

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique



Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel
Faculté des Sciences et Technologie
Département Génie Civil et Hydraulique



Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme
De master Académique
Option : structures

Thème :

*Etude d'un bâtiment(R+9) a usage
d'habitation et commerce contreventé par
système mixte (voiles-portiques)*

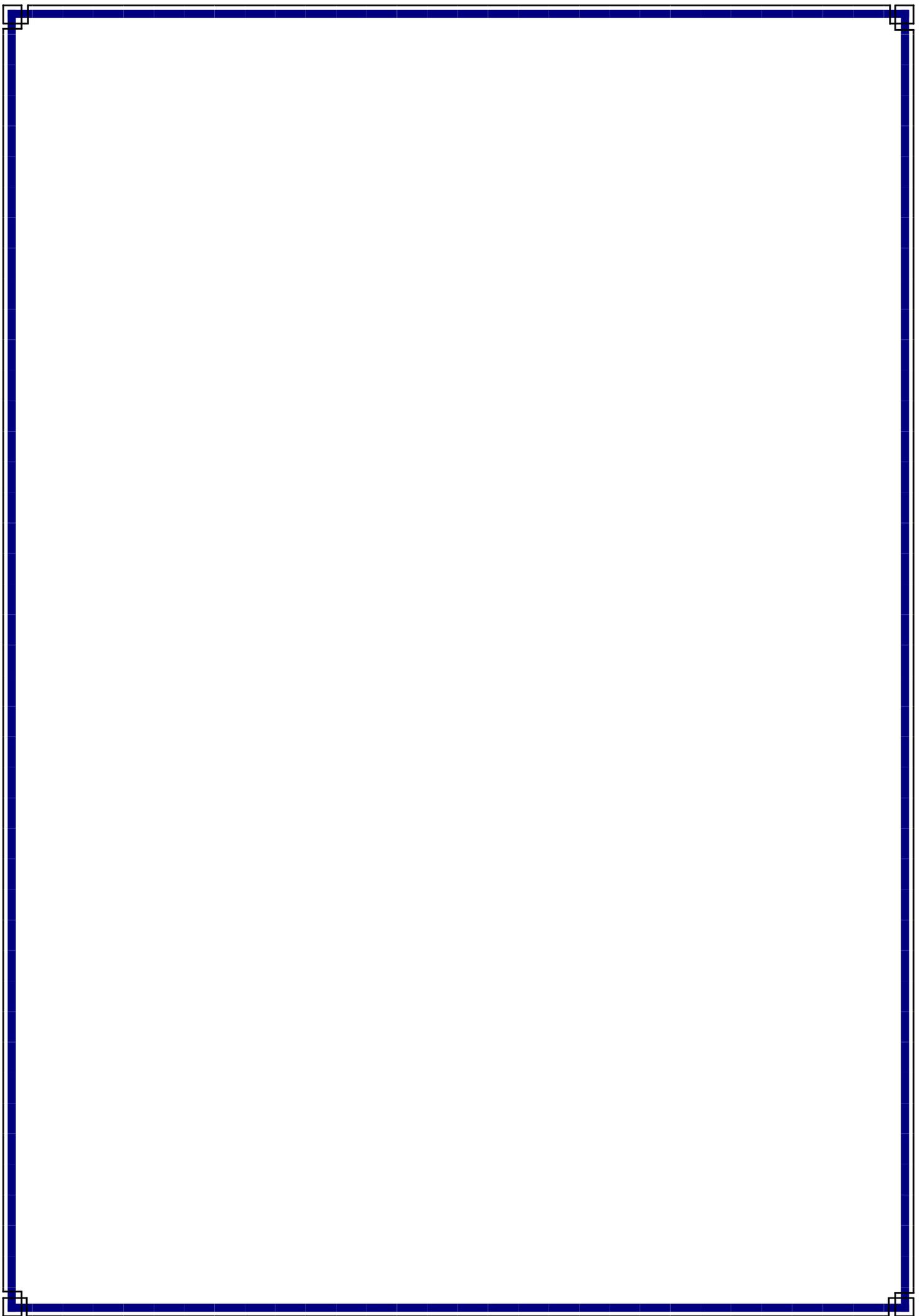
Présenté par :

- *Boukrouh Zineb*
- *Boulkhiout Amel*

Encadré par : enseignant

M^r : Chaker Idris

Promotion : 2021



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

*En achevant ce modeste travail nous remercions **ALLAH**
qui nous a
Permis d'arriver jusque-là.*

*Nous remercions également nos familles pour les sacrifices
qu'elles ont
faits pour que nous terminons nos études.*

*Nous tenons à exprimer nos vives gratitudee et notre
profonde*

*Reconnaissance à notre encadreur **Mr. CHAKAR** pour son
aide*

*et ses conseils judicieux nous faisant partager ainsi ses
connaissances
et son expérience, afin de mener à bien ce travail dans les
délais répartis.*

*Nous adressons également nos remerciements les plus
sincères à tous*

*Nos professeurs de la faculté de génie civil pour tout le
savoir que nous*

Avons acquis grâce à eux durant notre formation

Enfin, nos remerciements à tous nos amis et nos collègues.

Amel et Zineb



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A Dieu d'abord qui m'a donné le courage pour finir ce travail

A mes très chers parents

Pour leur indéfectible soutien, leur amour inconditionnel et leurs encouragements durant toutes ces années : je leur témoigne tout mon respect et mon affection, car sans eux je ne serai parvenu à rien, que dieu vous garde, merci mes parents.

A ma soeur Meriem

A Mes frères : Salah Eddine et Bourhane Eddine

A tous ma famille chacun par son nom

A tous mes amis

A tous mes enseignants

A toute la promotion 2021

Sans oublier mon binôme Amel pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

Et en dernier, a toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé et soutenu d'une manière ou d'une autre

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Zineb





Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :
A Dieu d'abord qui m'a donné le courage pour finir
ce travail*

*A mes très chers parents
Pour leur indéfectible soutien, leur amour
inconditionnel et leurs encouragements durant
toutes ces années : je leur témoigne tout mon
respect et mon affection, car sans eux je ne serai
parvenu à rien, que dieu vous
garde, merci mes parents.*

A ma soeur Amira

A Mon frère : Mehdi

A mon amie Rania et sa famille

A tous ma famille chacun par son nom

A tous mes enseignants

A toute la promotion 2021

*Sans oublier mon binôme Zineb pour son soutien moral, sa
patience et sa compréhension tout au long de ce projet.
Et en dernier, a toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé et
soutenu d'une manière ou d'une autre*

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Amel



Résumé

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une tour à usage d'habitation et commerce constituée d'un rez de chaussée plus neuf étages en béton armé, implantée en jijel , à la ville du taher . Jijel est classé en zone sismique IIa selon RPA99/version2003.

