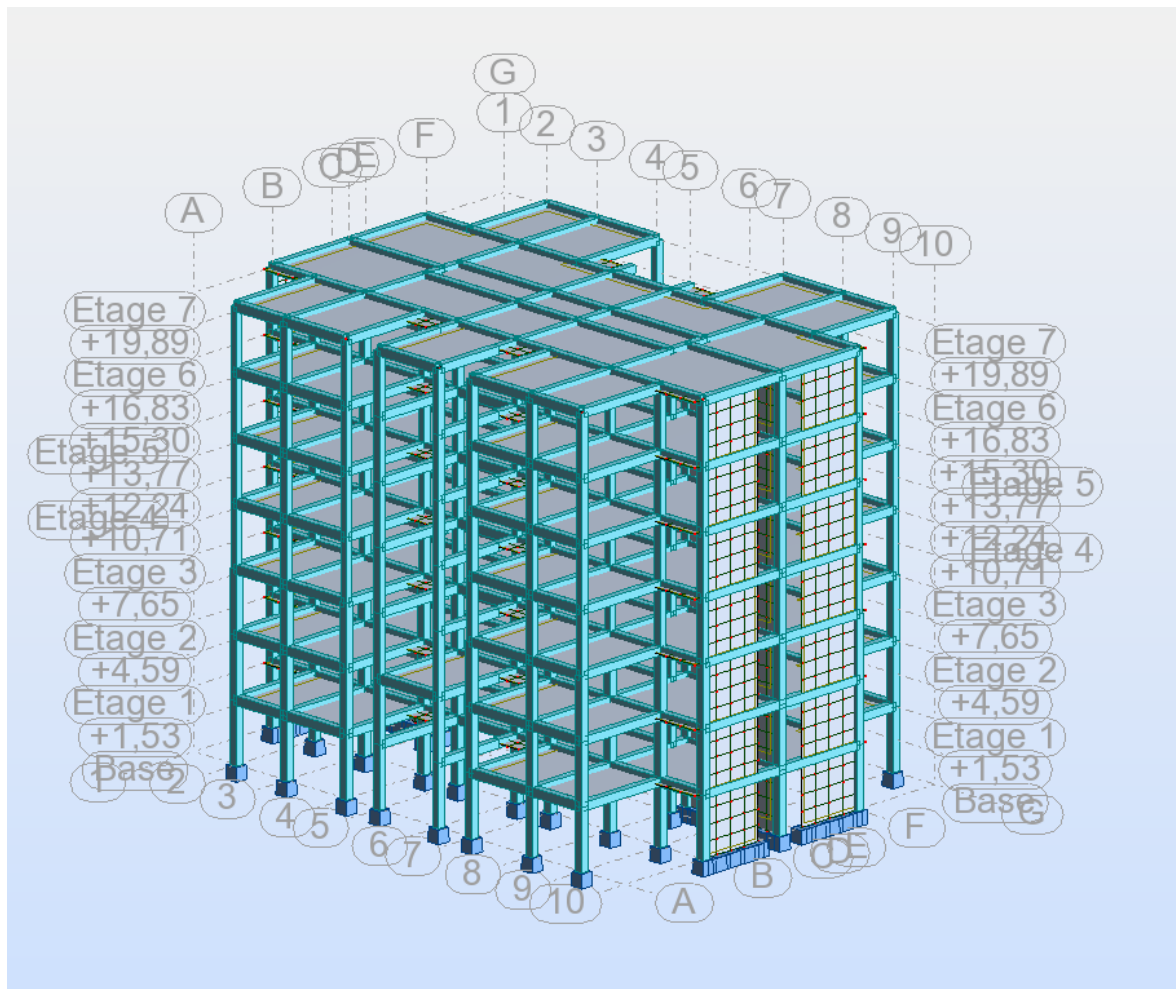
Linéaires ⇒ encastrement pour les voiles et les escaliers.

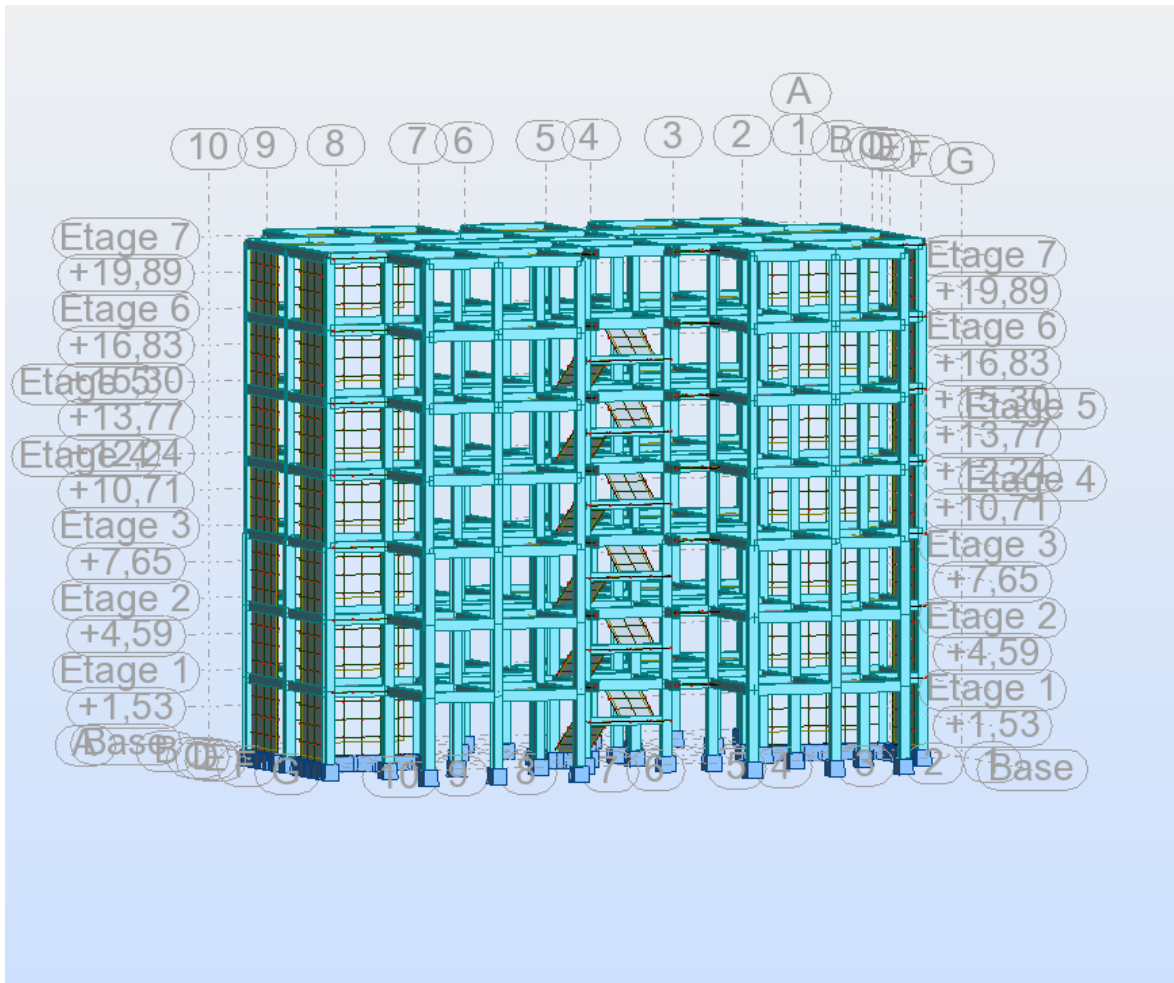
V.2.12. Système de contreventement :

Notre structure est contreventée par 6 voiles comme le présente la figure suivante :



IV.2.13. La modalisation complète de notre bâtiment :





IV.3.Conclusion :

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle.

L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

Chapitre 5

Etude sismique

V.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2.Objective de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée.

V.3.Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée, le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.3.1.Méthode statique équivalente :

V.3.1.1.Définition :

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.

V.3.1.2.Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur. [4]

V.3.1.3.Modélisation :

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté translation horizontal par niveau.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale. [4]

V.3.1.4. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II: 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 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m. [4]

V.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale :

V.3.2.1.Principe de la méthode :

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.

V.3.2.2.Modélisation :

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les

masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées. [4]

V.3.2.3. Conditions d'application de la 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.

V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

V.3.3.1. Principe de la méthode :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques par un personnel qualifié. [4]

V.3.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au paravent 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. [4]

V.4. Classification de l'ouvrage selon leur importance :

a) Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0: sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya MILA donc en **zone IIa**.

b) Classification de l'ouvrage selon son importance :

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2003) chapitre 3 article 3.2 :

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas

48 m dans **le groupe 2**

c) Classification du site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S_3 .

V.5. Choix de la méthode de calcul :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan).

Cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2.b du RPA99/2003 (Zone IIa, et groupe d'usage 2, $h=21.42 \text{ m} < 23\text{m}$), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

V.6.Méthode statique équivalente :

V.6.1.Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad [4] \quad \text{Avec :}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

V.6.1.1.Coefficient d'Accélération de Zone « A »:

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

Tableau V.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A.

/	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Donc : $A = 0.15$

V.6.1.2. facteur d'amplification dynamique moyen « D » : [4]

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0 \leq T \leq T_2 \\ T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

Calcul de facteur de correction d'amortissement η :

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique ξ .

- **Pourcentage d'Amortissement Critique ξ :**

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau V.2 : Valeurs de ξ (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'après le Tableau $\xi = 7 \%$

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0.88 \geq 0.7$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.

$$T = T_{\min} \begin{cases} T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

On a : $h_N = 21.42$ m

C_T : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (dans notre cas on a Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Donc : $C_T = 0.05$

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 21.42^{\frac{3}{4}}$$

Alors : $T = 0.49$ sec

Tableau V.3 : Valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.085
3	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050
4		0.050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

D: dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

$$\text{Sens X : } D_X = 26.65 \Rightarrow T = 0.09 \times \frac{21.42}{\sqrt{26.65}} \Rightarrow T_X = 0.37 \text{ s}$$

$$\text{Sens Y : } D_Y = 19.64$$

$$\Rightarrow T = 0.09 \times \frac{21.42}{\sqrt{19.64}} \Rightarrow T_Y = 0.43 \text{ s}$$

Donc :

Calcul facteur d'Amplification D :

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

$$S_3 \Rightarrow T_1=0.15 \text{ et } T_2=0.5 \text{ on obtient :}$$

Sens X :

$$T = \min (T ; T_X) \Rightarrow T = \min (0.49\text{s} ; 0.37\text{s})$$

$$\text{Alors : } T_{\text{empirique } X} = 0.37\text{s}$$

$$\text{Et on a : } T_{\text{analytique } X} = 0.41\text{s}$$

$$T_{\text{empirique } X} \leq T_{\text{analytique } X} \leq 1.3T_{\text{empirique } X} \Rightarrow T = T_{\text{empirique } X}$$

$$\text{Donc : } T = 0.37 \text{ s}$$

$$\text{La condition : } 0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.37 \leq 0.5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \Rightarrow D_X = 2.2$$

Sens Y :

$$T = \min (T ; T_Y) \Rightarrow T = \min (0.49\text{s} ; 0.43\text{s})$$

$$\text{Alors : } T_{\text{empirique } Y} = 0.43\text{s}$$

$$\text{Et on a : } T_{\text{analytique } Y} = 0.50\text{s}$$

$$T_{\text{empirique } Y} \leq T_{\text{analytique } Y} \leq 1.3T_{\text{empirique } Y} \Rightarrow T = T_{\text{empirique } Y}$$

Donc : $T = 0.43 \text{ s}$

La condition : $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.43 \leq 0.5 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Donc : $D = 2.5\eta \Rightarrow D_Y = 2.2$

V.6.1.3.Coefficient de Comportement Global de la Structure « R »: [4]

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 des RPA99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

Tableau V.4 : valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autos-tables 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

<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques auto-stables ductiles	6
8	Portiques auto-stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5
<u>D</u>	<u>Autres systèmes</u>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	3.5
	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	4
17		2

Dans notre cas : pour un système de contreventement Portiques contreventés par des voiles

Alors : $R = 3.5$

V.6.1.4.Facteur de qualité « Q » : [4]

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 des RPA99/version 2003.

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois

Sens longitudinal : (9 travées)

$$2.46 / 3.10 = 0.79 < 1.5$$

$$3.10 / 3.7 = 0.83 < 1.5 \quad \Rightarrow \quad \text{Critère non observé } P_q = 0.05$$

$$3.7 / 2.07 = 1.78 > 1.5$$

$$2.07 / 3.65 = 0.56 < 1.5$$

$$3.65 / 2.04 = 1.76 > 1.5$$

$$2.04 / 3.7 = 0.55 < 1.5$$

$$3.7 / 3.1 = 1.19 < 1.5$$

$$3.1 / 2.46 = 1.26 < 1.5$$

Sens transversal : (5 travées)

$$4.75 / 3.8 = 1.25 < 1.5$$

$$3.8 / 2.14 = 1.77 > 1.5 \quad \Rightarrow \quad \text{Critère non observé } P_q = 0.05$$

$$2.14 / 3.8 = 0.56 < 1.5$$

$$3.8 / 4.75 = 0.8 < 1.5$$

- **Redondance en plan :**

Sens longitudinal

$$L_{\max} / L_{\min} = 5.65 / 2.07 = 2.72 > 1.5$$

Donc : le critère est non observé alors : $P_q = 0.05$

Sens transversal

$$L_1 / L_2 = 4.75 / 2.14 = 2.21 > 1.5$$

Donc : le critère est non observé alors : $P_q = 0.05$

- **Régularité en plan :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales L'excentricité ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $26.65 / 19.64 = 1.35 < 4$ 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. La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc : le critère est observé alors : $P_q = 0$

- **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. La masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

Donc : la structure est classée régulièrement en élévation : $P_q = 0$

- **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Donc : le critère est non observé alors : $P_q = 0.05$

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est observé : $P_q = 0$

Tableau V.5 : valeurs des pénalités P_q .

« Critère q »	Sens longitudinal	Sens transversal
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$\sum P_q$	0.15	0.15

➤ Sens longitudinal $\rightarrow Q = 1 + 0.15 = 1.15$

➤ Sens transversal $\rightarrow Q = 1 + 0.15 = 1.15$

V.6.1.5. Poids totale de la structure « W » : [4]

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. RPA99version2003

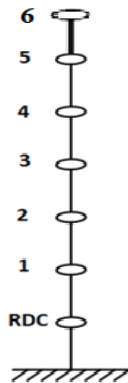
Tableau V.6 : Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas : $\beta = 0.20$

On a des poids des différents niveaux donné par le logiciel ROBOT :

Tableau V.7 : Les poids des différents niveaux.

N° d'étage	$W_G + 0.2 W_Q$	
RDC	4547.31	
1	4464.34	
2	4269.8	
3	4269.79	
4	4269.79	
5	4262.29	
6	4514,45	

Donc : $\sum W_i = 30597.77 \text{ KN}$

✓ **Calcule de l'effort sismique totale « V »:**

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.15}{3.5} \times 30597.77 \Rightarrow V_x = 3317.67 \text{ KN}$$

Sens Y:

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.15}{3.5} \times 30597.77 \Rightarrow V_y = 3317.67 \text{ KN}$$

V.7.Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$ Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismique à la base.

V_{statique} : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,..) Dans le rapport $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$ [4]

- Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

EX

Cas	4 - VX					
Mode CQC						
Somme totale	-3119,94	-0,63	-0,54	12,39	-1089,42	-3,30
Somme réactions	-3116,33	5,78	-5,85	-102,84	-47593,61	29811,68
Somme efforts	3116,39	-5,78	5,68	101,96	47595,04	-29812,39
Vérification	0,06	-0,00	-0,17	-0,88	1,43	-0,72
Précision	3,41830e-002	4,49916e-004				

Figure 1 : Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens xx).

- $V_x = 3119.94 \text{ KN}$

EY :

Cas	5 - VY					
Mode CQC						
Somme totale	-2,08	-3111,36	13,45	1316,26	-3,06	0,28
Somme réactions	-5,81	-3106,99	13,67	48344,23	-243,18	-41363,92
Somme efforts	5,78	3106,96	-13,74	-48345,71	245,11	41363,52
Vérification	-0,03	-0,03	-0,06	-1,48	1,93	-0,40
Précision	3,41830e-002	4,49916e-004				

Figure 2 : La Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens yy).

- $V_y = 3111.36 \text{ KN}$
- la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente :

$$V_x = V_y = 3317.67 \text{ KN}$$

Tableau V.8 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	$0.8V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$
Suivant X	2654.13	3119.94	Condition vérifiée
Suivant Y	2654.13	3111.36	Condition vérifiée

V.8.L'effort tranchant de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j} \dots\dots\dots (4-11 \text{ RPA99version2003}) \quad [4]$$

Avec :

La force F_i concentrée au sommet de la structure :

$$T < 0,7s \Rightarrow F_{tx} = F_{ty} = 0$$

Tableau V.9 : La force sismique de chaque niveau.

Niveau	Force F_x (KN)	Force F_y (KN)
RDC	93.06	79.3
1	221.38	205.66
2	308.83	305.95
3	397.13	412.57
4	512.03	527.72
5	672.29	670.4
6	911,67	905,36

V.9.Vérification des déplacements :

On doit vérifier que : $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$

Le RPA (art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivant :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donné par le RPA dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement (R=3.5).

Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage (RPA art

$$5-10) \quad \bar{\Delta} = \frac{h_e}{100} = \frac{306}{100} = 3.06 \text{ cm}$$

Tableau V.10 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens.

Niveau	Hauteur (m)	Sens x-x			Sens y-y			$\bar{\Delta}$ (cm)	condition
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)		
RDC	3.06	0.217	0.759	0.759	0.294	1.029	1.029	3.06	vérifiée
1	3.06	0.347	1.214	0.455	0.544	1.904	0.875	3.06	vérifiée
2	3.06	0.417	1.459	0.245	0.662	2.317	0.413	3.06	vérifiée
3	3.06	0.447	1.564	0.105	0.694	2.429	0.112	3.06	vérifiée
4	3.06	0.445	1.557	0.007	0.667	2.334	0.095	3.06	vérifiée
5	3.06	0.421	1.473	0.084	0.608	2.128	0.206	3.06	vérifiée
6	3.06	0.379	1.326	0.147	0.538	2.040	0.088	3.06	vérifiée

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposés par le « RPA99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

V.10. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \dots \dots \dots \text{(article 5.6.R.P.A 2003) [4]}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

➤ Sens XX :

Tableau V.11 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens xx.

Niveau	P _k (KN)	Δ_k (m)	V _{kx} (KN)	h _k (m)	θ	La condition
RDC	4547.31	0,00217	3116,39	3.06	0.01	vérifiée
1	4464.34	0,00347	3023,33	3.06	0.001	vérifiée
2	4269.8	0,00417	2801,95	3.06	0.002	vérifiée
3	4269.79	0,00447	2493,12	3.06	0.0025	vérifiée
4	4269.79	0,00445	2095,99	3.06	0.0029	vérifiée
5	4262.29	0,00421	1583,96	3.06	0.0037	vérifiée
6	4514.45	0,00379	911,67	3.06	0.0061	vérifiée

➤ Sens YY :

Tableau V.12 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens yy.

Niveau	P _k (KN)	Δ_k (m)	V _{ky} (KN)	h _k (m)	θ	La condition
RDC	4547.31	0,00294	3106,96	3.06	0.0014	vérifiée
1	4464.34	0,00544	3027,66	3.06	0.0026	vérifiée
2	4269.8	0,00662	2822,00	3.06	0.0032	vérifiée
3	4269.79	0,00694	2516,05	3.06	0.0038	vérifiée
4	4269.79	0,00667	2103,48	3.06	0.0044	vérifiée
5	4262.29	0,00608	1575,76	3.06	0.0053	vérifiée
6	4514.45	0,00538	905,36	3.06	0.0087	vérifiée

Donc : Les résultats de vérification montrent que les déplacements relatifs inter-étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage, donc l'effet P- Δ est négligé.

V.11.Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :
$$N_{rd} = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad [4]$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau V.13 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveau	poteaux	Section(mm ²)	N (N)	N _{rd}	La condition
RDC	24	400×400	986156.48	0.24	vérifiée

V.12.Vérification le Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'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.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,50	0,00	72,78	0,00	72,78	3120104,31	3120104,32
3/ 2	0,41	70,88	72,78	70,88	0,00	3120104,31	3120104,32
3/ 3	0,38	72,69	72,78	1,81	0,00	3120104,31	3120104,32
3/ 4	0,14	72,69	88,18	0,00	15,39	3120104,31	3120104,32
3/ 5	0,11	90,05	88,18	17,36	0,00	3120104,31	3120104,32
3/ 6	0,11	90,19	88,18	0,14	0,00	3120104,31	3120104,32
3/ 7	0,08	90,19	88,18	0,00	0,00	3120104,31	3120104,32
3/ 8	0,08	90,19	91,64	0,00	3,46	3120104,31	3120104,32
3/ 9	0,07	90,19	91,64	0,00	0,00	3120104,31	3120104,32

Figure V.3 : La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.

On remarque qu'il n'y a pas de couplage entre les degrés de liberté de translation et de rotation, donc pas de torsion du bâtiment.

D'autre part, on constate que les 9 modes premières de Vibration doivent être incluses dans le calcul pour avoir un pourcentage de participation modale supérieur à 90%

V.13.Vérification de la période :

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de 0.50 s

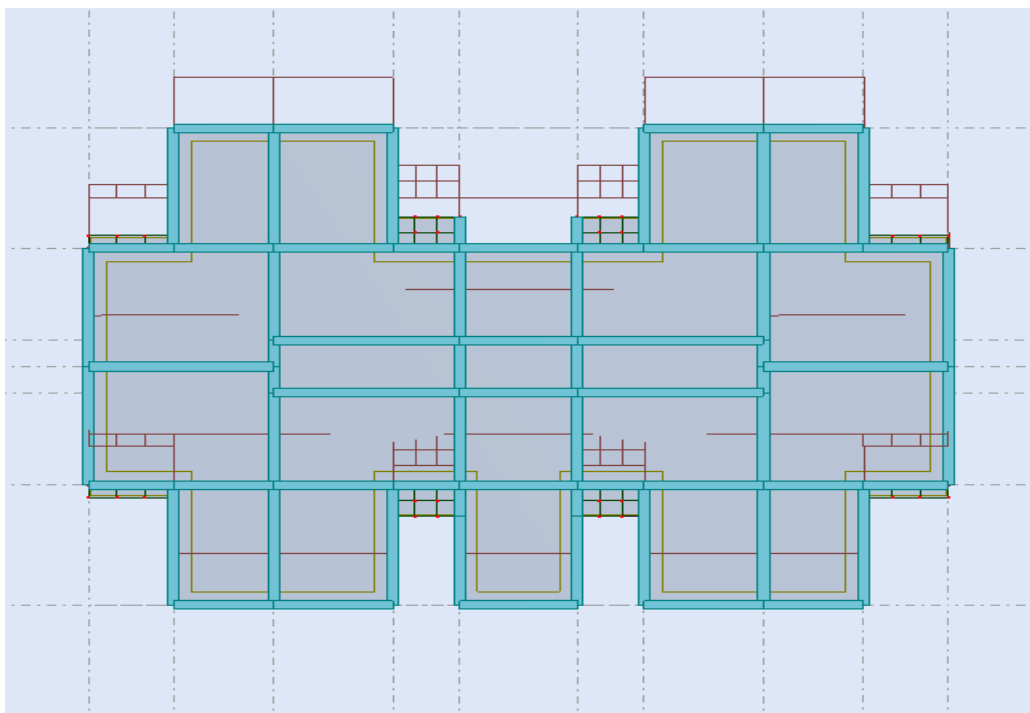


Figure V.4 : translation de bâtiment selon l'axe Y.

- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe X ça période est de 0.41 s

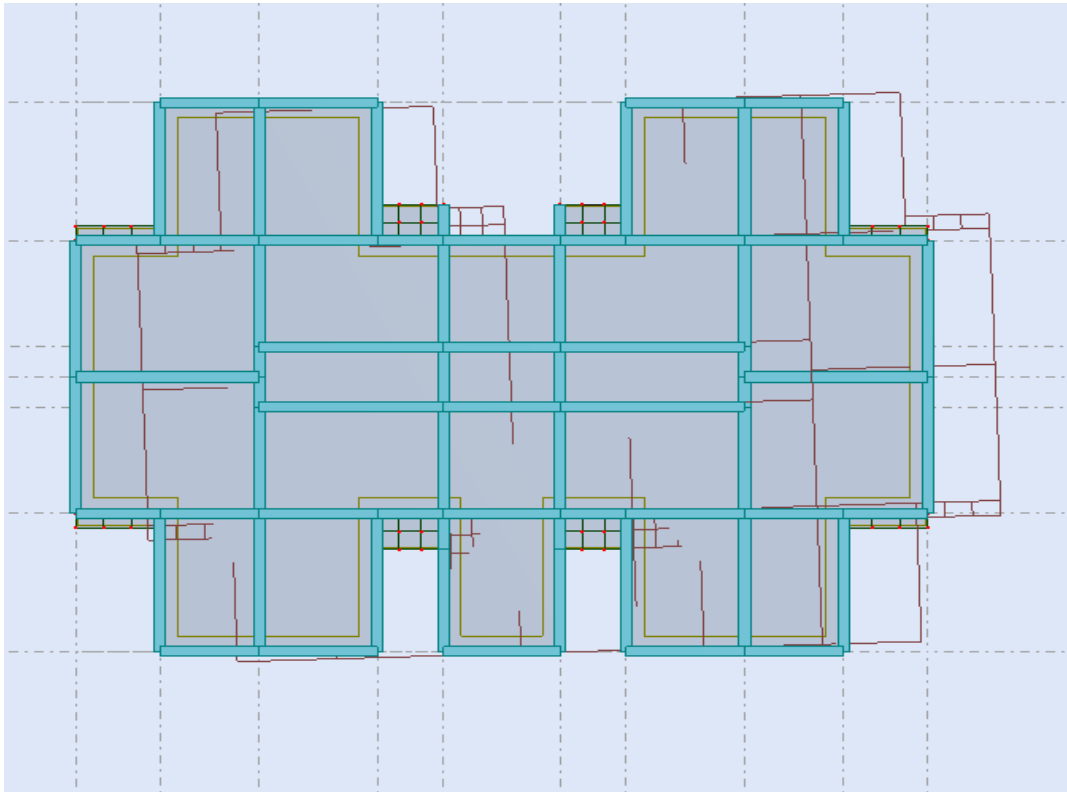


Figure V.5 : translation de bâtiment selon l'axe X.

- Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de 0.38 s

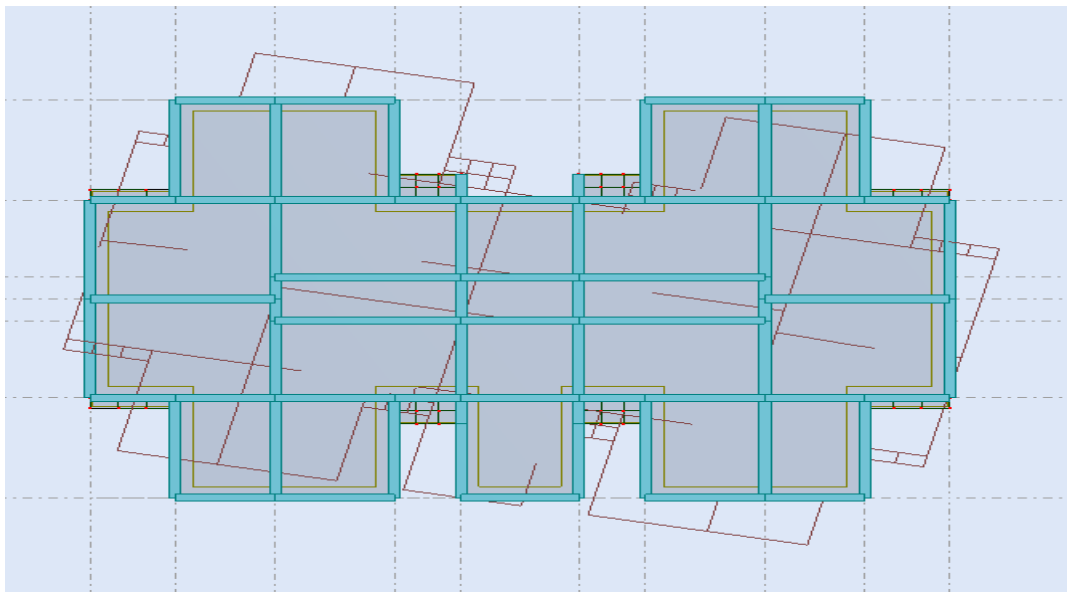


Figure V.6 : rotation de bâtiment autour de l'axe Z.

V.14. Les Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau.

a) centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

M_i : La masse de l'élément « i ».

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$\begin{cases} X_G \\ Y_G \end{cases}$: Les Coordonnées de l'élément « i ».

b) Centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.

- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau V.14 : Les valeurs de Centre de masse et de torsion.

Niveau	X_G (m)	Y_G (m)	X_t (m)	Y_t (m)
RDC	13.32	9.81	13.32	9.84
1	13.32	9.67	13.32	9.84
2	13.32	9.81	13.32	9.84
3	13.32	9.81	13.32	9.84
4	13.32	9.81	13.32	9.84
5	13.32	9.81	13.32	9.84
6	13.32	9.51	13.32	9.82

❖ **Calcul de l'excentricité:**

- Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_t| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_t|$$

- Excentricité accidentelle: RPA99 (version 2003) Article (4.2.7)

$$e_{acc} = 0.05L \quad [4]$$

Tableau V.15 : Les résultats de l'excentricité.

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité	
	e_x (m)	e_y (m)	Sens-x	Sens-y	e_x (m)	e_y (m)
RDC	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
1	0	0.17	0.982	1.33	0.982	1.33
2	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
3	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
4	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33

5	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
6	0	0.31	0.982	1.33	0.982	1.33

V.15.Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol- fondation

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction .Au poids des fondations et éventuellement au poids remblai.

Méthode de calcul :

$$\sum W_k b_i > \sum F_k h_k$$

Avec :

W_k : le poids calculé a chaque niveau (k)

b_i : Centre de gravité de la structure.

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage (k).

h_k la hauteur de l'étage k.

➤ **Dans le sens xx :**

Tableau V.16 : Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).

Niveau	$W_k(KN)$	$b_{ix}(m)$	$W_k b_{ix}$	$F_k(KN)$	$h_k(m)$	$F_k h_k$
RDC	4547.31	13.32	60570.17	93.06	3.06	284.76
1	4464.34	13.32	59465	221.38	3.06	677.42
2	4269.8	13.32	56873.73	308.83	3.06	945.01
3	4269.79	13.32	56873.6	397.13	3.06	1215.21
4	4269.79	13.32	56873.6	512.03	3.06	1566.81
5	4262.29	13.32	56779.03	672.29	3.06	2057.2
6	4514.45	13.32	60132.47	911,67	3.06	2789.7
$\sum$	$\sum W_k b_i = 350694$			$\sum F_k h_k = 9536.11$		

$$\sum W_k b_{ix} > \sum F_k h_k \Rightarrow 350694 > 9536.11 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Dans le sens yy :**

Tableau V.17 : Les résultats de Vérification au renversement (sens yy).

Niveau	$W_k(\text{KN})$	$b_{iy}(\text{m})$	$W_k b_{ix}$	$F_k(\text{KN})$	$h_k(\text{m})$	$W_k b_{ix}$
RDC	4547.31	9.81	44609.11	79.3	3.06	242.65
1	4464.34	9.67	43170.16	205.66	3.06	629.31
2	4269.8	9.81	41886.73	305.95	3.06	936.20
3	4269.79	9.81	41886.63	412.57	3.06	1262.46
4	4269.79	9.81	41886.63	527.72	3.06	1614.82
5	4262.29	9.81	41813.06	670.4	3.06	2051.42
6	4514.45	9.51	42932.41	905,36	3.06	2770.4
$\sum$	$\sum W_k b_i = 298184.73$			$\sum F_k h_k = 9507.26$		

$$\sum W_k b_{ix} > \sum F_k h_k \Rightarrow 298184.73 > 9507.26 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$(M_s/M_r \geq 1.50)$$

M_s : moment stabilisateur dû aux charges verticales $M_s = \sum W_k b_{ix}$

M_r : moment de renversement dû à la charge horizontale $M_r = \sum F_k h_k$

➤ **Sens xx :**

Tableau V.18 : Vérification au renversement (sens xx).

M_{sx}	M_{rx}	M_s/M_r	$M_s/M_r \geq 1.50$	La condition
350694	9536.11	36.77	$36.77 \geq 1.50$	vérifie

➤ Sens yy :

Tableau V.19 : Vérification au renversement (sens yy).

M_{sy}	M_{ry}	M_s/M_r	M_s/M_r ≥ 1.50	La condition
298184.73	9507.26	31.36	$31.36 \geq 1.50$	vérifie

On n'a pas pris le poids des fondations et des remblais en considération.

V.16.Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

Chapitre 6

Ferraillage des
éléments porteurs

VI.1.Introduction :

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude vue le rôle important que joue ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales.

L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités, doit être conformes aux règlements de calcul et de conception « RPA 99 VERSION 2003 ; CBA 93 ».

Ce qui nous intéresse dans l'étude des portiques c'est la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, cette étude sera effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel «ROBOT».

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

VI.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux, elles sont sollicitées à la flexion simple.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

La section d'armature finale : $A = \max (A_{\text{calcul}}; A_{\text{min}}; A_{\text{RPA}})$ tel que :

A_{calcul} : section d'armature calculée en flexion simple.

A_{min} : Condition de non fragilité : $A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

A_{RPA} : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1 P63).

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

VI.2.1.Les combinaisons de calcul :

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q Selon BAEL91.
- ✓ G + Q ± E Selon RPA2003.
- ✓ 0.8 G ± E Selon RPA2003.