Les éléments de la structure sont dimensionnés et ferrailés à l'aide des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 /version2003.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Radier, Poutre, Acier, Contreventement mixte, Etude dynamique. Modélisation.

Abstract

This project presents a detailed study of a residential tower consisting of a ground floor plus nine floors with reinforced concrete, located in jijel , in the city of taher . Jijel is classified in Seismic zone IIa According to RPA99/version2003.

The elements of the structure are dimensioned and reinforced using the design and calculation rules of reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91.

The study is consistent with the Algerian paraseismic rules 99/version2003.

Tags: Building, Reinforced concrete, Raft foundation, Beam, Steel, Mixed brace, Dynamic study , Modelisation .

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز برج سكني يتكون من طابق أرضي زائد تسعة طوابق، المشكلة بالخرسانة المسلحة، يقع في جيجل، في مدينة طاهير . جيجل تصنف في المنطقة الزلزالية IIa بحسب قوانين مقاومة الزلازل الجزائرية المنقحة RPA99/version2003.

يتم تحديد ابعاد العناصر الهيكلية وتقويتها باستخدام قواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة (CBA93) بتطبيق BAEL91.

الدراسة تتوافق مع قواعد الزلازل الجزائرية RPA99/version2003 .

الكلمات المفتاحية: الأساس ، عارضة، الهيكلة المزدوجة، الدراسة الميكانيكية، العمارة، الخرسانة، النمذجة .

NOTATIONS

A, A_s : Aire d'une section d'acier.
A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
B : Aire d'une section de béton
D : Diamètre, rigidité
E : Module d'élasticité longitudinal, séisme.
E_b : Module de déformation longitudinal béton.
E_i : Module de déformation instantanée (**E_{vj}** : Pour a l'âge de j jours).
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
E_v : Module de déformation différé
E_{vj} : pour chargement applique à l'âge de j jours).
F : force ou action générale.
G : charge permanente.
Q : surcharge d'exploitation.
I : moment d'inertie.
L : longueur ou portée.
M : moment de flexion le plus souvent.
M_u : Moment a' l'état limite ultime.
M_{ser} : Moment de calcul a' l'état limite de service.
N : effort normal.
Q : action ou charge variable.
S : section
T, V : effort tranchant.
f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du l'âgé de j jours
f_{c28} et f_{t28} : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.
d : Hauteur utile.

h_t : hauteur totale du plancher.
h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
L_x : Longueur maximale entre axes
A' : section d'armature comprimées
A : section d'armature tendue
e : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.
S : espacement des armatures en général.
S_t : Espacement des armatures transversales.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

NOMENCLATURES GRECQUES :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
α : Angle en général, coefficient
ε_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.
ε_s : Déformation de l'acier.
η : Coefficient de fissuration relative a une armature.
θ : Coefficient sans dimension.
λ : Élancement.
ν : Coefficient de poisson.
ρ : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.
σ : Contrainte normale général.
σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.
τ_{u adm} : Contrainte tangentielle admissible.

Sommaire

Introduction Générale

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction :	1
I.2 Présentation de projet :	1
I.2.1. Caractéristiques du bâtiment	1
I.2.2 Les données du site :	2
I.2.3 La régularité en plan :	2
I.3 La conception de la structure :	3
I.4 L'infrastructure :	5
I.5. Indication générale sur les règles de BAEL :	5
I.6. principe d'application des règles BAEL :	7
I.6.1 Actions et sollicitations :	8
I.7 Caractéristiques des matériaux :	9
I.7.1 Introduction :	9
I.7.2 Le béton :	9
I.7.2.1 Composants du béton :	10
I.7.2.2 Caractéristiques mécaniques du béton :	11
I.7.2.3 Contraintes limites du béton :	12
I.7.2.4 Modules de déformation longitudinale :	13
I.7.3 Acier :	15
I.7.3.1 Différents types d'aciers :	15
I.7.3.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier :	16
I.7.3.3 Enrobage [BAEL91 (Article C 2 310 - 2)]	17
I.7.3.4 Diagramme contraintes déformations :	18
I.8 Règlements et normes utilisés :	19

Chapitre II : Pré dimensionnement Des Eléments Et Descente De Charge

II.1 Introduction :	20
II .2 Pré dimensionnement des éléments :	20
II .2.1 Pré dimensionnement du plancher :	20
II .2.1.1 Plancher à corps creux :	20
II.2.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles :	21
II.2.1.3 Plancher à dalles pleines :	23
II.2.2. Pré dimensionnement des escaliers :	25
II.2.3.Pré dimensionnement des voiles :	28
II.2.4.Pré dimensionnement des poutres :	30
II.2.6. Pré dimensionnements des Poteaux :	32

II.2.7. L'acrotère :	33
II.3. Evaluation des charges :	34
II.4. Descente des charges :	39

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :	70
III.2.2. Dimensions et modélisation de l'acrotère :	71
III.2.3. Evaluation des charges :	71
III.2.4. Calcul des sollicitations :	72
III.2.5. Sollicitation majorée de δf :	73
III.2.6. Ferrailage :	74
III.2.6.1. Calcul à L'ELU :	74
III.2.6.2. Calcul à L'ELS :	75
III.2.6.3. Ferrailage minimal :	76
III.2.6.4. Vérification des contraintes :	77
III.2.6.5. Vérification au cisaillement :	77
III.2.6.6. Calcul des armatures de répartition :	78
III.3 Etude du balcon :	79
III.3.1 Introduction :	79
III.3.2 Sollicitation de calcul :	80
III.4 Les planchers :	85
III.4.1 Introduction :	85
III.4.2 plancher en dalle pleine :	85
III. 4.2.1 définition :	85
III.4.2.2 Étape de calcul :	85
III.4.2.3 Etude de la dalle RDC :	86
III.4.3 Les plancher à corps creux :	92
III.4.3.1 Le calcul sera pour deux éléments :	92
III.4.3.2 Méthode de calcul :	93
III.4.3.3 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :	95
III.4.3.4. Calcule des poutrelles :	96
III.4.3.5 Ferrailage de la table de compression :	108
III.5 escaliers :	109
III.5.1 Introduction :	109
III .5.2 Calcul des escaliers :	110
III .5.2.1 calcul des sollicitations :	110
III .5.2.2.calcul des armatures :	112

Chapitre IV : Etude Sismique

IV.1 Introduction :	131
IV.2 L'objectif de l'étude dynamique :	131
IV.3 Domaine d'application :	132
IV.4 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :	132
IV.5 Choix de la méthode de calcul :	135
IV.6 La modélisation de la structure :	138
IV.6.1 Présentation du logiciel ETABS 9.7.1 :	138
IV.6.2 L'analyse :	141
IV.6.2.1 Analyse dynamique :	141
IV.6.2.2 Calcul de l'excentricité :	150
IV.7 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :	160
VI.8 Calcul des déplacements :	162
IV.9 Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$:	163
IV.10 Justification de la stabilité au renversement :	165
IV.11 Conclusion :	166