VI.2.2. Ferrailage des poutres principales :

b = 35 cm ; h = 45cm ; c = 3 cm ; d = 42cm

a) En travée:(1.35G+1.5Q)

$$M_t = 53.73 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} [1] \Rightarrow \mu = \frac{53.73 \times 10^6}{14.16 \times 350 \times 420^2} = 0.061 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.061 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire (A' = 0).

$$\mu = 0.061 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.059 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.078 \\ Z = 406.9 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{calcul} = \frac{53.73 \times 10^6}{348 \times 406.9} = 379.44 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A_{calcul} = 3.79 \text{ cm}^2$$

b) Sur appui :(G+Q±E)

$$M_a^{max} = 116.95 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{116.95 \times 10^6}{14.16 \times 350 \times 420^2} = 0.133 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.133 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.133 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.179 \\ Z = 389.9 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A_{\text{calcul}} = \frac{116.95 \times 10^6}{348 \times 389.9} = 861.9 \text{ mm}^2$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 8.61 \text{ cm}^2$

• **Calcul de la section minimale (A_{min}) :**

$$A_{\text{min (BAEL)}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\text{min (BAEL)}} \geq 0.23 \times 350 \times 420 \times \frac{2.1}{400} = 177.50 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{min (BAEL)}} = 1.77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAE (Art A.4.2.1).}$$

$$A_{\text{min (RPA)}} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{RPA (Art 7.5.2.1).}$$

Tableau VI.1 : Les Résultats de ferrailage des poutres principales à ELU.

section	Position	M _{max} (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres
				A _{BAEL}	A _{RPA}			
Poutre principale	Travée	52.73	3.79	1.77	7.8	7.8	9.24	3T14+3T14
	Appui	116.95	8.61	1.77	7.8	8.61	9.24	3T14+3T14

✓ **Remarque :**

On a dans notre bâtiment des travées de grande longueur ($L = 5.56 \text{ m}$) alors nous doivent renforcer la zone de travée par des barres T12

Donc : Le ferrailage En travée est : 6T14+3T12

❖ **Vérification pour les poutres principales :**

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) : [4]

$$0.5\% (b \times h) = 7.8 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

- 4 % $b \times h$ en zone courante ($A_{s \max} = 63 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.
- 6 % $b \times h$ en zone de recouvrement ($A_{s \max} = 94.5 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.

Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.77 < 9.24 \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \emptyset_l) \text{ cm} \Rightarrow \emptyset_t = \text{Min} (45/35 ; 35/10 ; 1.2)$$

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

✓ D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b$

- Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\emptyset_l)$$

$$S_t \leq \text{Min} (45/4 ; 12 \times 1.2) = 11.25 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 10 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$\text{On adopte : } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$\text{On adopte : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33\text{MPa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{105.59 \times 10^3}{350 \times 420} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.72 \text{ MPa} < 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Le ferrailage à ELS :**

a) En travée :

Tableau VI.2 : Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.

M_t(KN.m)	μ	μ_i	α	Z(mm)	A (cm²)	A_{adopt}(cm²)
39	0.044	0.392	0.056	410.6	2.72	3.39

b) En Appui :

Tableau VI.3 : Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS.

M_a(KN.m)	μ	μ_i	α	Z(mm)	A (cm²)	A_{adopt} (cm²)
78.68	0.09	0.392	0.11	401.52	5.63	6.79

VI.2.2.1. Vérification à L'ELS :

❖ **Vérification des contraintes:**

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à ELS.

Moment service	M_{ser}	59.10 KN.m
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{st} (d-y) = 0$	y= 4.66 cm
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 = 0$	I =143187.57 cm ⁴
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 2.56 \text{ MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I}$	$\sigma_{st} = 307.76 \text{ MPa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$	$2.56 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta_s$	$307.76 \leq 348 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$
---	---	---

❖ La vérification de la flèche : [1]

Tableau VI.5 : La vérification de la flèche.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	0.08	0.0625	vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$	0.004	0.010	vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$	0.08	0.090	vérifiée

VI.2.2.2. Schéma de ferrailage :

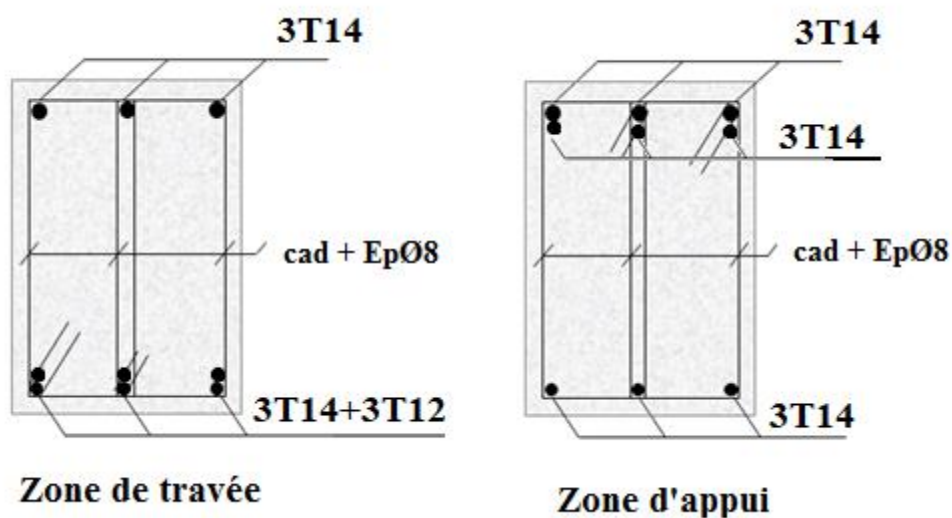


Figure VI.1 : Schéma de ferrailage de La poutre principal.

VI.2.3. Le ferrailage des poutres secondaire :

$b = 35 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$

a) En travée: (1.35G+ 1.5Q)

$M_t = 35.87 \text{ KN.m}$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} [1] \Rightarrow \mu = \frac{35.87 \times 10^6}{14.16 \times 350 \times 370^2} = 0.052 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.052 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$)

$$\mu = 0.052 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.052 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.066 \\ Z = 360.23 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{calcul} = \frac{35.87 \times 10^6}{348 \times 360.23} = 286.13 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A_{calcul} = 2.86 \text{ cm}^2$$

b) Sur appui : (G+Q±E)

$$M_a^{\max} = 162.03 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{162.03 \times 10^6}{14.16 \times 30 \times 370^2} = 0.238 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.238 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.238 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.345 \\ Z = 318.94 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{calcul} = \frac{162.03 \times 10^6}{348 \times 318.94} = 1459.84 \text{ mm}^2$$

Donc : $A_{calcul} = 14.59 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul de la section minimale (A_{min}) :**

$$A_{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{BAEL} \geq 0.23 \times 350 \times 370 \times \frac{2.1}{400} = 156.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{BAEL} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAEL (Art A.4.2.1)}$$

$$A_{RPA} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 \times 35 \times 40 = 7.00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{RPA (Art 7.5.2.1)}$$

Tableau VI.6 : Les Résultats de ferrailage des poutres secondaires à ELU.

section	Position	M _{max} (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres
				A _{BAEL}	A _{RPA}			
Poutre secondaire	Travée	35.87	2.86	1.56	7.00	7.00	8.01	3T14+3T12
	Appui	162.03	14.59	1.56	7.00	14.59	14.89	6T14+5T12

✓ **Remarque :**

On a dans notre bâtiment des travées de grande longueur (L= 5.07 m) alors nous doivent renforcer la zone de travée par des barres T12

Donc : Le ferrailage En travée est : 3T14+6T12

❖ **Vérification pour les poutres secondaires :**

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) : [4]

$$0.5\% (b \times h) = 7.00 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 : [4]

- 4 % $b \times h$ en zone courante ($A_{s \max} = 56 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.

- 6 % $b \times h$ en zone de recouvrement ($A_{s \max} = 84 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.

Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 1.56 < 8.01 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Armatures transversales :

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_1) \text{ cm} \Rightarrow \varnothing_t = \text{Min} (40/35 ; 35/10 ; 1.6)$$

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

✓ D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b$ [4]

• Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12 \varnothing_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (40/4 ; 12 \times 1.6) = 10 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

On adopte : $3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$

• Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33\text{MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{77.59 \times 10^3}{350 \times 370} = 0.6\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.6 \text{ MPa} < 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Le ferrailage à ELS :

a) En travée :

Tableau VI.7 : Les Résultats de ferrailage en travée des poutres secondaires à ELS.

M_t(KN.m)	μ	μ	α	Z (mm)	A (cm²)	A_{adopt}(cm²)
26.04	0.038	0.392	0.048	362.9	2.06	4.71

b) En Appui :

Tableau VI.8 : Les Résultats du ferrailage en appui des poutres secondaires à ELS.

M_a(KN.m)	μ	μ	α	Z (mm)	A (cm²)	A_{adopt} (cm²)
37.86	0.055	0.392	0.07	359.64	3.02	4.71

VI.2.3.1.Vérification à L'ELS :

❖ **Vérification des contraintes:**

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à ELS.

Moment service	M_{ser}	23.93 KN.m
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{st} (d-y) = 0$	$y = 10.36 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 = 0$	$I = 64153.06 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 6.11 \text{ MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I}$	$\sigma_{st} = 235.82 \text{ MPa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$	$6.11 \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta_s$	$235.82 \leq 348 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$

❖ **VI.2.3.1.2.La vérification de la flèche :**

Tableau VI.10 : La vérification de la flèche.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	0.082	0.0625	vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$	0.003	0.010	vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$	0.082	0.025	vérifiée

VI.2.3.2. Schéma de ferrailage :

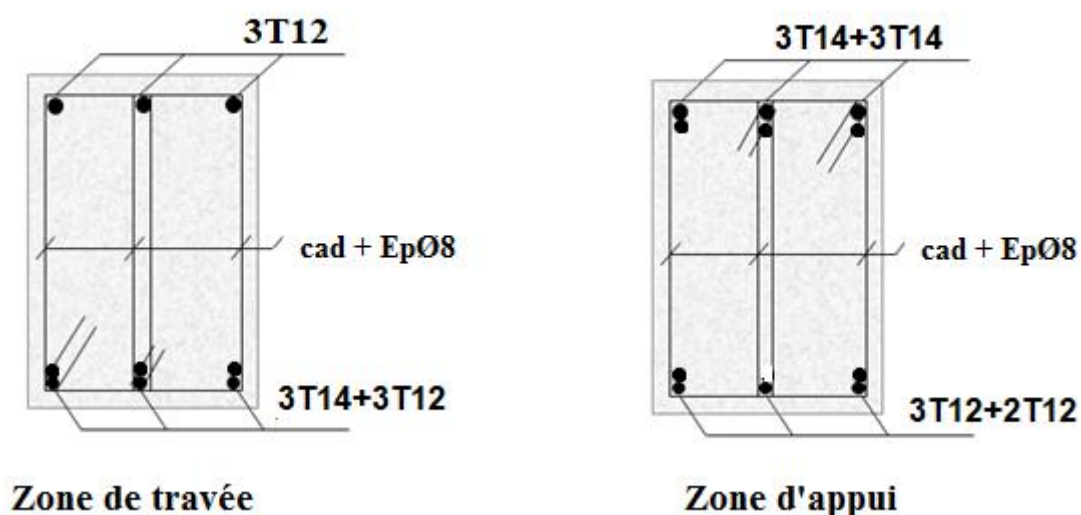


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de La poutre Secondaire.

VI.3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent et distribuent les charges vers les fondations, ils sont soumis à des efforts normaux de compression et à des moments fléchissant, donc ils sont sollicités à la flexion composée dans les deux sens. [5]

VI.3.1. Les Combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 :

ELU : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

- Selon le R.P.A 99 :

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$G+Q\pm E$(2)

$0.8G\pm E$(3)

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

VI.3.2.Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique.

Ila est limité par :

- $A_{\max} = A_s/b \times h < 3\%$ en zone courante.
- $A_{\max} = A_s/b \times h < 6\%$ en zone recouvrement.
- $A_{\min} = A_s > 0.8 \% b \times h$ (zone Ila).
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

VI.3.3.Le ferrailage des poteaux (40×40) :

VI.3.3.1.Les Sollicitations :

Tableau VI.11 : Les Sollicitations des poteaux (40×40) trouvées par le ROBOT.

Les combinaisons	Sollicitation		N (KN)	M(N.m)
1.35 G + 1.5Q	N _{max}	M _{cor}	1579.42	9.87
0.8G ± E	N _{min}	M _{cor}	176.42	22.19
G+Q ± E	N _{cor}	M _{max}	1257.37	16.96

VI.3.3.2.Le Ferrailage :

❖ Armatures longitudinales :

$$b = 40 \text{ cm} ; \quad h = 40 \text{ cm} ; \quad d = 37 \text{ cm} ; \quad d' = 3 \text{ cm}$$

✓ Cas 01 :

$$N_{\max} = 1579.42 \text{ KN} ; \quad M_{\text{cor}} = 9.87 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{9.87}{1579.42} = 0.006 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.4}{2} \Rightarrow 0.006 < 0.2 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 9.87 + 1579.42 \times \left(0.37 - \frac{0.4}{2} \right)$$

$$M_f = 278.37 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.16 \times 10^3 = 708.45 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 1579.42 \times (0.4 - 0.03) - 278.37 = 306.01 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 1579.42 \text{ KN} ; M_f = 278.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{278.37 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 370^2} = 0.359 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.359 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0.359 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.359 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.58 \\ Z = 284.16 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{calcul} = \frac{278.37 \times 10^6}{348 \times 284.16} = 2815.01 \text{ mm}^2$$

$$A_{calcul} = 28.15 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 2815.01 - \frac{1579.52 \times 10^3}{348} = -1723.55 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

✓ **Cas 02 :**

$$N_{min} = 176.48 \text{ KN} ; M_{max} = 22.19 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{22.19}{176.48} = 0.125 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} \Rightarrow 0.125 < 0.20 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 36.34 + 259.68 \left(0.42 - \frac{0.45}{2} \right)$$

$$M_f = 52.19 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.16 \times 10^3 = 708.45 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 176.48 \times (0.37 - 0.03) - 52.19 = 7.8 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 176.48 \text{ KN} ; M_f = 52.19 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{52.19 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 370^2} = 0.067 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.067 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$0.067 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_{lim}$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.067 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.086 \\ Z = 357.27 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{calcul} = \frac{52.19 \times 10^6}{348 \times 357.27} = 419.7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{calcul} = 4.19 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 419.7 - \frac{176.48 \times 10^3}{348} = -87.42 \text{ mm}^2$$

$$A = 0 \text{ cm}^2$$

Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

✓ **Cas 03 :**

$$N_{\text{corré}} = 1257.37 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{max}} = 16.96 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{16.96}{1257.37} = 0.013 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} \Rightarrow 0.013 < 0.20 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 16.96 + 1257.37 \left(0.37 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 230.71 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.16 \times 10^3 = 708.45 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 1257.37 \times (0.37 - 0.03) - 230.71 = 196.8 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 1257.37 \text{ KN} \quad ; \quad M_f = 230.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{230.71 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 370^2} = 0.296 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.296 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0.296 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_{lim}$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.296 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.451 \\ Z = 303.25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\text{calcul}} = \frac{230.71 \times 10^6}{348 \times 303.25} = 2186.18 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 21.86 \text{ cm}^2$

$$A = A_{\text{st}} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 2186.18 - \frac{1257.37 \times 10^3}{348} = -1426.95 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$:

Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira

$A_{\text{min}} = 0.8 \% b \times h = 16.20 \text{ cm}^2$

Tableau VI.12 : Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (40×40)

$A_{\text{calcul}} (\text{cm}^2)$		$A_{\text{min(RPA)}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	N° de barres
Cas 01	28.15	12.8	28.15	13.26	6T14+2T16
Cas 02	4.19				
Cas 03	21.86				

D'après nos calculs on va ferrailer les poteaux par la section minimale ($A_{\text{min(RPA)}}$) parce que si on ferraille par la section obtenue, elle va faire une rupture.

Donc : $A_{\text{adop}} = 13.26 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 400 \times 370 \times \frac{2.1}{400} = 178.71 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} \geq 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_{\text{adapte}} \Rightarrow 1.78 \text{ cm}^2 < 13.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{cv})$$

Section maximale:

$$A_{\text{max}} = A_s / b \times h < 3\% \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$A_{\max} = A_s/b \times h < 6\% \dots\dots\dots cv$$

❖ Armatures transversales :

Recommandation du R.P.A :

- section d'armature :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule: où $\frac{A_t}{S_t} = \frac{V_u \times S_t}{h l \times f_e}$

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h : hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique (λ_g)

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si l'élancement géométrique } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \max \left[\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right]$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{2.16}{0.40} = 5.4$$

$$\Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h l \times f_e}$$

➤ L'espacement S_t : (BAEL91)

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\phi_L ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \min (10 \times 2; 15 \text{ cm}) = (20 ; 15 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_L = 30 \text{ cm}$$

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

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \varnothing_L \Rightarrow L_r = 40 \times 2$$

Donc: $L_r = 80 \text{ cm}$

➤ **Tableau de ferrailage des armatures transversales :**

Le ferrailage minimum donné par le RPA :

$$A_{tmin} \geq 0.30\% S_t \times b$$

Tableau VI.13 : Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (40×40).

niveau	ρ_a	V	S _t (cm)		A _{t min}	A _{t calcul}	A _{adopt}
			nodal	courante			
Zone I	2.5	26.70	10	15	1.8	1.16	6Ø8

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ [1] tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{26.70 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.18 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.3.3.3. Schéma de ferrailage :

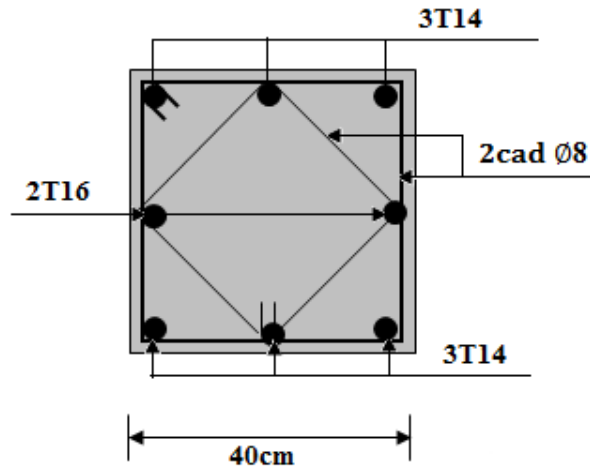


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage des poteaux (40×40).