Chapitre V : Ferrailage des éléments de contreventement

V.1 Introduction :	167
V.2 Ferrailage des portiques :	167
V.2.1 Ferrailage des poutres :	167
V.2.1.1 Combinaisons des charges :	167
VI.2.1.2 Calcul de ferrailage :	169
V.2.2 Ferrailage des poteaux :	180
V.2.2.1 Introduction :	180
V.2.2.2 Combinaison de ferrailage des Poteaux :	180
V.2.2.3 Recommandation du RPA99/version 2003 :	181
V.3 Voiles pleins :	191
V.3.1 voiles dans le sens X-X :	196
V.3.2 voiles dans le sens Y-Y :	199

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :	206
VI.2 Différents types des fondations :	206
VI.3 Choix du type des fondations :	206
VI.3.1 Semelle isole :	207
VI.3.1 .1 Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :	207
VI.3.2 Semelles filantes :	208
VII.3.2.1 La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS :	208

VI.4. Radier général :	209
VI.4.1 Introduction :	209
VI.4.2. Pré dimensionnement du radier :	210
VII.4.3. Caractéristiques géométriques du radier :	213
VI.4.4 Ferrailage du radier :	215
VI.5. Etude de débord du radier :	220
VI.5.1. Etude de débord du radier :	220
VI.6. Calcul des nervures :	221
VI.6.1. Démarches de modélisation de notre radier :	221
VI.6.2. Ferrailage longitudinal :	222
VI.7. Voile périphérique :	228
VI.7.1. Introduction :	228
VI.7.2. Etude du voile périphérique:	228
VI.8. Conclusion	233

Conclusion Générale

-Liste des figures-

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Fig.I.1. la régularité en plan	2
Fig.I.2. Briques creuses	4
Fig.I.3. Diagramme des déformations limites (ELU).....	Erreur ! Signet non défini.
Fig.I.4. Diagramme des déformation limites de la section règle des trois pivots	7
Fig.I.5. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	11
Fig.I.6. Diagramme de contraintes-déformation du béton	13
Fig.I.7. Diagramme de contrainte-déformation de l'acier	18

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

Fig.II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux	20
Fig.II.2. Plancher à corps creux.....	21
Fig.II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.....	22
Fig.II.4. Dimension du plancher corps creux	23
Fig.II.5. Dimension d'un panneau de dalle.....	23
Fig.II.6. Panneau de dalle.....	24
Fig.II.7. Volée d'escalier	25
Fig.II.8. Cage d'escaliers	25
Fig.II.9. Schéma statique de l'escalier	27
Fig.II.10. Dimensions à respecter par les voiles	29
Fig.II. 11. Dimensions à respecter par les poutres	30
Fig.II.12. Dimensions des poutres principale et secondaire.....	31
Fig.II.13. Dimensions d'un poteau de section rectangulaire	32
Fig.II.14. Acrotère	34
Fig.II.15. La loi de Dégression des charges	40
Fig.II.16. Les sections entourées par le poteau d'angle de 1 ^{er} étage et RDC	41
Fig.II.17. Les sections entourées par le d'angle à 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage.....	42
Fig.II.18. Les sections entourées par le poteau d'angle à 4 ^{eme} jusqu'à 7 ^{eme} étages	43
Fig.II.19. Les sections entourées par le poteau d'angle à 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	44
Fig.II.20. Les sections entourées par le poteau intermédiaire à RDC et 1 ^{er} étages	48
Fig.II.21. Les sections entourées par le poteau intermédiaire à 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	50
Fig.II.22. Les sections entourées par le poteau intermédiaire à 4 ^{eme} jusque à 7 ^{eme} étages	51
Fig.II.23. Les sections entourées par le poteau intermédiaire à 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages	52
Fig.II.24. Les sections entourées par le poteau centrale à RDC et 1 ^{er} étage	57
Fig.II.25. Les sections entourées par le poteau central à 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages.....	58
Fig.II.26. Les sections entourées par le poteau central à 4 ^{eme} jusque à 7 ^{eme} étages	59
Fig.II.27. Les sections entourées par le poteau central à 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étages.....	60
Fig.II.28. Coupe du poteau.....	68

CHAPITRE III : Calcul élément secondaire.

Fig.III.1. Dimensions de l'acrotère	71
Fig.III.2. Schéma statique de l'acrotère	71
Fig.III.3. Coupes transversales de l'acrotère	74
Fig.III.4. Ferrailage de l'acrotère.....	78
Fig.III.5. Balcon encastré à 2 coté.....	79
Fig.III.6. Charge équivalente du balcon	79
Fig.III.7. Balcon encastré 2 cotes par logiciel socotec	80
Fig.III.8. Schémas de ferrailage de balcon.....	84
Fig.III.9. Distribution des moments sur les panneaux.....	86

Fig.III.10. Dalle pleine RDC	86
Fig.III.11. Ferrailage du plancher à dalle pleine RDC	92
Fig.III.12. Plancher à corps creux	92
Fig.III.13. Coupe se section rectangulaire et section en T	103
Fig.III.14. Ferrailage du plancher à.....	108
Fig.III.15. Ferrailage du plancher à.....	108
Fig.III.16. Ferrailage du plancher à.....	108
Fig.III.17. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	109
Fig.III.18. Schéma d'une escalier	110
Fig.III.19. Schéma d'une escalier	110
Fig.III.20. Schéma statique de l'escalier.....	110
Fig.III.21. La charge équivalente	111
Fig.III.22. La charge équivalente l'ELU.....	118
Fig.III.23. La poutre palier	125
Fig.III.24. Ferrailage de la poutre palière	129
Fig.III.25. Ferrailage de l'escalier	130

CHAPITRE IV : Etude sismique

Fig.IV.1. La vue en 3D de la structure	140
Fig.IV.2. Disposition des voiles (var1)	143
Fig.IV.3. mode 1 T=0.834 sec.....	144
Fig.IV.4. mode 2 T= 0.630 sec.....	145
Fig.IV.5. mode 3 T=0.581 sec.....	145
Fig.IV.6. Disposition des voiles (var2)	146
Fig.IV.7. mode 1 T=0.808 sec.....	147
Fig.IV.8. mode 2 T=0.750 sec.....	148
Fig.IV.9. mode 3 T=0.570 sec.....	148
Fig.IV.10. Diagramme de spectre de RPA R=5.00	153
Fig.IV.11. Diagramme de spectre de RPA R=4.00	153
Fig.IV.12. Distribution des forces sismiques selon la hauteur.....	160
Fig.IV.13. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur	161
Fig.IV.14. Déplacements horizontaux selon les deux directions	163