VI.3.4. Vérification à L'ELS :

VI.3.4.1. Les poteaux de section (40×40)

$$N_s = 1150.52 \text{ KN}$$

$$M_s = 53.91 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 0.046 \text{ m}$$

Section homogène:

$$B = b \times h + 15(A_s + A'_s) \Rightarrow B = (40 \times 40) + 15(13.26 + 0)$$

$$B = 1798.9 \text{ cm}^2$$

V_1 et V_2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés.

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_s \times c + A'_s \times d) \right] \Rightarrow V_1 = \frac{1}{1798.9} \left[\frac{40 \times 40^2}{2} + 15(13.26 \times 3 + 0) \right]$$

$$V_1 = 18.12 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 18.12 = 21.88 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 + V_2^3] + 15 [A_s (V_2 - c)^2 + A'_s (V_1 - c')^2]$$

$$I = \frac{40}{3} [18.12^3 + 21.88^3] + 15 [13.26(18.12 - 3)^2]$$

$$I = 264459.77 \text{ cm}^4$$

Condition limite 1:

$$C_l = \frac{I}{B \times V_1} \Rightarrow C_l = \frac{264459.77}{1798.9 \times 18.12} = 8.11 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) \Rightarrow e_1 = 4.6 + (18.12 - 40/2) = 2.72 \text{ cm}$$

$e_1 < C_l \Rightarrow$ la section est entièrement comprimé.

Vérifications des contraintes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B} + N_s \times e_1 \left(\frac{V_1}{I} \right) \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1150.52}{1798.9} + 1150.52 \times 2.72 \left(\frac{18.12}{264459.77} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 0.85 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Contrainte d'acier :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\sigma_{st} = 15 \left(\frac{N_s}{B} \right) - N_s \times e_1 \left(\frac{V_1 - c}{I} \right) \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \left(\frac{1150.52}{1798.9} \right) - 1150.52 \times 2.72 \left(\frac{18.12 - 3}{264459.77} \right)$$

$$\sigma_{st} = 9.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow 9.41 \text{ MPa} \leq 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

VI.4. Les voiles :

VI.4.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

❖ **Aciers verticaux :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003:

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm. [4]

❖ **Aciers horizontaux :**

- ✓ Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- ✓ Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
- ✓ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. [4]

❖ **Règles communes :**

- a) L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$St \leq 1.5e$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : (e: l'épaisseur de voile)

- c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au m², dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- d) Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- e) Les longueurs de recouvrement doivent 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 les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges. [4]

VI.4.2. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

- 1.35 G+1.5Q (ELU)
- G+Q (ELS)

Selon le RPA version 2003 :

- G+Q±E
- 0.8G±E

Nous utilisons les combinaisons du RPA99 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par «ROBOT».

VI.4.3. Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

y: centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Si σ_a et σ_b : sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b : sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b : sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

VI.4.4. Le ferrailage des voiles de sens transversal:

(L= 3.5m ; H = 3.06 m ; e = 0.15 m)

On utilisera la méthode des contraintes :

✓ Remarque :

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

N = 1029.44 KN ; M = 83.21 KN.m ; T = 8.88 KN

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.15 \times 3.5^3}{12} \Rightarrow I = 0.536 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 3.50 \times 0.15 \Rightarrow S = 0.53 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{3.50}{2} \Rightarrow y = 1.75 \text{ m}$$

VI.4.4.1. Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{1029.44}{0.53} + \frac{83.21 \times 1.75}{0.536}$$

$$\sigma_1 = 2214.01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot y}{I} = \frac{1029.44}{0.53} - \frac{83.21 \times 1.75}{0.536}$$

$$\sigma_2 = 1670.66 \text{ KN/m}^2$$

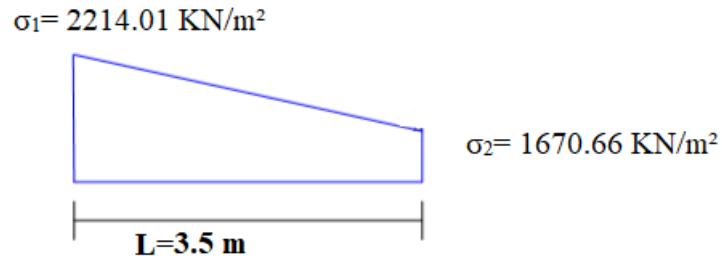


Figure VI.4 : Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale).

Calcul de L' :

$$L' = L = L_t = 3.5$$

$$d \leq \min (h_e/2 ; (2/3) \times L')$$

$$d \leq \min(3.06/2, (2/3) \times 3.5) = 2.3\text{m}$$

Alors:

$$I' = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow I' = \frac{0.15 \times 3.5^3}{12} \Rightarrow I' = 0.536 \text{ m}^4$$

$$S' = b \times h \Rightarrow S = 3.5 \times 0.15 \Rightarrow S' = 0.53 \text{ m}^2$$

$$y' = \frac{L}{2} \Rightarrow y' = \frac{3.5}{2} \Rightarrow y' = 1.75 \text{ m}$$

Donc:

$$N_1 = (S'/2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = 442.72 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2y') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = -255.84 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{-255.87}{442.72} = -0.578 \text{ m} < d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section entièrement tendue).}$$

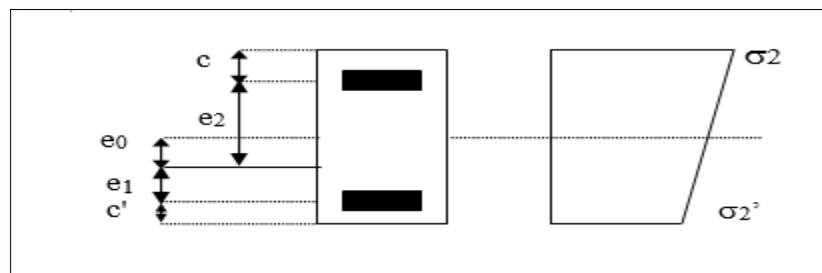


Figure VI.5 : Schéma de disposition des excentricités.

Soit : $c = 5\text{ cm}$; $c' = 10\text{ cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 1.69\text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.48\text{ m}$$

$$A_s = \frac{442.72 \times 10^3 \times 480}{(480 + 1690) \times 400} = 244.822\text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.44\text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{442.72 \times 10^3 \times 1690}{(1690 + 480) \times 400} = 861.98\text{ mm}^2$$

$$A_s = 8.61\text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = \frac{N_1}{f_e} = 11.05\text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml/face} = 10.34/(2 \times 3.5) = 1.58\text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales de RPA 99:

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times e \times L_t$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times 15 \times 350 = 10.5\text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}}/\text{ml/face} = 10.5/(2 \times 3.5) = 1.5\text{ cm}^2$$

❖ Le pourcentage minimal :

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 15 \times 350 = 7.87\text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}/\text{ml/face} = 7.87/(2 \times 3.5) = 1.12\text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_s, A_{\text{min}}, A_{\text{RPA}}) = 11.05\text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 1.58 \times (3.5/2) = 5.53 \text{ cm}^2$$

Acier de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 8.88 = 12.43 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{12.43}{400} = 3.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 3.4 \times \frac{L_t}{L} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.53 + 1 = 6.53 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e, 30)$

Soit: $S_t \leq 22.5 \text{ cm}$

On adopte: $S_t = 20 \text{ cm}$

En zone d'about: $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

En zone d'about :

La longueur de zone d'about : $L/10 \Rightarrow 350/10 = 35 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 10 cm donc nombres des barres est $35/10 = 3.5$

On adopte : 4 barres

$$3 \times 1.6 = 6.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow (35 - 6.4) / 2 = 14.3 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 6T16 ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$)

En zone courante :

La longueur de zone courant : $(L/10)2 = 70 \text{ cm} \Rightarrow 350 - 70 = 280 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 20 cm donc nombres des barres est $280/20 = 14$

On adopte : 14 barres

$$14 \times 1.2 = 16.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow (280 - 16.8) / 12 = 21.93 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 14T12 ($A_s = 15.83 \text{ cm}^2$)

❖ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 3.95 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8Ø8 ($A_s = 4.02 \text{ cm}^2$)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : Ø8

VI.4.4.2.les ferrailage horizontal :

❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \quad \text{Avec :}$$

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b: épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h:hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 8.88 \times 10^3}{150 \times 2860} = 0.02 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.02 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times k}{0.8f_e}$$

$K=0$ en cas de fissuration jugée très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend $K=0$.

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times k}{0.8f_e}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025f_{c28}$

➤ **L'espacement :**

$$S_t \leq \min (1.5e, 30)$$

$$\text{Soit : } S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{150 \times 0.02 \times 200}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin}(RPA) = 0.15\% \times e \times 306 = 6.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 15T10 = 11.78 \text{ cm}^2$$

VI.4.4.4. Schéma de Ferrailage :

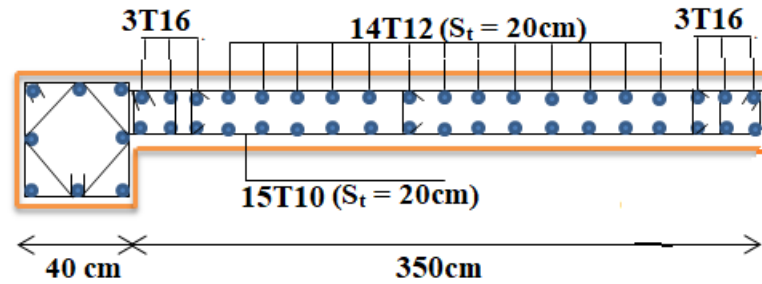


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de Voile longitudinale.

VI.4.5. Le ferrailage des voiles de sens longitudinal :

(L=5.73 m; H = 3.06 m ; e = 0.15 m)

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

N = 2450.95 KN ; M = 122.05KN.m ; T = 28.38 KN

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.15 \times 5.73^3}{12} \Rightarrow I = 2.35 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 5.73 \times 0.15 \Rightarrow S = 0.86 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{5.73}{2} \Rightarrow y = 2.87 \text{ m}$$

VI.4.5.1. le ferrailage vertical:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{2450.95}{0.86} + \frac{122.05 \times 2.87}{2.35}$$

$$\sigma_1 = 2999 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot y}{I} = \frac{2450.95}{0.86} - \frac{122.05 \times 2.87}{2.35}$$

$$\sigma_2 = 2700.35 \text{ KN/m}^2$$

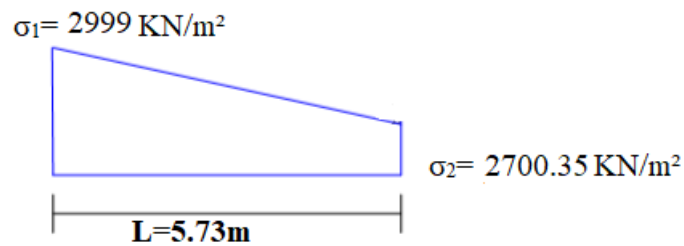


Figure VI.7 : Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale).

Calcul de L' :

$$L' = L = L_t = 5.73 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h_e/2 ; (2/3) \times L)$$

$$d \leq \min(3.06/2, (2/3) \times 5.73) = 1.53 \text{ m}$$

$$d < L_t$$

Calcul de σ_2' :

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = 2700.35 / 5.73 = 471.26$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha \times (L_t - d) = 1979.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{S'} + \frac{M_1 \cdot y'}{I'} = 1979.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{S'} - \frac{M_1 \cdot y'}{I'} = 2700.35 \text{ KN/m}^2$$

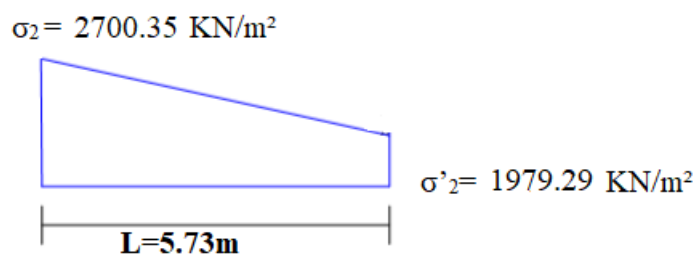


Figure VI.8 : Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale).

Alors:

$$I' = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I' = \frac{0.15 \times 5.73^3}{12} \Rightarrow I' = 2.35 \text{ m}^4$$

$$S' = b \times h \Rightarrow S' = 5.73 \times 0.15 \Rightarrow S' = 0.86 \text{ m}^2$$

$$y' = \frac{L}{2} \Rightarrow y' = \frac{5.73}{2} \Rightarrow y' = 2.86 \text{ m}$$

Donc:

$$N_1 = (S'/2) \times (\sigma_2 + \sigma'_2) \Rightarrow N_1 = 2012.24 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2y') \times (\sigma'_2 - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = -296.23 \text{ KN.m}$$

$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{-296.23}{2012.24} = -0.14 \text{ m} < d/6$ et N est un effort de traction $\Rightarrow$ S.E.T (section entièrement tendue).

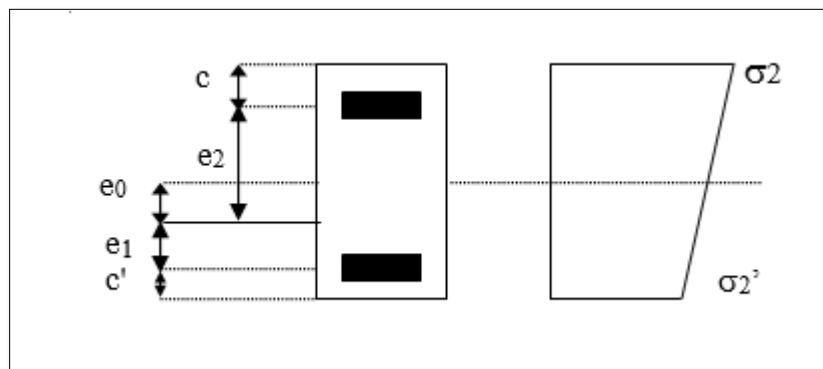


Figure VI.9 : Schéma de disposition des excentricités.

Soit : $c = 5 \text{ cm}$; $c' = 10 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.855 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.525 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{2012.24 \times 10^3 \times 0.525}{(0.855 + 0.525) \times 400} = 1913.81 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 19.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{2012.24 \times 10^3 \times 855}{(560 + 508) \times 400} = 3116.78 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 31.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = \frac{N_1}{f_e} = 50.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml/face} = 11.22 / (2 \times 5.73) = 4.38 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales de RPA 99:

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \times e \times L_t$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 15 \times 573 = 17.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = 17.19 / (2 \times 5.73) = 1.5 \text{ cm}^2$$

❖ Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 15 \times 573 = 12.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml/face} = 12.89 / (2 \times 5.73) = 1.12 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 12.89 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 12.89 \times (5.73/2) = 73.85 \text{ cm}^2$$

Acier de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 28.38 = 39.73 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{39.73}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1.09 \times \frac{L_t}{L} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 73.85 + 1 = 74.85 \text{ cm}^2$$

➤ L'espacement :

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e, 30)$

Soit : $S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

En zone d'about :

La longueur de zone d'about : $L/10 \Rightarrow 573/10 = 57.3 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 10 cm donc nombres des barres est $57/10 = 5$

On adopte : 5 barres

$$5 \times 1.6 = 8 \text{ cm}^2 \Rightarrow (57 - 8)/2 = 24.5 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 10T18 ($A_s = 25.45 \text{ cm}^2$)

En zone courante :

La longueur de zone courante : $(L/10)2 = 114.6 \text{ cm} \Rightarrow 573 - 114.6 = 458.4 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 20 cm donc nombres des barres est $458.4/20 = 22.9$

On adopte : 22 barres

$$22 \times 1.4 = 30.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow (458.4 - 30.8)/14 = 30.54 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 22T14 ($A_s = 33.87 \text{ cm}^2$)

❖ Les armateurs de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 8.46 \text{ cm}^2$$

On adopte : 17Ø8 ($A_s = 8.55 \text{ cm}^2$)

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : Ø8

VI.4.5.2. le ferrailage horizontal :

❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \times d} \quad \text{Avec :}$$

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 28.38 \times 10^3}{150 \times 5157} = 0.05 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.05 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 f_e}$$

K=0 en cas de fissuration jugée très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3 σ_{cm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

K=1-10 σ_{tm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend $K=0$.

$$\frac{A_r}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025f_{c28}$

➤ **L'espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30\text{cm}$

On adopte : $S_t = 20\text{ cm}$

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{150 \times 0.05 \times 200}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 4.68\text{ cm}^2$$

$$A_{t\min}(\text{RPA}) = 0.15\% \times e \times 306 = 6.88\text{ cm}^2$$

On adopte : 15T10= cm^2

VI.4.5.4.Schéma de Ferrailage :

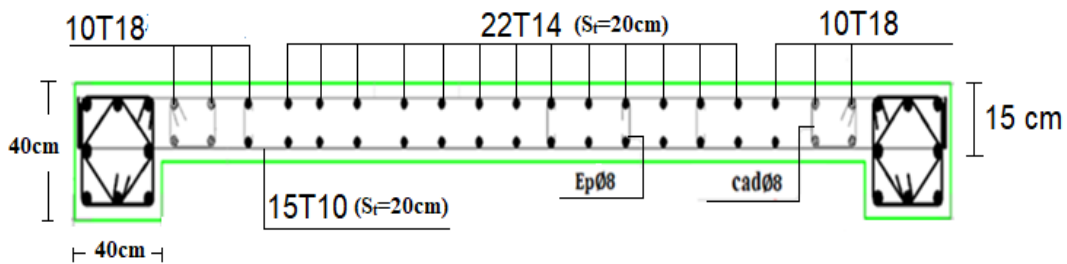


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage de Voile transversale.

VI.5.Conclusion :

Dans la détermination des ferrailages des différents éléments Principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Chapitre 7

Etude de
l'infrastructure

VII.1.Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VII.2.Les Fondations :

VII.2.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des fondations superficielles), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des fondations profondes).

❖ Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

✓ Des sollicitations dues à la superstructure, qui sont :

-Des forces verticales ascendantes ou descendantes (charges permanentes, surcharges).

-Des forces horizontales (vent, séisme).

-Des moments de flexion ou de torsion.

✓ Des réactions dues au sol qui sont :

-Des forces verticales ascendantes ou descendantes.

-Des forces obliques (adhérence, remblais, etc...). [6]

❖ Catégories de fondation :

✓ Les fondations profondes (sur pieux) : $D/B \geq 10$.

✓ Les fondations superficielles : $D/B < 4$ (semelles isolées, filantes, radier)

VII.2.2.Les combinaisons :

Selon le RPA99 version 2003 et BAEL l'étude des fondations se fait sous les sollicitations les plus défavorables.

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- $G+Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$
- $G+Q$

VII.2.3. Etude du sol :

Dans une étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans une étude géotechnique approfondie du sol en effectuant plusieurs sondages.

Dans notre cas, le résultat de l'étude géotechnique nous donne la contrainte admissible du sol qui est égal à 2.2 bars.

VII.2.4. choix de type de fondation :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1.9 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés
- Semelles filantes.
- Radier général

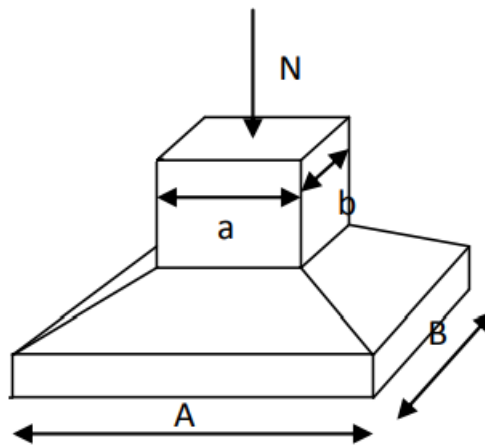


Figure VII.1. Dimensions de la semelle isolée

VII.2.4.1. Vérification de la semelle isolée :

Pour assurer la validité de la semelle isolée on choisit un poteau le plus sollicité et en doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \text{Avec : } \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \Rightarrow A=B$$

S : la section de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol: $\bar{\sigma}_{sol} = 2.2$ bars

$$A=B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1118.03}{220}} = 2.25 \text{ m}$$

$$L_{min} = 1.07 \text{ m}$$

Il faut vérifier : $L_{min} > 1.5 \times B$

Tel que L_{min} entre axe minimum entre deux poteaux:

$$\text{On a : } 1.5 \times B = 3.68 \text{ m} < L_{min} = 1.07 \text{ m}$$

La condition : $L_{min} > 1.5 \times B$ non vérifiée

✓ **Remarque :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, par conséquent nous adoptons semelles filantes.

VII.2.4.2. Vérification de la semelle filante :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50\%) \quad [4]$$

Avec :

S_s : La somme des surfaces des semelles.

S_b : La surface totale du bâtiment.

❖ **Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :**

Tableau de dimensionnement des semelles sous poteaux :

Tableau VII.1 : Dimensionnement des semelles sous poteaux.

Poteau	$N_{ser}(KN)$	$M_{ser}(KN.m)$	$A=B (m)$	$A \times B (m^2)$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

1	414,01	1.07	1.37	1.87
2	617,78	1.10	1.67	2.79
3	456,96	1,47	1.44	2.07
4	252,89	1,53	1.07	1.14
5	252,83	1,53	1.07	1.14
6	617,76	1,08	1.67	2.79
7	457,14	1,45	1.44	2.07
8	413,61	1,04	1.37	1.87
10	681,84	2,73	1.76	3.09
11	939,03	2,26	2.06	4.24
12	802,31	4,38	1.9	3.61
13	726,64	1,96	1.81	3.27
14	726,76	1,98	1.81	3.27
15	802,12	4,38	1.9	3.61
16	939,14	2,28	2.06	4.24
17	681,67	2,74	1.76	3.09
19	429,41	5,20	1.39	1.39
20	967,12	-0,28	2.09	4.36
21	967,98	-0,17	2.09	4.36
22	431,33	5,15	1.40	1.96
23	443,35	1,63	1.41	1.99
24	1118,03	1,26	2.25	5.06
25	1151,14	1,54	2.28	5.2
26	445,67	1.58	1.42	2.01
31	690,00	0.67	1.77	3.13
32	943,41	0.23	2.07	4.28
33	833,09	1.55	1.95	3.8
34	787,95	-3,65	1.89	3.57
35	768,50	768,50	1.86	3.45
36	827,27	1,36	1.94	3.76
37	943,58	0,19	2.07	4.28
38	690,29	0,64	1.77	3.13
40	420,12	3,53	1.38	1.9

41	623,29	3,57	1.68	2.82
42	465,22	4,46	1.45	2.10
45	465,38	4,37	1.45	2.10
46	419,57	3,54	1.38	1.9
47	623,45	3,57	1.68	2.62
Total	/			113.33

Tableau de dimensionnement des semelles sous voiles :

Tableau VII.2 : Dimensionnement des semelles sous voiles.

Les voiles	Langueur (m)	N_{Ser} (KN)	B (m)	B×L (m²)
1012	5.73	497.76	1.50	8.6
1013	5.73	507.68	1.52	8.7
1014	3.50	199.97	0.95	3.33
1015	3.50	138.71	0.79	2.76
1016	3.50	206.96	0.97	3.4
1017	3.50	204.77	0.96	3.36
totale	/			30.15

- La somme des surfaces des semelles est : $S = 143.48 \text{ m}^2$
- La surface total du bâtiment est : $S' = L_x \times L_y = 26.65 \times 19.64 = 523.4 \text{ m}^2$

$$\frac{143.48}{523.4} \times 100 = 27.41\% < 50\%$$

Puisque le rapport de la somme des surfaces des semelles par rapport à la surface totale du bâtiment est inférieur à 50 % donc le choix des semelles filantes croisées sous les poteaux et sous les murs s'impose.

VII.2.5.Calcul de la semelle filante croisée :

Les données pour chaque poteau :

Tableau VII.3 : Les sollicitations.

Les poteaux et les voile	ELU		ELS	
	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)
N_{P1}	565,76	10.04	103.55	7.37

N_{P2}	608.83	1.78	444.07	1.30
N_{P3}	641.68	3.02	468.22	2.23
N_{P4}	670.79	7.82	489.65	5.06
N_{P5}	608.55	1.84	443.87	1.34
N_{P6}	139.16	6.21	102.38	7.39
N_{P7}	279.85	4.41	106.26	2.36
N_{V1}	707.85	2.55	507.68	0.41
N_{V1}	707.85	2.55	507.68	0.41

VII.2.5.1. Le Pré-dimensionnement :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante centrale :

Pour assurer la validité de la semelle filante on choisit la file des poteaux les plus sollicités.

Les efforts normaux et les moments de la superstructure sont appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle filante.

❖ Calcul de la largeur de la semelle :

$$N_s = \sum N_i = 3173.36 \text{ KN}$$

$$M_s = \sum N_i \times e_i + \sum M_i$$

$$\begin{aligned} \sum N_i \times e_i &= 103.55 \times (-10.95) + 444.07 \times (-7.35) + 175.65 \times (-1.62) + 468.22 \times (-1.65) \\ &+ 489.65 \times (1.65) + 177.02 \times (1.62) + 443.87 \times (7.35) + 102.38 \times (10.95) = 23.29 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\sum M_i = 7.37 + 1.30 + 2.23 + 5.06 + 1.34 + 7.39 + 2.36 + 0.41 + 0.41 = 27.87 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_s = 23.29 + 27.87 = 51.16 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \quad e_0 = \frac{51.16}{3173.36} \quad e_0 = \mathbf{0.016 \text{ m}}$$

$$\sigma = \frac{N_s}{L \times B} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{L \times \sigma_{sol}} \right) \Rightarrow B > \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{L} \right) \Rightarrow B > \frac{3173.36}{26.65 \times 150} \left(1 + \frac{3 \times 0.016}{26.65} \right)$$

$$\Rightarrow B \geq 0.54 \text{ m}$$

On prend : B=1.20 m

Condition minimale :

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante : $\frac{L}{B} > 5 \Rightarrow \frac{26.65}{1.20} = 22.2 > 5$ cv

❖ Calcul La hauteur de la semelle :

Semelle rigide $\Rightarrow \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$

$$\frac{1.20-0.4}{4} = 0.20 \leq d \leq 1.20-0.4 = 0.8 \text{cv}$$

On prend : $d = 0.35 \text{ m}$

Donc :

$$h = d + 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

❖ La hauteur de la poutre de redressement :

Est estimée à $(\frac{1}{9} \text{ à } \frac{1}{6})$ de la travée maximale :

$$\frac{L_{\max}}{9} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{6} = \frac{5.77}{9} \leq h_p \leq \frac{5.77}{6} \Rightarrow 0.64 \text{ m} \leq h_p \leq 0.96 \text{ m}$$

On prend : $h_p = 90 \text{ cm}$; $b_p = 40 \text{ cm}$

✓ Conclusion :

Les dimensions de notre fondation sont :

La semelle :

$$B = 1.20 \text{ m} ; L = 26.65 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m} ; d = 0.35 \text{ m}$$

La poutre de redressement :

$$h_p = 90 \text{ cm} ; b_p = 40 \text{ cm}$$

VII.2.5.2.Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité :

Avant de calculé le ferrailage, on vérifie si la semelle est rigide ou non.

Avant de calculer le ferrailage, on vérifie si la semelle est rigide ou non.

$$\text{Il faut que : } L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec : L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature de la semelle (rigide

ou flexible) $\Rightarrow L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

K : Coefficient de raideur du sol : $K = 30000 \text{ KN/cm}^3$.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164.19 \text{ MPa}$.

b : Largeur de la semelle.

I : inertie. $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1.2 \times 0.4^3}{12} = 0.006 \text{ m}^4$

Alors : $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164.19 \times 0.006}{3 \times 1.2}} = 3.82$

$L_{\max} = 5.77 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} L_e = 6 \text{ m} \dots\dots\dots$ Condition vérifié

Donc la semelle est rigide.

Le calcul de ferrailage se fait a l'ELU, les sollicitations (N_u, M_u) obtenus sont résumées dans le schéma suivant :

❖ **Calcul des contraintes :**

$$N_t = \sum N_i = 5004.48 \text{ KN}$$

$$M_t = \sum N_i \times e_i + \sum M_i$$

$$\begin{aligned} \sum N_i \times e_i &= 140.77 \times (-10.95) + 608.83 \times (-7.35) + 312.77 \times (-1.62) + 641.68 \times (-1.65) \\ &+ 670.79 \times (1.65) + 312.77 \times (1.62) + 608.55 \times (7.35) + 139.16 \times (10.95) = 70.67 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\sum M_i = 7.37 + 1.30 + 2.23 + 5.06 + 1.34 + 7.39 + 0.41 + 0.41 = 35.38 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_t = 70.67 + 35.38 = 106.05 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{L \times B} + \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \quad [1] \Rightarrow \frac{5004.48}{26.65 \times 1.20} + \frac{6 \times 106.05}{26.65^2 \times 1.20} \Rightarrow \sigma_1 = 157.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{L \times B} - \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} \quad [1] \Rightarrow \frac{5004.48}{26.65 \times 1.20} - \frac{6 \times 106.05}{26.65^2 \times 1.20} \Rightarrow \sigma_2 = 155.74 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 156.86 \text{ KN/m}^2 \leq 1.5\sigma_{\text{sol}} = 330 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

VII.2.5.3.1.Ferraillage de la semelle:

Le ferraillage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

❖ Calcul des armatures principales :

$$A_{S/B} = \frac{N_u (B-b)}{8d\sigma_{st}}$$

$$N_u = N_1 + P$$

$$N_1 = \sum N_i / L$$

L : longueur totale de la semelle

$$N_1 = 187.78 \text{ KN/ml}$$

P = Poids des terres + Poids des semelles

Poids propre de la semelle :

$$P_p = 1.2 \times 0.4 \times 26.65 \times 25 = 319.8 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres : } (0.4 \times 0.6 \times 26.65 \times 22) \times 2 = 281.42 \text{ KN}$$

Donc :

$$P = 601.22 \text{ KN}$$

$$N_u = 187.78 + 601.22 = 789 \text{ KN}$$

$$A_{S/B} = \frac{N_u (B-b)}{8d\sigma_{st}} = \frac{789 \times 10^3 (1200 - 400)}{8 \times 350 \times 348} = 6.47 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 = 6.79 cm²

les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} \Rightarrow A_r = 1.69 \text{ cm}^2$$

✓ D'après le BAEL91 pour fe400 : $A_{s \min} = 2 \text{ cm}^2$

On adopte : $7T10 = 5.50 \text{ cm}^2$

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

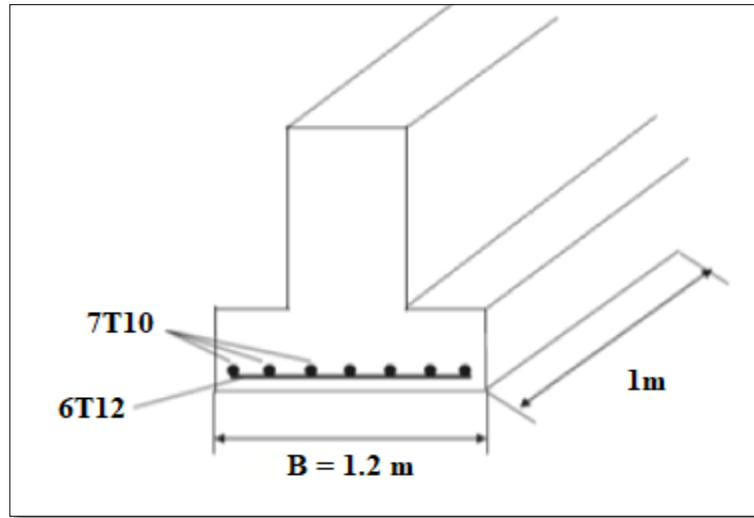


Figure VII.2 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

VII.2.5.3.2. Ferrailage de la poutre de redressement:

La semelle sera calculée dans le sens longitudinal comme une poutre renversée.

Pour déterminer le ferrailage de la poutre de rigidité on utilisera la méthode forfaitaire.

❖ Calcul des sollicitations :

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du programme ROBOT.

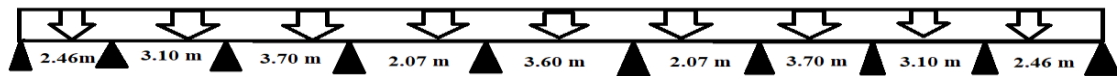


Figure VII.3 : La distribution des charges ponctuelle sur la poutre.

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé

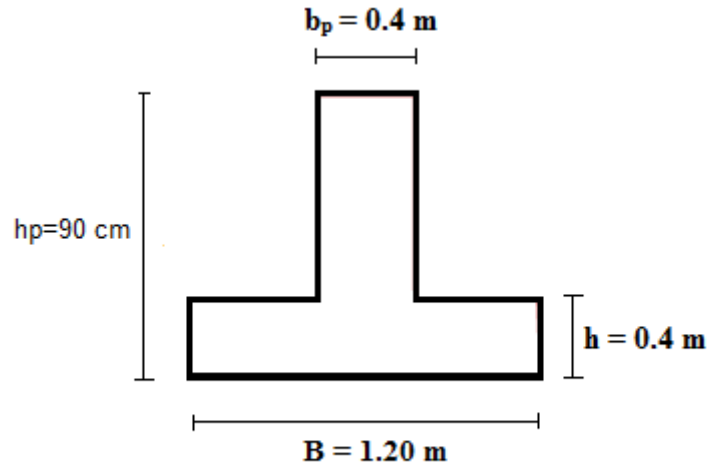


Figure VII.4 : Coupe de la semelle filante.