CHAPITRE V: FERRAILAGE DES ELEMENT STRUCTURAUX

Fig.V.1. Schéma de la poutre principale	169
Fig.V.2. Schéma de la poutre	172
Fig.V.3. Ferrailage des poutres principales en appuis 30*40	173
Fig.V.4. Ferrailage des poutres principales en travée 30*40.....	173
Fig.V.5. Schéma de la poutre secondaire	174
Fig.V.6. Schéma de la poutre	177
Fig.V.7. Ferrailage des poutres secondaires en appuis 30*35	178
Fig.V.8. Ferrailage des poutres secondaires en travée 30*35	178
Fig.V.9. Schéma des combinaisons de ferrailage des poteaux	181
Fig.V.10. la zone nodale.....	182
Fig.V.11. Schéma de poteau (50*50) de logiciel SOCOTEC	188
Fig.V.12. Ferrailage de poteau (50*50)	189
Fig.V.13. Ferrailage de poteau (45*45)	189
Fig.V.14. Ferrailage de poteau (40*40)	190
Fig.V.15. Ferrailage de poteau (30*30)	190
Fig.V.16. Section transversale de voile.....	191
Fig.V.17. S P C.....	194
Fig.V.18. S E C	194

Fig.V.19. S E T.....	195
Fig.V.20. Vue en plan des voiles existants	195
Fig.V.21. Ferrailage du voile V1 x	202
Fig.V.22. Ferrailage du voile V2 x	202
Fig.V.23. Ferrailage du voile V3 x	203
Fig.V.24. Ferrailage du voile V4 x	203
Fig.V.25. Ferrailage du voile V5 x	203
Fig.V.26. Ferrailage du voile V6 x	204
Fig.V.27. Ferrailage du voile V7 x	204
Fig.V.28. Ferrailage du voile V8 x	204
Fig.V.29. Ferrailage du voile V9 x	205
Fig.V.30. Ferrailage du voile V1 y	205
Fig.V.31. Ferrailage du voile V2 y	205

CHAPITRE VI: ETUDE L'INFRASTRUCTURE

Fig.VI.1. semelle isolée.....	207
Fig.VI.2. semelle filante.....	208
Fig.VI.3. Schéma du radier	210
Fig.VI.4. Ferrailage de la dalle du radier (travée + appuie)	219
Fig.VI.5. Ferrailage du radier.....	219
Fig.VI.6. Schéma du débord.....	220
Fig.VI.7. Schéma de ferrailage débordement.....	221
Fig.VI.8. Diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel ETABS à l'ELU	222
Fig.VI.9. Ferrailage des nervures sur appuis sens XX.....	226
Fig.VI.10. Ferrailage des nervures en travée sens XX.....	226
Fig.VI.11. Ferrailage des nervures sur appuis sens YY	227
Fig.VI.12. Ferrailage des nervures en travée sens YY	227
Fig.VI.13. Schéma statique de voile périphérique.....	228
Fig.VI.14. Ferrailage de la nappe extérieur de voile périphérique.....	231
Fig.VI.15. Ferrailage de la nappe intérieur de voile périphérique	232
Fig.VI.16. Coupe verticale de voile périphérique	232

- Liste des Tableaux -

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Tableau I.1. Valeurs de la limite d'élasticité de l'acier	16
---	----

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

Tableau II.1. Charge et surcharge de l'acrotère	34
Tableau II.2. Charge permanente due au plancher commercial RDC (dalle pleines).....	35
Tableau II.4. Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux)	35
Tableau II.5. Charge permanente due au balcon terrasse (corps creux).....	36
Tableau II.6. Charge permanente due au balcon étage.....	36
Tableau II.7. Charge permanente due aux murs extérieures	36
Tableau II.8. Charge permanente due aux cloisons.....	37
Tableau II.9. Charge permanente due aux cloisons intérieure à double.....	37
Tableau II.10. Charge permanente des paliers	37
Tableau II.11. Evaluation des charges paillasse RDC	38
Tableau II.12. Evaluation des charges paillasse.....	38
Tableau II.13. Descente des charges pour poteau d'angle.....	48
Tableau II.14. Descente des charges pour poteau d'intermédiaire	56
Tableau II.15. Descente des charges poteau centrale.....	64
Tableau II.16. Sections des poteaux préalables.....	69
Tableau II.17. La variation de section de poteau centrale.....	69

CHAPITRE III :Calcul élément secondaire.

Tableau III.1. Résultats des efforts à ELU	81
Tableau III.2. Résultats des efforts à ELS.....	81
Tableau III.3. Ferrailage dans le sens xx.....	82
Tableau III.4. Ferrailage dans le sens yy.....	82
Tableau III.5. Résultats de ferrailage	88
Tableau III.6. Vérification des contraintes à l'ELS	89
Tableau III.7. Calcule des moments à l'ELU et ELS pour plancher terrasse	97
Tableau III.8. Calcule des moments à l'ELU et ELS pour plancher étage courante	98
Tableau III.9. Calcule les efforts tranchantes.....	98
Tableau III.10. Résultat de calcule de ferrailage.....	104
Tableau III.11. vérification a ELS.....	104
Tableau III.12. Résultat de calcule de ferrailage.....	106
Tableau III.13. vérification a ELS.....	107
Tableau III.14. Différents coefficient pour le calcul de ferrailage.....	112
Tableau III.15. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.....	112
Tableau III.16. Différents coefficients pour le calcul de la flèche	115
Tableau III.17. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage escalier	119
Tableau III.18. Résultats du calcul du ferrailage escalier	119
Tableau III.19. Différents coefficients pour le calcul de la flèche escalier T3b	122
Tableau III.20. Résultats du calcul du ferrailage de poutre palier	126

CHAPITRE IV : Etude sismique

Tableau IV.1. Coefficient d'accélération de zone A.....	136
Tableau IV.2. Classification de la structure selon le système de contreventement.....	136
Tableau IV.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003	137
Tableau IV.4. Pénalité P_q en fonction des critères de qualités	137
Tableau IV.5. Période fondamentale de la structure	143
Tableau IV.6. Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique variante 1	144

Tableau IV.7. Les valeurs des périodes et facteurs de participations massique variante 2....	147
Tableau IV.8. Centre de masse et rigidité de chaque étage.....	151
Tableau IV.9. Pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles	151
Tableau IV.10. Pourcentage de l'effort tranchant repris par les portiques	152
Tableau IV.11. Période fondamentale statique de la structure.....	154
Tableau IV.12. La valeur de facteur de qualité	156
Tableau IV.13. Poids de chaque niveau	157
Tableau IV.14. Valeur de F_x et F_y	158
Tableau IV.15. Vérification des résultats.....	158
Tableau IV.16. Distribution des forces suivant X.....	159
Tableau IV.17. Distribution des forces suivant Y	160
Tableau IV.18. Distribution de l'effort tranchant suivant X.....	161
Tableau IV.19. Distribution de l'effort tranchant suivant Y.....	161
Tableau IV.20. Vérification des déplacements	163
Tableau IV.21. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X	164
Tableau IV.22. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y	164
Tableau IV.23. Vérification de la stabilité au renversement.....	165
Tableau IV.24. Vérification de l'effort normal réduit	165