$B = 1.2 \text{ m}$; $b_p = 0.4 \text{ m}$; $h_p = 0.9 \text{ m}$; $h = 0.4 \text{ m}$; $d = 0.9 \times h = 0.81 \text{ m}$

On prend le moment max pour travée et l'appui :

$$M_u = M_{\max} \begin{cases} \text{En travée : } M_t = 237.939 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_a = 338.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u = T_{\max} = 452.579 \text{ K}$$

a). En travée :

Moment qui équilibre la table :

$$M_{tu} = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 14.16 \times 1200 \times 400 \times \left(810 - \frac{400}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 4146.04 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_t^{\max} = 237.939 \text{ KN.m} < M_{tu} = 4146.04 \times 10^6 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $B = 1.2 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0.4 \text{ m}$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} \rightarrow \mu = \frac{237.939 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 810^2} \rightarrow \mu = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_{\lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) \rightarrow \alpha = 0.07$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 81 (1 - 0.4 \times 0.06) \rightarrow Z = 78.73 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} \rightarrow A_u = \frac{237.939 \times 10^6}{348 \times 787.3}$$

$$\text{Donc : } A_u = 8.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 810 \times \frac{2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} \geq 3.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (8.68; 3.91)$$

$$\text{Alors : } A_s = 8.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h = 0.90\text{m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{\min} < A_{\text{adpt}}$$

$$A_{\min} = 3.91 \text{ cm}^2 < A_{\text{adapt}} = 9.24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Armatures transversales :

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right) \rightarrow \varnothing_t = \min \left(\frac{90}{35}; \frac{40}{10}; 1.6 \right)$$

$$\varnothing_t = \min (2.57 \text{ mm} ; 4 \text{ mm} ; 1.6 \text{ mm})$$

$$\text{On a adapté : } \varnothing_t = 8 \text{ mm.}$$

❖ L'espacement :

$$S_t \leq \frac{L}{10} = 26.65 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

b). En Appui :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} \rightarrow \mu = \frac{338.17 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 810^2} \rightarrow \mu = 0.09$$

$$\mu = 0.09 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1}) \rightarrow \alpha = 0.11$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 81 (1 - 0.4 \times 0.11) \rightarrow Z = 77.43 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{\sigma_s \times Z} \rightarrow A_u = \frac{338.17 \times 10^6}{348 \times 77.43}$$

$$\text{Donc : } A_u = 12.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 400 \times 810 \times \frac{2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} \geq 3.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (12.55 ; 3.91)$$

$$\text{Alors : } A_s = 12.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h = 0.90 \text{ m}$), on doit ajouter des armatures de peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{min} < A_{adpt}$$

$$A_{min} = 3.91 \text{ cm}^2 < A_{adpt} = 12.06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Armatures transversales :

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_L \right) \rightarrow \varnothing_t = \min \left(\frac{90}{35} ; \frac{40}{10} ; 1.6 \right)$$

$$\varnothing_t = \min (2.57 \text{ mm} ; 4 \text{ mm} ; 1.6 \text{ mm})$$

$$\text{On a adapté : } \varnothing_t = 8 \text{ mm.}$$

❖ L'espacement :

$$S_t \leq \frac{L}{10} = 26.65 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

VII.2.6. Vérification à L'ELS :

❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots\dots\dots \text{(Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{T_{\max}}{b \times d} \rightarrow \tau_s = \frac{452.57 \times 10^3}{400 \times 810}$$

$$\tau_s = 1.39 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.39 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.2.7. Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : **N_u**: charge maximal de à l'ELU.

μ_c: Périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h: Hauteur de la semelle filante Poteau.

$$N_{\max} = 670.79 \text{ KN.}$$

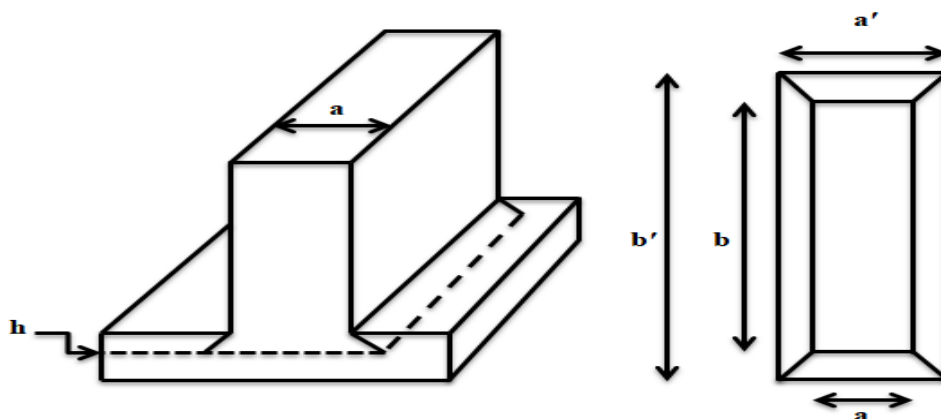


Figure VII.5 : La semelle filante.

Le périmètre d'impact μ_c est donné par la formule suivante :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b')$$

Avec :
$$\begin{cases} a' = (a + h) \\ b' = (b + h) \end{cases}$$

$$\mu_c = 2 \times (b + a + 2 \times h) \rightarrow \mu_c = 2 \times (1.2 + 0.4 + 2 \times 0.4) \rightarrow \mu_c = 4.8 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.8 \times 0.4 \times \frac{25}{1.5} = 1440 \text{ KN}$$

$N_u = 670.79 \text{ KN} < 1440 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VII.2.8. Schéma de ferrailage

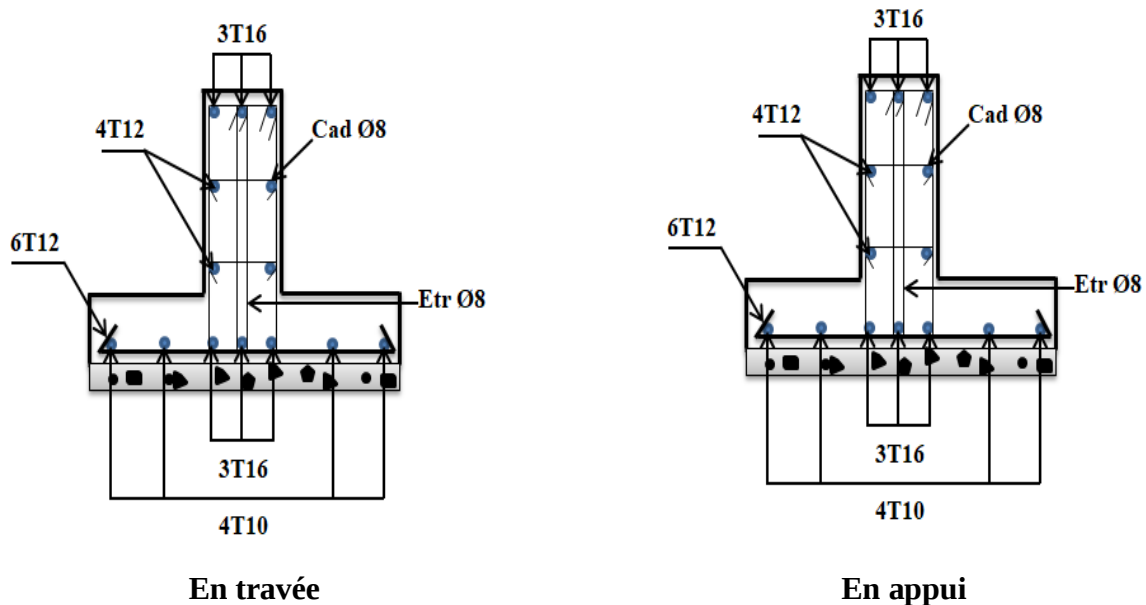


Figure VII.6 : Schéma de ferrailage de fondation.

VII.2.9. L'étude des longrines :

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VII.2.9. 1.Pré-dimensionnement : D'après le règlement RPA 2003 (art 10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales :

- (25×30) cm².....sites de catégorie S₂, S₃
- (30×30) cm².....site de catégorie S₄

Nous adapterons une section de dimensions suivantes : (30×30) cm².

VII.2.9.2.Ferraillage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$)

➤ Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 270 \times \frac{2.1}{400} = 97.80 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0.978 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 0.97 < 6.79 \quad \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

➤ L'espacement « e »

$$S_t \leq \min (0.9 \times h ; 40 \text{ cm}) \quad [1] \Rightarrow S_t \leq \min (27 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 27 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Armatures transversales :

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \leq 0.4 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$A_t \leq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \leq 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T8 ($A = 1.01 \text{ cm}^2$)

VII.2.9.3. Schéma de ferrailage :

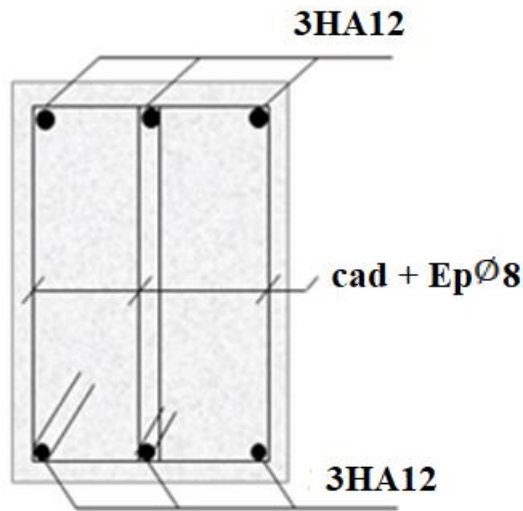


Figure VII.7 : Schéma de ferrailage de La longrine.

VII.3. Le voile périphérique :

VII.3.1. Dimensionnement :

Selon le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- ✓ Epaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✓ Un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles.

On adopte une épaisseur $e = 16\text{ cm}$.

La hauteur du voile périphérique $h = 1.5\text{ m}$.

Longueur du panneau max $L = 5.73\text{ m}$.

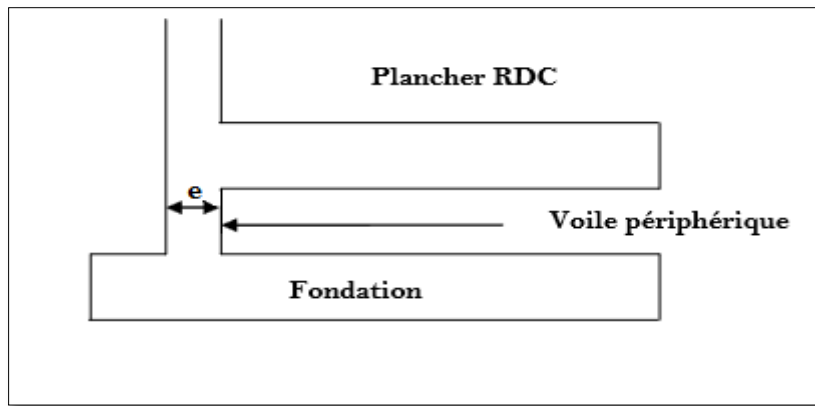


Figure VII.8 : Le voile périphérique.

VII.3.2.Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté

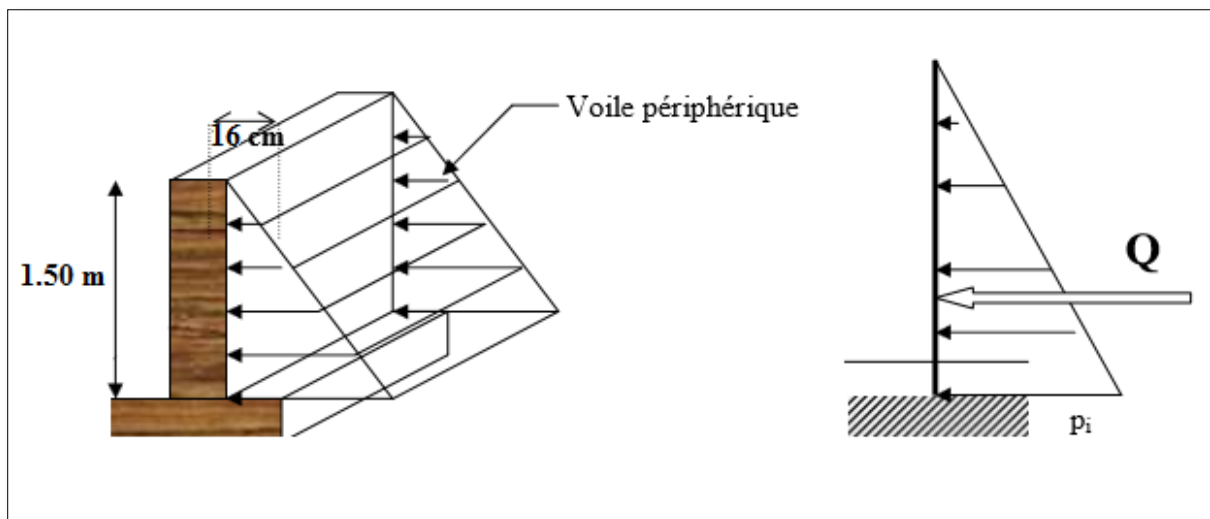


Figure VII.9. : la poussée des terres sur le voile périphérique.

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2 P_i h}{9\sqrt{3}}$$

$$Q = \frac{P_i h}{2}$$

Avec :

$$P_i = \gamma_d \times h \times k_0 \quad ; \quad k_0 = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

K_0 : coefficient de poussée.

γ_d : poids spécifique du remblai ($\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^2$)

ϕ : angle de frottement interne du remblai ($\phi = 30^\circ$)

$$k_0 = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.33$$

$$P_i = 18 \times 1.5 \times 0.33 = 8.91 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$Q = \frac{8.91 \times 1.5}{2} = 6.68 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{2 \times 6.68 \times 1.5}{9\sqrt{3}} = 1.28 \text{ KN.m}$$

VII.3.3. Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (le calcul se fera à l'ELS). $M_{\text{ser}} = 1.28 \text{ KN.m}$.

Le ferrailage sera fait pour une bande de section $(100 \times 16) \text{ cm}^2$.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1] \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre :

$$\bar{Z} = d - \frac{\bar{Y}_1}{3} \text{ avec : } \bar{Y}_1 = \frac{n \times d \times \overline{\sigma}_{bc}}{n \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

$$n = 15$$

$$\bar{Y}_1 = \frac{15 \times (0.81 \times 160) \times 15}{(15 \times 15) + 266.66} = 59.3 \text{ mm}$$

$$\bar{Z}_1 = 135 - \frac{59.3}{3} = 115.23$$

Moment de service limite :

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times \overline{\sigma}_{bc} \times b \times y \times \bar{Z}_1$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times 15 \times 1000 \times 59.3 \times 115.23 \Rightarrow \overline{M}_1 = 51.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} < \overline{M}_1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow A' = 0$ (La section est sans aciers comprimés)

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{1.28 \times 10^6}{115.23 \times 266.66}$$

$$A_s = 0.41 \text{ cm}^2$$

❖ Condition exigée par le RPA99/version 2003 :

Le RPA99/version2003 préconise un pourcentage minimum de 0.1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes. [4]

$$A_l = 0.1\% \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens longitudinal}).$$

$$A_t = 0.1\% \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens transversal}).$$

$$\text{Choix des barres: } 4T10 \Rightarrow A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 163.01 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.63 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{cv}).$$

VII.3.4. Calcul du ferrailage horizontal :

On prendra la portée maximum, soit $L = 5.73 \text{ m}$.

$$P_{\text{moy}} = (P_{\text{max}} + P_{\text{min}}) / 2$$

$$P_{\text{moy}} = (8.91 + 0) / 2 \Rightarrow P_{\text{moy}} = 4.45 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = P_{\text{moy}} \times L^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 4.45 \times 1.5^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 1.25 \text{ KN.m}$$

Moment en travée « M_t » :

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 1.25$$

$$M_t = 0.94 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis « M_a » :

$$M_g = M_d = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 1.25$$

$$M_a = 0.63 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification : [4]**

$$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow$$

$$0.94 + (0.63 + 0.63)/2 \geq 1.25 \times 1.25$$

$$1.57 \geq 1.56 \dots\dots\dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

a) En travée :

$$M_t = 0.94 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm} ; Z = 11.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{0.94 \times 10^6}{266.66 \times 115.23} = 30.59 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T8 = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} < A_s \Rightarrow 1.63 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{cv}).$$

b) sur appuis :

$$M_a = 0.63 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm} ; Z = 11.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{0.63 \times 10^6}{266.66 \times 115.23} = 20.5 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T8 = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} < A_s [1] \Rightarrow 1.63 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{cv}).$$

VII.3.5. Schéma de Ferrailage :

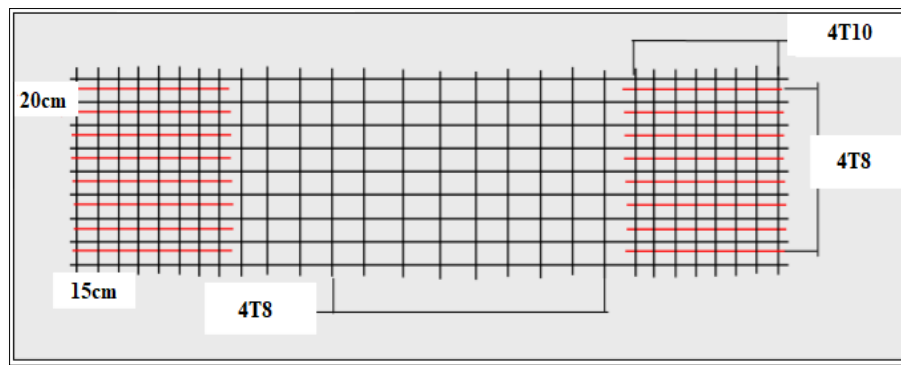


Figure VII.10 : Ferrailage du voile périphérique.

VII.4. Conclusion

Le bon choix de type de fondation pour le bâtiment permet d'assurer une bonne assise pour l'ensemble de la structure et la stabilité vis-à-vis des différentes actions. Cela à travers des sections de ferraillage bien calculées et des recommandations des règles vigueur bien vérifiées. Enfin ; la bonne réalisation sur chantier reste le point clé de toute l'ouvrage réussis.

Conclusion

Ce projet nous a aidé à mieux approfondir dans notre domaine, à concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout à apprendre les différents techniques de calculs, les concepts et les règles régissant le domaine étudié. Notons que toute utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et effort.

Après cette étude on peut conclure que :

- La bonne stabilité des bâtiments dépend de leurs fondations
- La bonne disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures
- L'estimation des quantités du béton et d'acier est obligatoire comme il est nécessaire de garantir une meilleure qualité des matériaux
- Il est important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes, et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle et qu'il apporte de l'aide aux prochaines promotions.

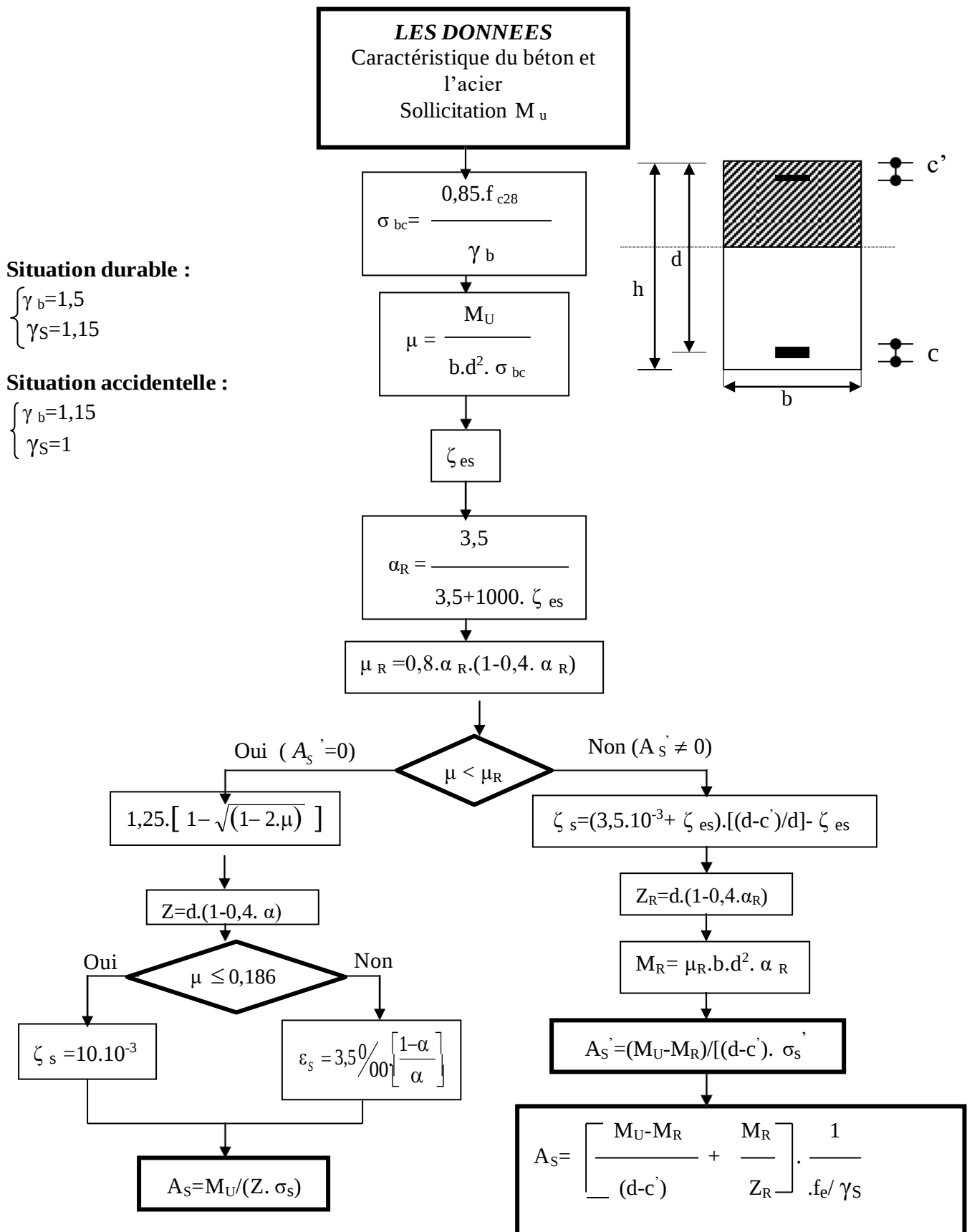
Bibliographie

- [1] BAEL91, Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, règlement, 1991.
- [2] BAEL99, Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, règlement, 1999.
- [3] CBA93, Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé, règlement, 1993.
- [4] RPA99/version2003, Règles Parasismiques Algériennes, règlement, 2003.
- [5] DTRB.C 2.2, Document technique réglementaire, règlement, 1988.
- [6] KHELILI , CHETIOUI étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation , master, centre universitaire MILA 2019/2020 .
- [7] ABDICHE , LEGUENE étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation , master, centre universitaire MILA 2020/2021 .
- BELKACEM CHAIBEDRA chaine Youtube (modélisation et analyse de la structure).
- Cours de structure en béton armé 2 (Master 1 GC) Dr. Taleb Hosni. A.
- Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) Dr. Abdelkader Brahim.
- Cours de modelisation de structure (Master 2 GC) Dr. Boukour Salima.

les Annexes

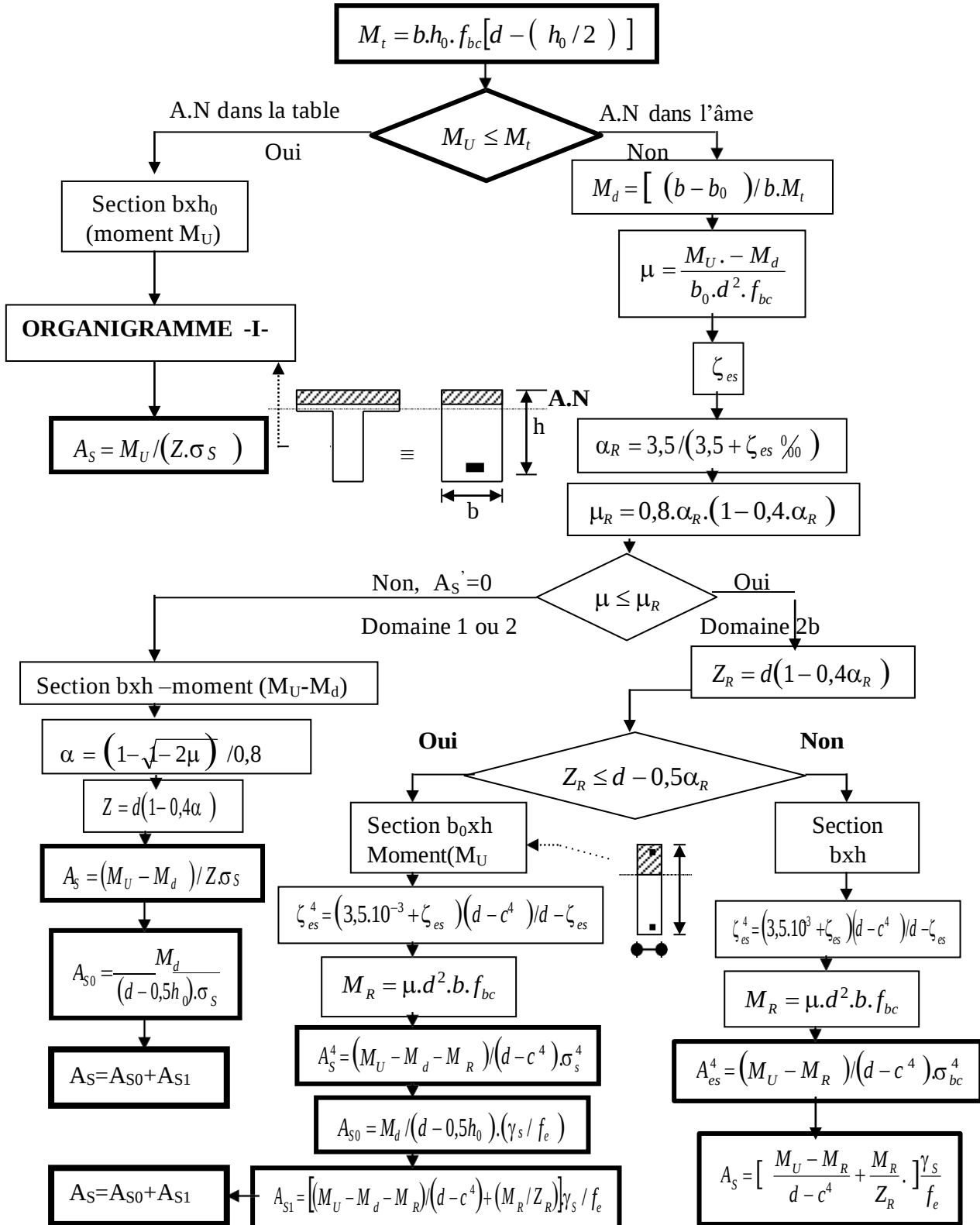
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



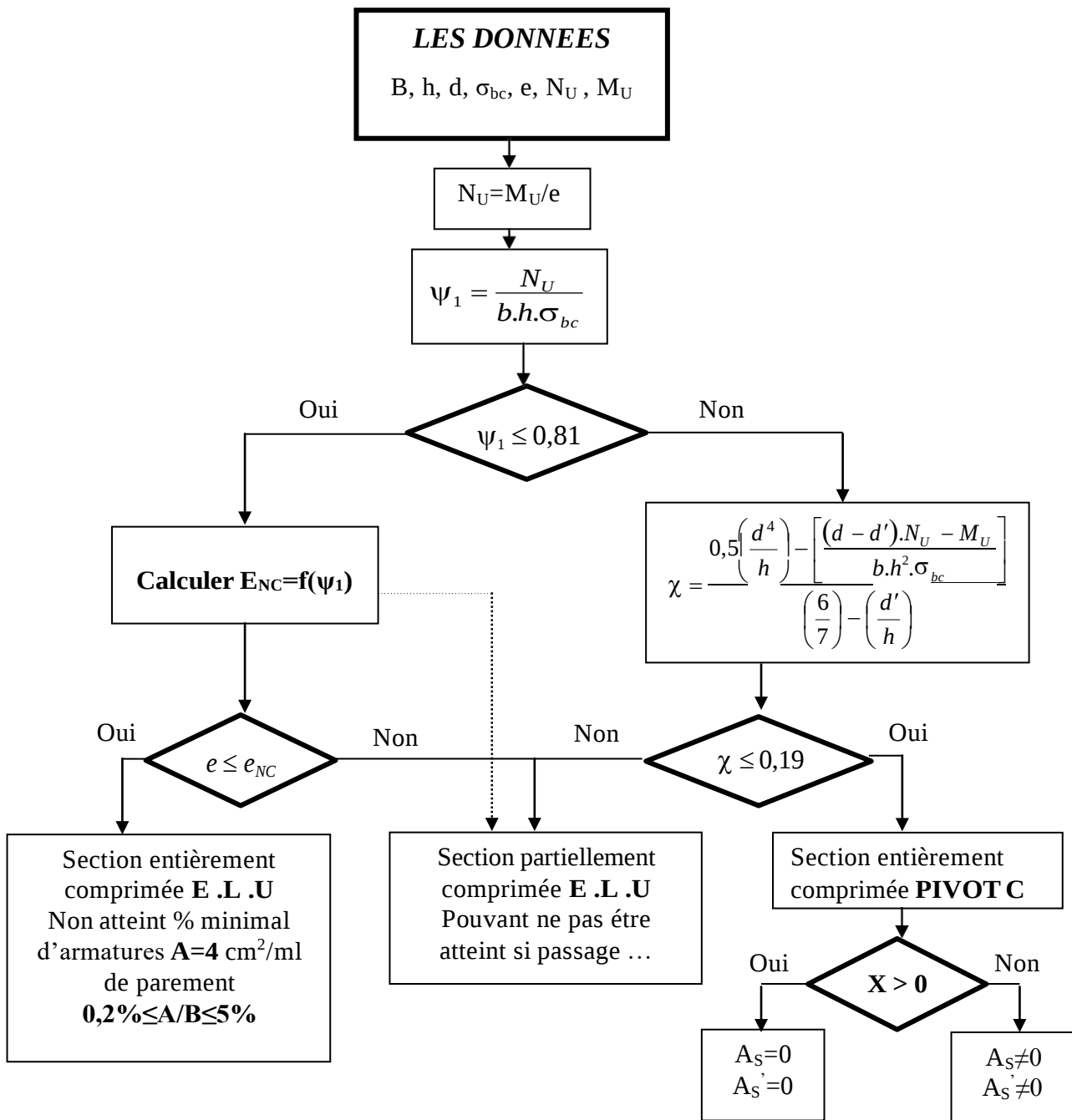
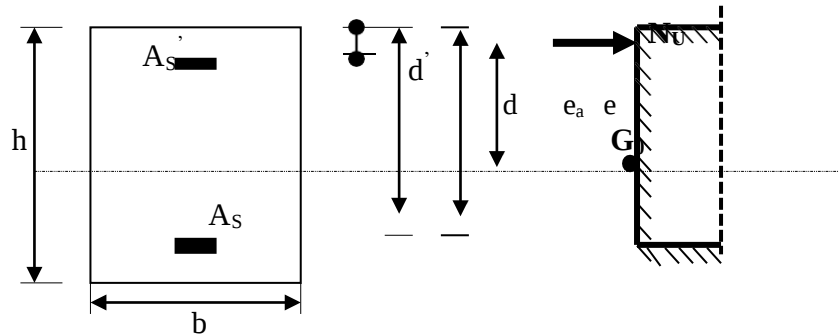
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN T-É-L EN FLEXION SIMPLE



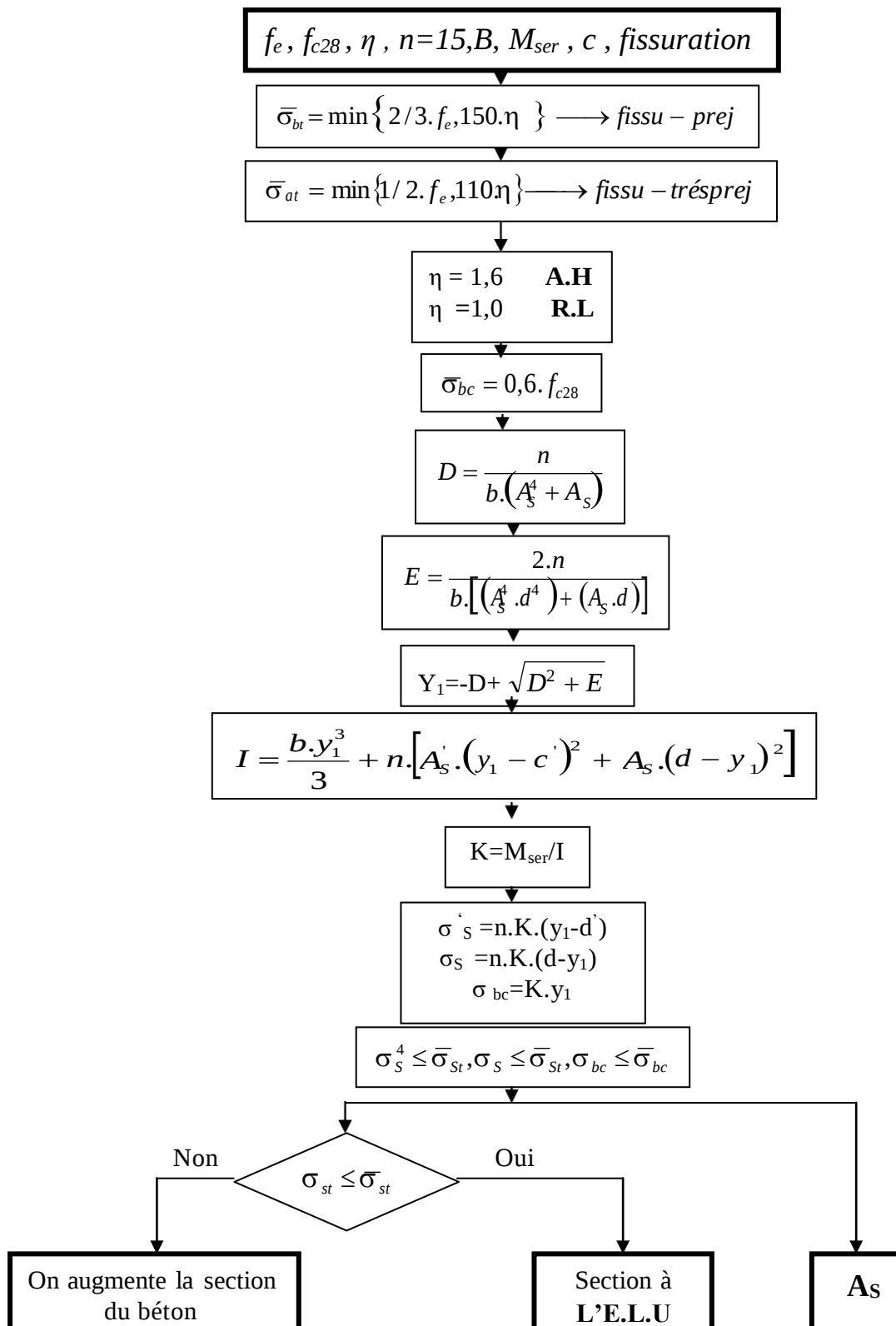
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