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V.1. Résumée de résultats	168
Tableau V.2. Les moments maximaux 30/40.....	169
Tableau V.3. Calcul du ferrailage des poutres principales.....	170
Tableau V.4. Les moments maximaux 30/35.....	174
Tableau V.5. Calcul du ferrailage des poutre secondaires	175
Tableau V.6. Les sollicitations dans les déférents poteaux.....	184
Tableau V.7. Résultats de ferrailage des poteaux	184
Tableau V.8. Résultats de vérification de ferrailage des poteaux	185
Tableau V.9. Vérification selon BAEL.....	185
Tableau V.10. Vérification selon RPA.....	186
Tableau V.11. Les armatures transversales des poteaux	187
Tableau V.12. Longueur de recouvrement.....	187
Tableau V.13. vérification des contraintes à l'ELS	188
Tableau V.14. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal	198
Tableau V.15. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal	198
Tableau V.16. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voiles longitudinal.....	199
Tableau V.18. Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y	200
Tableau V.19. Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.....	202
Tableau V.20. Ferrailage horizontale des voiles sens Y-Y	202

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. les surfaces des semelles revenant à chaque poteau.....	208
Tableau VI.2. Les surfaces des semelles revenants à chaque voile	209
Tableau VI.3. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$	214
Tableau VI.4. Calcul des contraintes	215
Tableau VI.5. Vérification de la compression sous $G+Q \pm E$	215
Tableau VI.6. Les sollicitation à l'ELU	216
Tableau VI.7. Les sollicitation à l'ELS	216
Tableau VI.8. Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU	217
Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS	218
Tableau VI.10. Ferrailage à l'ELS	218
Tableau VI.11. Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU	223

Tableau VI.12. Vérification à l'ELS.....	224
Tableau VI.13. Ferrailage des nervures de radier à L'ELS	225

Introduction générale

Introduction générale :

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Ces activités se partagent en deux grandes catégories (Les bâtiments et Les Travaux Publics), l'ingénieur civil est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 09 étages (R+9), Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) et qu'il dépasse les 23 mètres de hauteur.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations des structures de génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- Le dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
- Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère, les dalles pleines et l'ascenseur au troisième chapitre.
- Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel ETABS v 9.7.1.
- Le calcul de ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.
- Dans le sixième chapitre l'étude des fondations a été menée.

Chapitre I :
PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET
CARACTÉRISTIQUE DES
MATÉRIAUX

I.1 INTRODUCTION :

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, fondations, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère, ...) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme. Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99 version 2003**) et aux règles de béton armé en vigueur (**BAEL91, CBA 93**) et moyennant le logiciel de calcul (**ETABS 9.7.1, SAFE 12.2.0, ROBOT, SOCOTEC**).

I.2 PRÉSENTATION DE PROJET :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 09 étages (R+9)

Notre bâtiment est composé de :

- ✓ Un Rez-de-chaussée (commerce).
- ✓ 9 étages à usage d'habitation.

Dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction Portiques – voiles.

Il est implanté dans la wilaya de Jijel (TAHER), selon le RPA99/2003, Constantine est une zone de sismicité moyenne (**ZONE IIa**)

Selon le rapport de sol la construction sera fondée sur un sol meuble d'une contrainte admissible de $\bar{\sigma} = 1.5 \text{ bars}$.

La structure est conçue en béton armé pour tous les éléments résistants : voiles, dalles ... Le contreventement de la structure est assuré par les voiles et portiques .

I.2.1. Caractéristiques du bâtiment

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un Rez-de-chaussée plus 09 étages et d'un local machine pour ascenseur au niveau de la terrasse. Chaque étage comporte trois appartements dont deux F3 et un F2.

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'une cage d'escalier et d'un ascenseur et, la cage d'ascenseur sera entièrement réalisée en voile béton armé et rentera dans le système de contreventement du bâtiment.

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Longueur en plan-----	20.60 m
Largeur en plan-----	13.55 m
Hauteur du RDC-----	3.23 m.
Hauteur étage courant-----	3.06 m.
Hauteur totale-----	30.77 m.
Surface totale : -----	252.25 m ²

I.2.2 Les données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme :

- Une zone de sismicité moyen (**zone IIa**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**.
- Le site est considéré comme meuble (**S3**).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.50$ bars.

I.2.3 La régularité en plan :

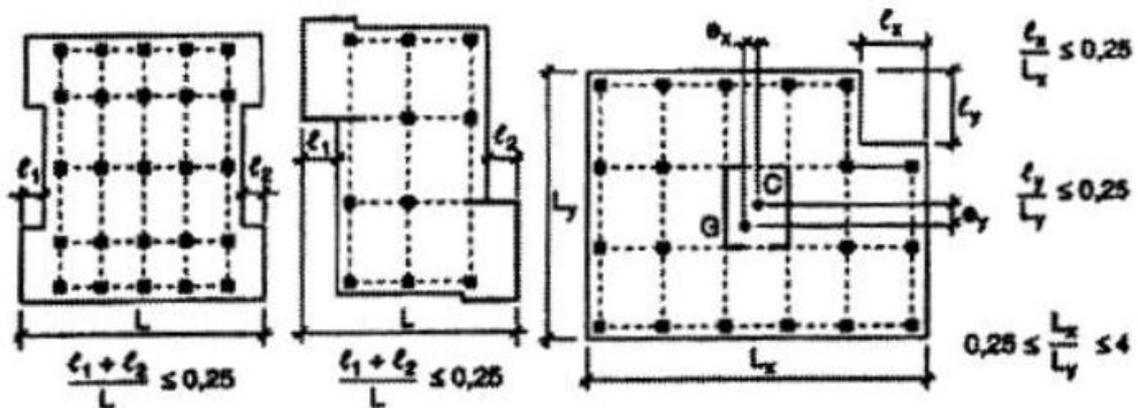


Fig.I.1. la régularité en plan

$l_x/L_x = 4.48/20.60 = 0.21 < 0.25$ CV

$l_y/L_y = 3 / 13.55 = 0.22 < 0.25$ CV

Donc la structure est classée comme une structure régulière en plan et irrégulière en élévation.

I.3 LA CONCEPTION DE LA STRUCTURE :

-Ossature :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des **RPA99** Version **2003**, d'après les conditions de l'article (**3.4.A**) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les quatorze mètre. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement de la structure assuré par des voiles et des portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au **plus 20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage. Conception de la structure

- Planchers :

Tous les planchers des étages courant (habitation) sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm, et RDC (commerciales) en dalle pleine.

On utilise les plancher en corps creux pour les raisons suivantes

- La facilité de réalisation.
- lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- l'isolation acoustique.
- Une économie du cout de coffrage.

- Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations.

- Poteaux :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

-les voiles :

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

- Escaliers :

Sont des éléments permettent le passage d'un niveau à l'autre, dans notre structure on a un seul type qui sera réalisé en béton armé coulés sur place.

-Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

-Acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

- maçonneries :

La maçonnerie du tour est réalisée en briques creuses, les murs extérieurs sont constituées en doubles parois et les murs de séparation sont constitués en double parois et en seul parois.



Fig.I.2. Briques creuses

-Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

-Les balcons :

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

-Isolation :

L'isolation acoustique au niveau des murs extérieurs est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation, à noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

-La terrasse :

Dans notre projet la terrasse est inaccessible

I.4 L'INFRASTRUCTURE :

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limiter les tassements.
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

I.5. INDICATION GÉNÉRALE SUR LES RÈGLES DE BAEL :

a. Définition de l'état limite :

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

Les états limites sont classés en deux catégories :

1. Etat limite ultime ELU :

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

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

b. Hypothèses de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont :

1. Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et béton en raison de l'adhérence.
2. La résistance de traction de béton est négligée.
3. Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En flexion} \quad \rightarrow \quad \epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \\ \text{En compression simple} \rightarrow \quad \epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

4. L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en centre de gravité, est limité à **10‰**.
5. Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots **A, B, C** (la règle des trois pivots).

c. Règle des trois pivots :

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 (1.2)** tel que :

A : correspond à un allongement de **10 ‰** de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

B : correspond à un raccourcissement de **3,5 ‰** du béton de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

C : correspond à un raccourcissement de **2 ‰** du béton de la fibre située à $\frac{3}{7}h$ de la fibre la plus comprimée : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la compression simple.

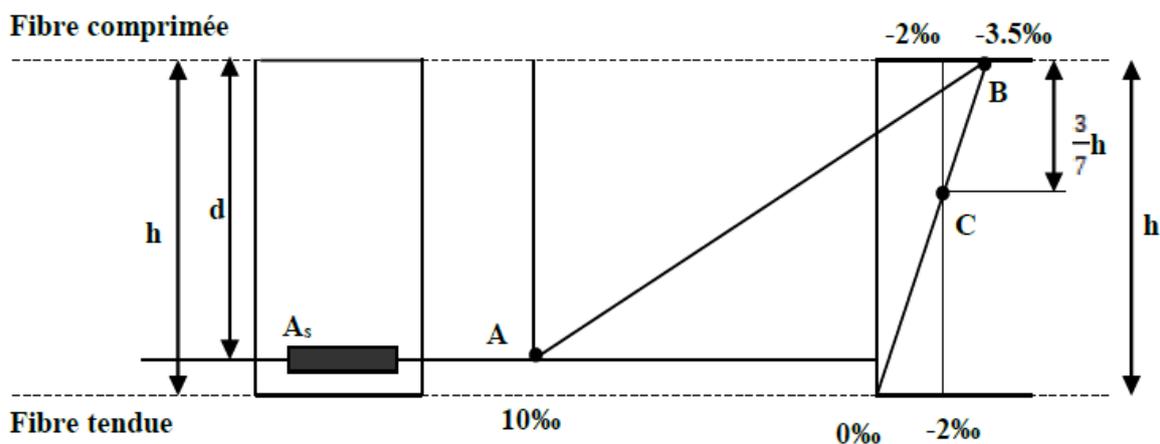


Fig.I.3. Diagramme des déformations limites (ELU)

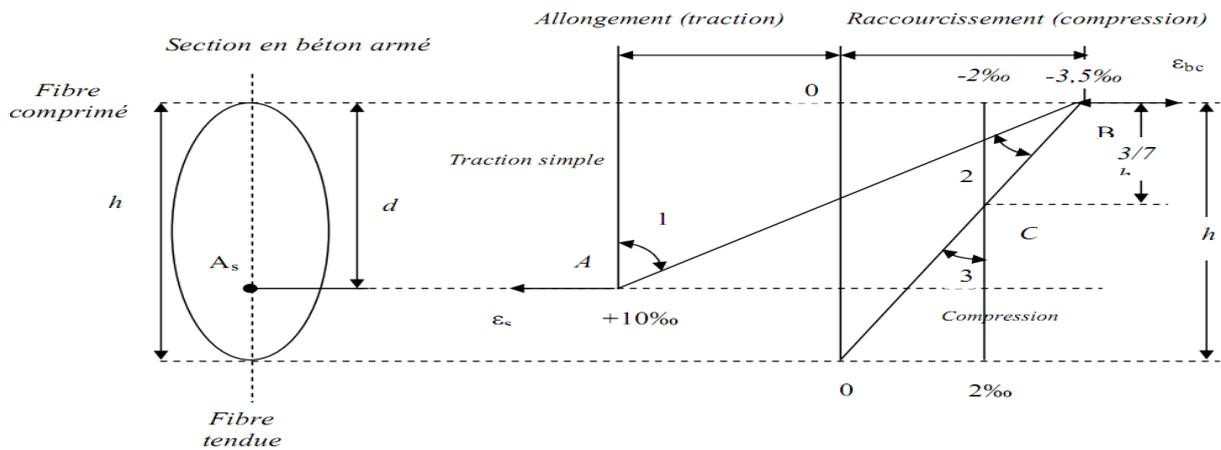


Fig.I.4. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

d. Hypothèses de calcul à l'ELS :

1. Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
2. Le béton tendu est négligé dans le calcul.
3. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
4. Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad (\eta : \text{Coefficient d'équivalence})$$

I.6. PRINCIPE D'APPLICATION DES RÈGLES BAEL :

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite :

$$S \leq S_{res}$$

Avec :

S : sollicitations de calcul.

S_{res} : sollicitations résistantes de calcul, les justifications font intervenir :

- ✓ Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton (f_e, f_{c28})
- ✓ Les valeurs respectives des actions.
- ✓ Les combinaisons spécifiques aux états limitent considérés
- ✓ Les coefficients de sécurité (**γ_s** , **γ_b**)

I.6.1 Actions et sollicitations :

a. Définition des actions :

Les actions sont constituées par les forces et les couples résultant des charges appliquées ou les déformations imposées à la structure. On distingue trois types d'actions sont :

- **Actions permanentes (G) :**

dues au poids propre de la structure et au poids total des équipements fixes. Les poussées de terre ou la pression d'un liquide (pour les murs des soutènements, les réservoirs...) sont également prises en compte comme actions permanentes.

- **Actions Variables (Q) :**

dues aux charges d'exploitation, aux charges climatiques, aux charges appliquées en cours d'exécution, aux déformations provoquées par les variations de température.

- **Actions accidentelles (FA) :**

dues aux séismes, aux explosions, aux incendies, chocs...etc.

b. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

- **G** : ensemble des actions permanentes.
- **Q** : actions variables.
- **E** : Valeur de l'action accidentelle.

Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- ✓ La résistance de tous les éléments de construction.
- ✓ La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- ✓ L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

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

Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- ✓ La contrainte maximale de compression du béton.
- ✓ La fissuration du béton.
- ✓ La déformation des éléments.

$$G + Q$$

Sollicitations accidentelles :

$$G + Q \pm E$$

Les combinaisons d'action : RPA99/2003 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

• **Situation accidentelle :**

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1, 2 * E$ → Uniquement pour les poteaux.
- $0, 8 * G \pm E$

Situation durable :

ELU :

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

ELS :

$$G + Q$$

I.7 CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX :

I.7.1 Introduction :

Le béton armé se compose de béton et des armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne résistance de traction, de l'association de ces deux matériaux, il en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.7.2 Le béton :

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux la résistance à la traction.

La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acide, etc...,

Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.

La maniabilité au moment de la mise en oeuvre que peut être définie comme l'aptitude du béton remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.

Et on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telle que la masse spécifique, aussi

élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

I.7.2.1 Composants du béton :

- **Le ciment :**

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

- **l'eau :**

L'eau doit être propre, si elle contient des chlorures, une réaction chimique aura lieu, est modifiera la prise du ciment. Le béton alors perdra ses qualités de résistance.

- **les granulats :**

Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande et les plus petites dimensions des éléments, pour le béton employé dans le bâtiment les granulats les plus courants sont le sable et le gravier.

- **Le sable :**

Le sable est constitué des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tous calibres, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Le gravier :**

Il est constitué des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

- **Les adjuvants :**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

A) Caractéristiques essentielles du béton :

- ✓ compacité.
- ✓ plasticité.
- ✓ étanchéité.
- ✓ résistance aux actions nuisibles.
- ✓ résistance mécanique.

B) Résistance du béton :

Le béton est un matériau qui a su devenir incontournable au cours du temps principalement grâce à sa grande résistance à la compression. C'est cette importante résistance qui nous permet aujourd'hui de construire des immeubles en béton et d'utiliser ce

matériau pour résister à d'énormes contraintes.

I.7.2.2 Caractéristiques mécaniques du béton :

a. Résistance à la compression f_{cj} :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} .

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se refait à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (selon BAEL) que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J, on a :

Pour $j > 28$ jour $f_{cj} = 1,10 \times f_{c28}$

Avec : f_{cj} : résistance du béton à l'âge J .

J : l'âge en jours.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

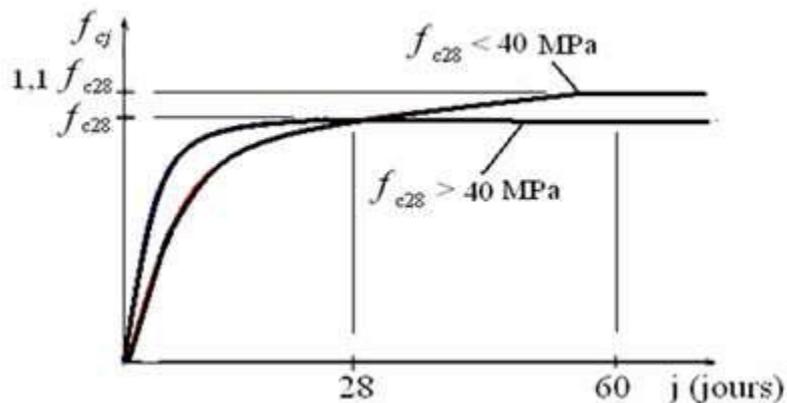


Fig.I.5. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

La figure 1-5 donne l'allure de la variation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performance élevées est plus rapide que pour les bétons

classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée f_{tj} , est définie conventionnellement par la relation :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPA} \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPA} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

Dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ et $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$. Donc $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPA, de plus cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60 \text{ MPA}$.

I.7.2.3 Contraintes limites du béton :

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes.

❖ **Contrainte à l'état limite ultime du béton à la compression :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

La constante 0.85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1,5 \rightarrow$ cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ cas d'actions accidentelles

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

$\theta = 1 \rightarrow$ durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0,9 \rightarrow$ durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85 \rightarrow$ durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Dans notre étude on utilisera $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \quad \text{cas courant} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} \quad \text{cas accidentelle} \end{array} \right.$

❖ **Contrainte limite de service :**

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$. **CBA93 (Article A.4.5.2)**

❖ **Diagramme des contraintes- déformations :**

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

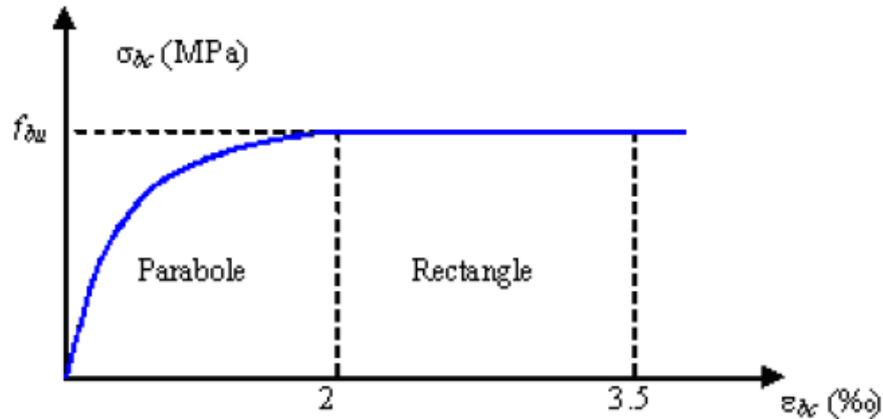


Fig.I.6. Diagramme de contraintes-déformation du béton

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3, 5‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } \left\{ \begin{array}{l} 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \rightarrow \quad f_{bc} = 0,25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}). \\ 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \rightarrow \quad f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}. \end{array} \right.$$

I.7.2.4 Modules de déformation longitudinale :

❖ **Déformations instantanées :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieur 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 à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa) ...CBA93 (Article A.2.1.2.1)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$. On a : $E_{i28} = 32164, 20 \text{ Mpa}$

Avec f_{cj} exprimé en MPA : désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

❖ **Déformations différées :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa) ...CBA93 (Article A.2.1.2.2)}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$. On a : $E_{i28} = 10818, 86 \text{ Mpa}$

❖ **Module de déformation transversale béton :**

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par : $G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$G = 0.4 E$ Pour le béton non fissuré (ELS)

$G = 0.5 E$ Pour le béton fissuré (ELU)

❖ **Coefficient de Poisson :**

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

D'après **CBA93** Article A.2.1.3, le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$ (ELS) **CBA93** (Article A 2.1.3)
- $\nu = 0$ (ELU)

❖ **Contrainte ultime de cisaillement du béton**

La contrainte limite de cisaillement donne par :

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

V_u : Effort tranchant

d:Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \tau_{adm}$, d'après l'article **A.5.2.11** de **BAEL91** on a :

- $\tau_{adm} = \min \left(0,20 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$, cas normal (fissuration peu nuisible).
- $\tau_{adm} = \min \left(0,15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$, cas où la fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

I.7.3 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage de carbone, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types des 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 longitudinale de l'acier est pris égale à : **$E_s = 200000 \text{ MPa}$** .