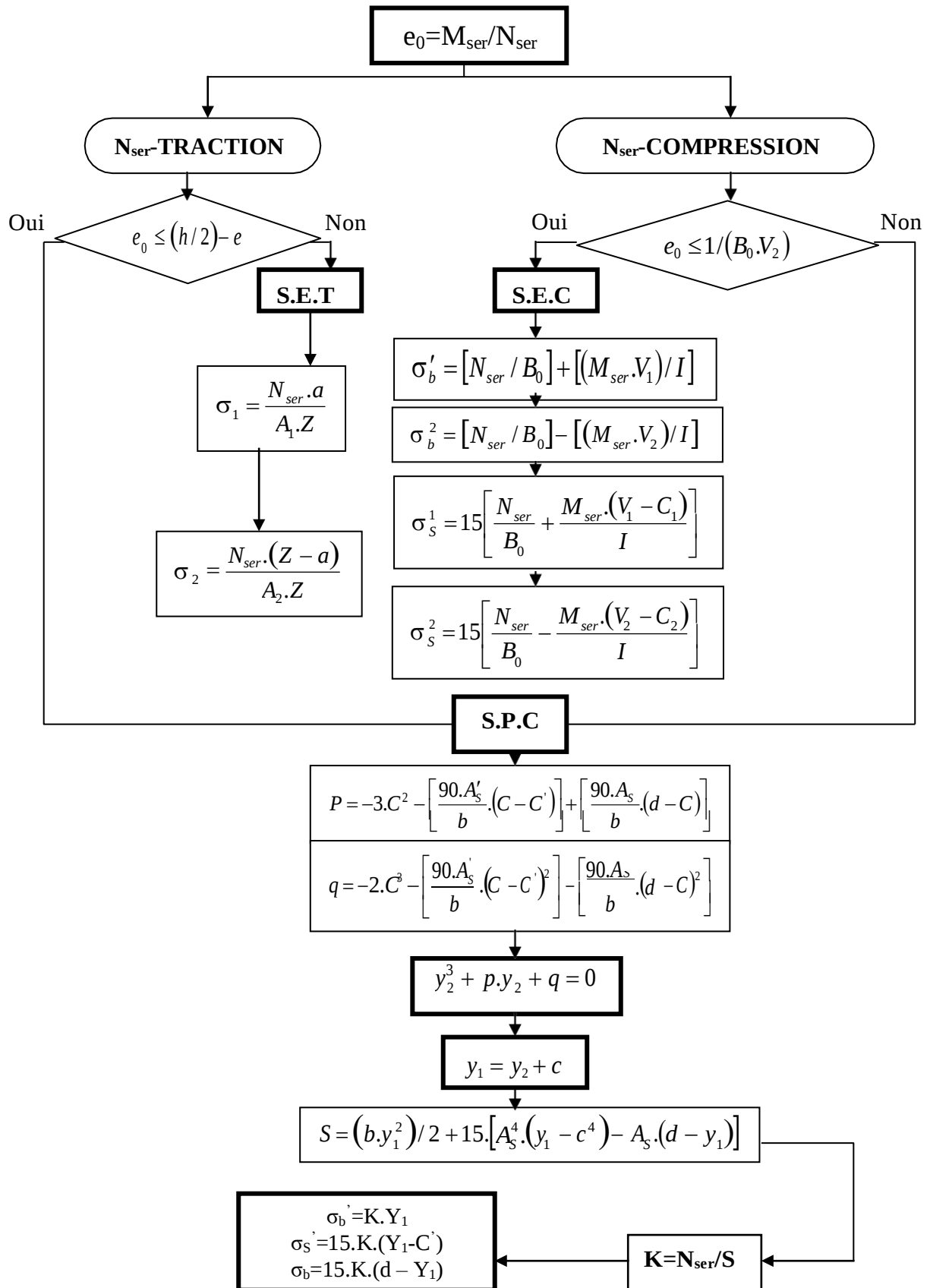


ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

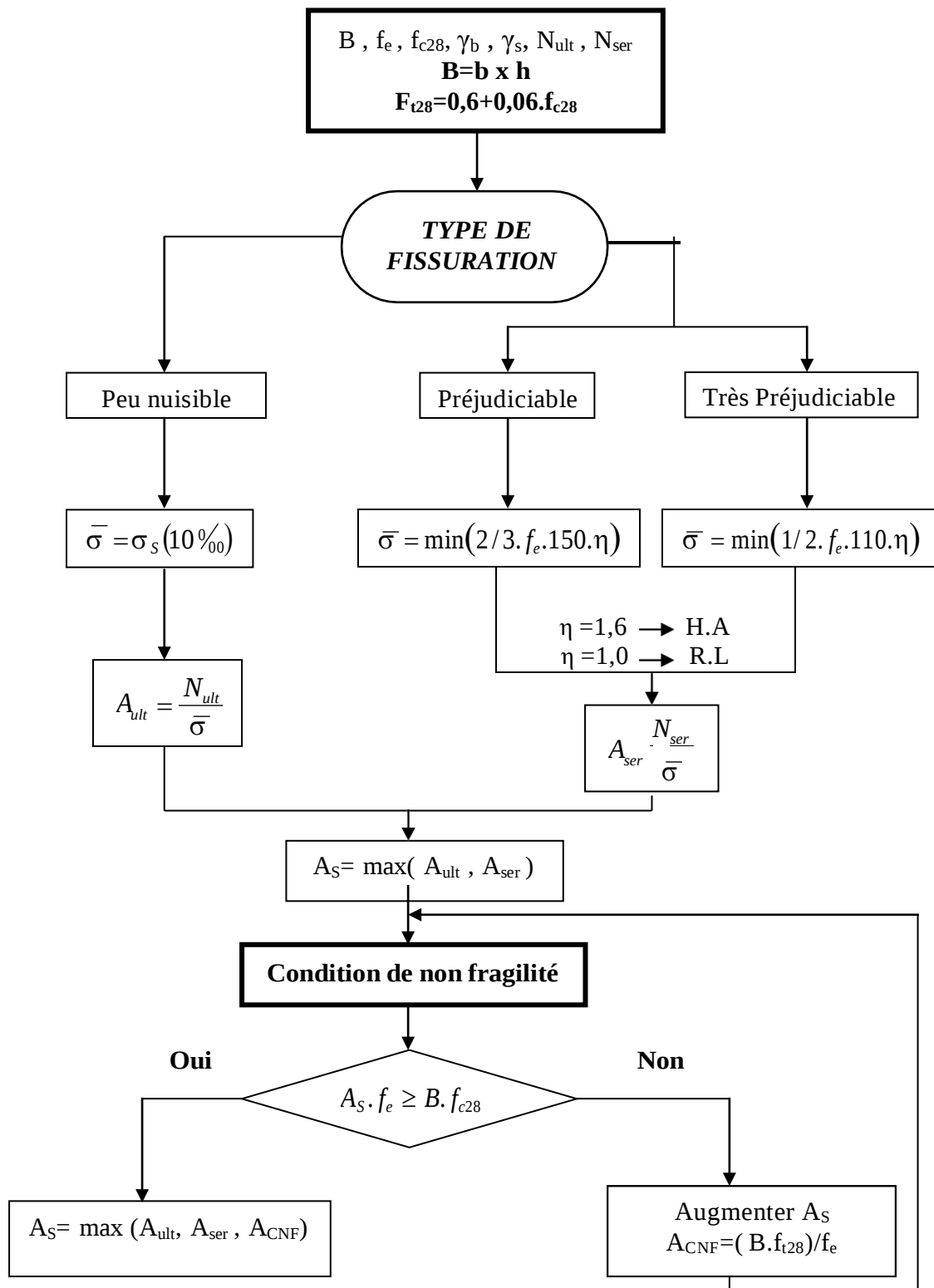


ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE A L'E.L.S



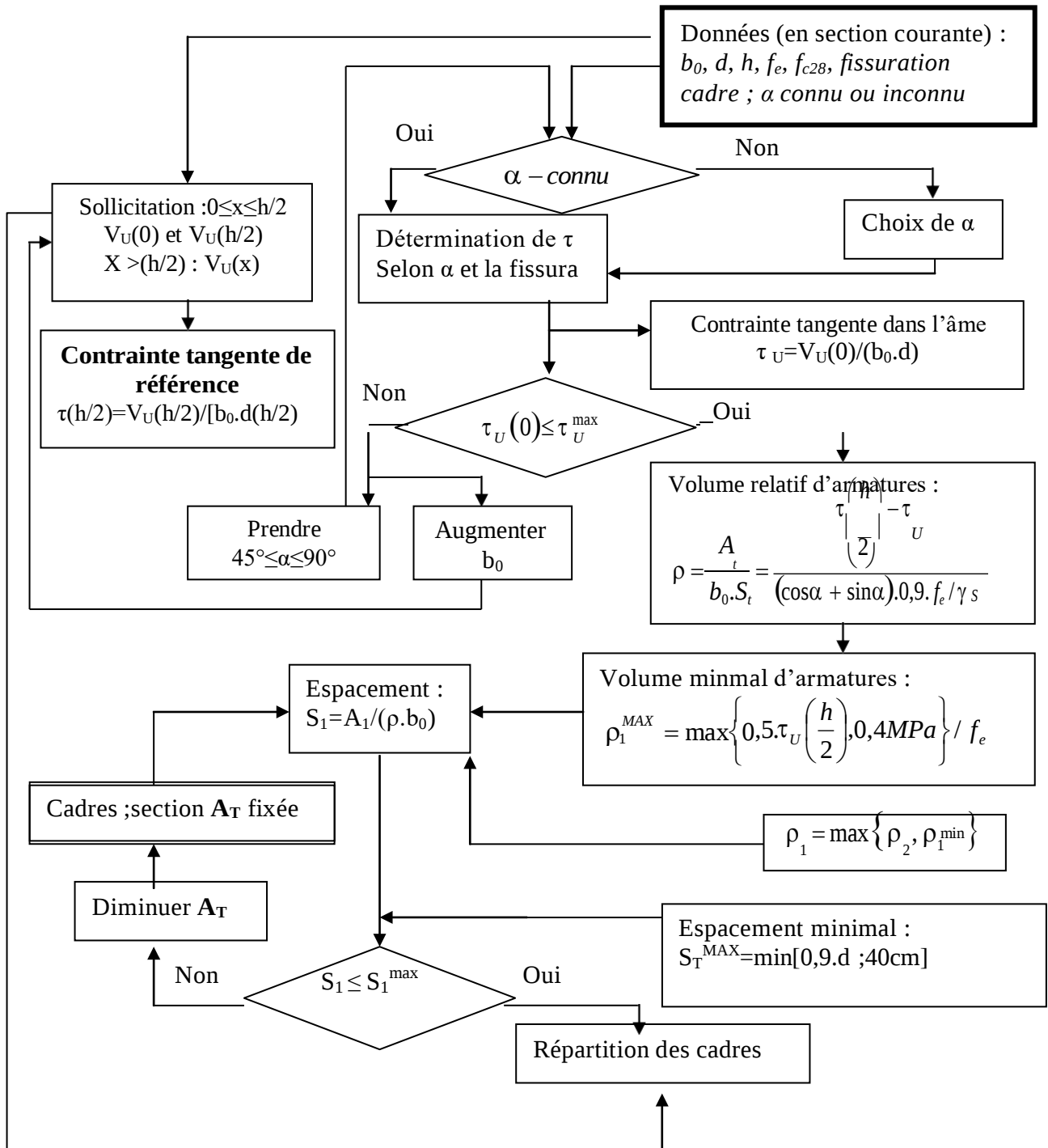
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



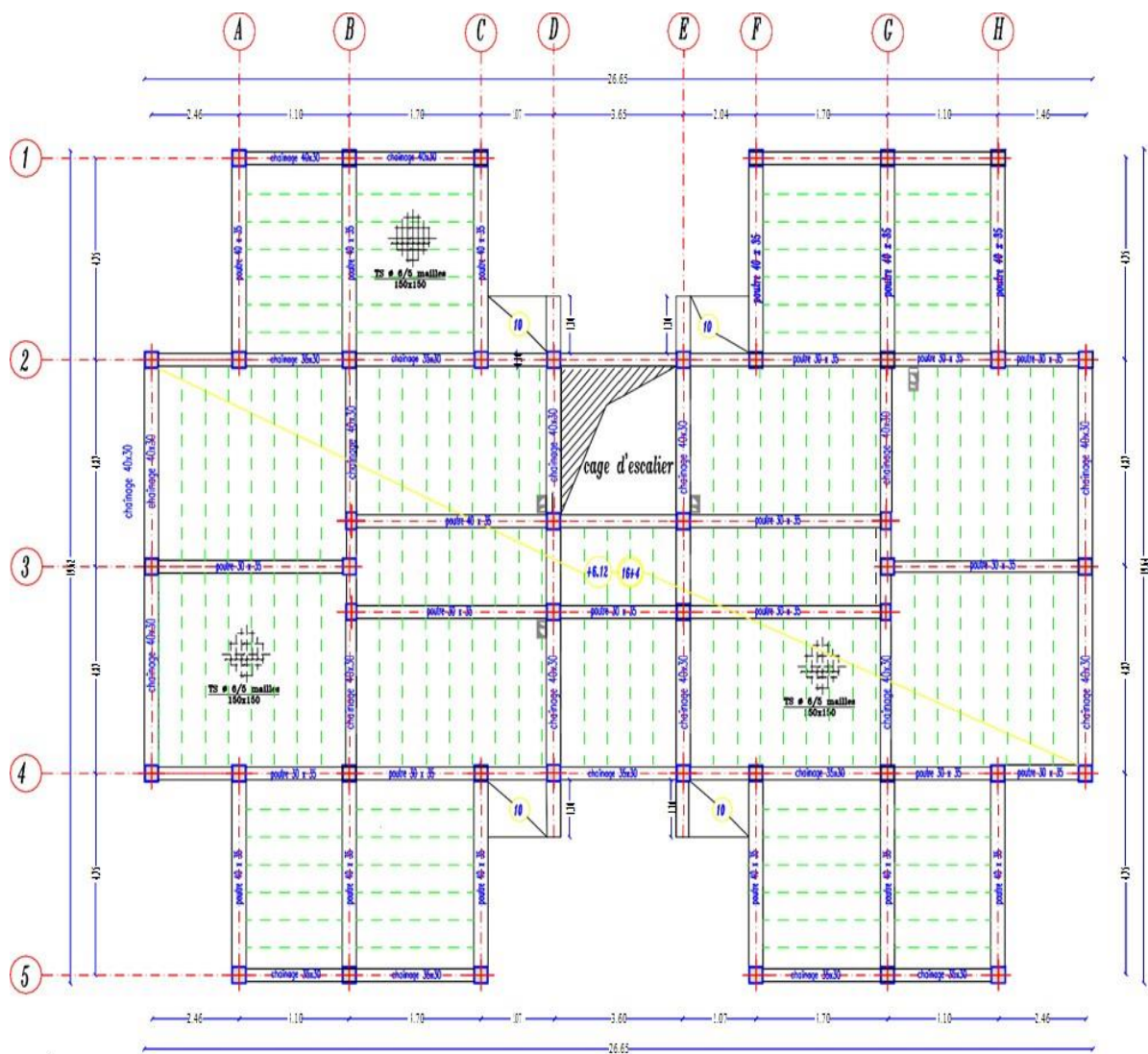
ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Φ en mm

$\emptyset$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3



Distribution de l'effort Normal