I.7.3.1 Différents types d'aciers :

a. Les ronds lisses (R.L) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12,14, 16, 20, 25, 32,40 et 50 mm.

b. Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L. Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HA FeE 400** (Limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa}$), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

- Limite élastique : **$f_e = 400 \text{ Mpa}$** .

- Coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$.
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2 * 105 \text{ Mpa}$

c. Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- TL50 ($\emptyset > 6 \text{ mm}$), $f_e = 500 \text{ MPa}$
- TL50 ($\emptyset \leq 6 \text{ mm}$), $f_e = 520 \text{ MPa}$

I.7.3.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier :

✓ Limite d'élasticité garantie f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Types	Nuances	f_e (Mpa)	Emplois
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeTE 40	400	Emploi courant
	FeTE 50	500	
Fils tréfilés HA (type 3)	FeTE 40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	FeTE 50	500	
Treillis soudés Lisses et HA	TSL	500	Emploi courant
	TSHA		

Tableau I.1. Valeurs de la limite d'élasticité de l'acier

Selon le **RPA99 (Article 7.2.2)**, les armatures longitudinales doivent être :

- De haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$.
- L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%

Dans notre ouvrage on utilise :

- L'acier a haute adhérence (HA) : $f_e 400$ pour les armatures longitudinales.
- L'acier rond lisse (RL) : $f_e 235$ pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treilles soudé (TS) : $f_e 500$ pour la dalle de compression.

I.7.3.3 Enrobage [BAEL91 (Article C 2 310 - 2)]

a) valeurs minimales fixées

L'enrobage de chaque armature est au moins égal à :

- Son diamètre, si elle est isolée.
- La largeur du paquet dont elle fait partie, dans le cas contraire.

b) Protection des armatures

Indépendamment des valeurs minimales fixées, l'enrobage de toute armature (qu'il s'agisse d'une armature longitudinale, d'une armature transversale ou même d'une armature Secondaire non calculée), défini comme la distance de l'axe de cette armature au parement Le plus voisin, diminuée du rayon nominal de celle-ci, est au moins égal à :

- 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (cas de certaines constructions industrielles).

- 3 cm pour les parois, coffrées ou non, soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou exposées aux intempéries ou à des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

- 1 cm pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, et non exposées aux condensations (par exemple, planchers intérieurs de logements ou bureaux).

La valeur de 5 cm peut être réduite à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton sont convenablement protégés par un procédé à l'efficacité démontrée. La valeur de 3 cm peut être réduite à 2 cm.

Lorsque la résistance caractéristique du béton à la compression est au moins égale à 40 MPa.

I.7.3.4 Diagramme contraintes déformations :

a. Contrainte limite ultime :

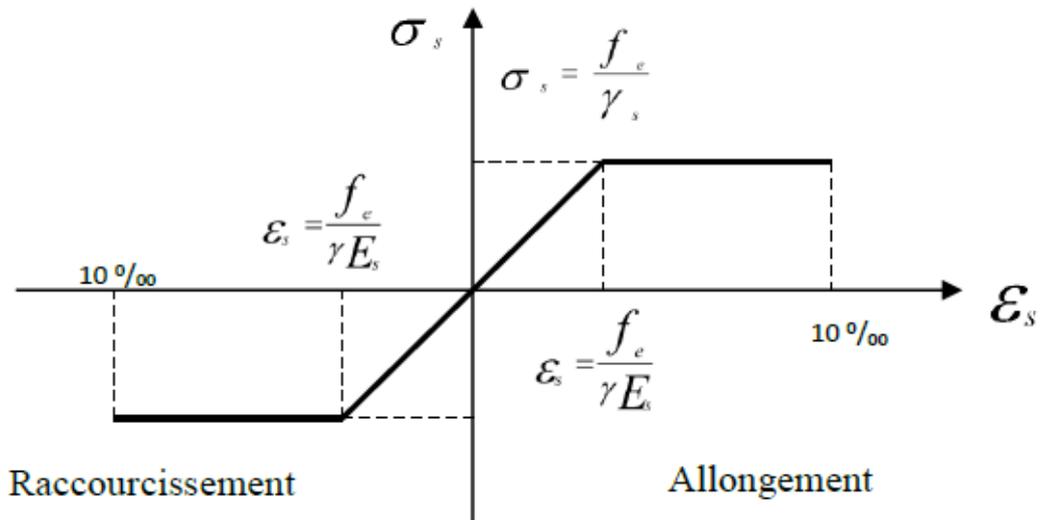


Fig.I.7. Diagramme de contrainte-déformation de l'acier

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

D'où :

- $\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$

Avec :

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Pour : $\epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\%$
- **f_e** : Limite d'élasticité de l'acier. ($f_e=400$)
- **γ_s** : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable ou transitoire.

$\sigma_s = 348$ → En situation durable.

$\sigma_s = 400$ → En situation accidentelle.

$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$ → pour : $\epsilon_s \leq \epsilon_{se}$

b. Contrainte limite de service :

D'après **BAEL91** (Article A.4.5.3.2), on trouve que :

- ✓ Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

Cas où la fissuration est peu nuisible : $\bar{\sigma}_s = f_e$.

Cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} * f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right]. (\text{Mpa}) \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32).}$$

Avec :

- f_{tj} : Résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} * f_e ; 90 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right]. (\text{Mpa}) \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32).}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta = 1$: Pour les ronds lisses, treilles soudées.
- $\eta = 1, 6$: Pour les hautes adhérences $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$.
- $\eta = 1, 3$: Pour les hautes adhérences $\emptyset < 6 \text{ mm}$.

I.8 RÈGLEMENTS ET NORMES UTILISÉS :

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie.

Essentiellement ; nous avons eu recours aux :

- **RPA99** version **2003** (règlement parasismique algériennes).
- **CBA93** (Code du béton armé).
- **DTR B.C.2.2** (Charge permanentes et surcharges d'exploitations).
- **D.T.R C2-4.7** (règlement neige et vent « **R.N.V.1999** »).
- **BAEL91 modifié 99**(béton armé état limite).

Chapitre II :
PRÉ-DIMENSIONNEMENT ET
DESCENTE DES CHARGES

II.1 Introduction :

Le Pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des sections des différents éléments résistants utilisant les règlements du **BAEL91** et le **RPA99/ version2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement.

Ce chapitre consiste à maitre en position le pré dimensionnement des éléments suivants :

- Plancher
- Voiles
- Escaliers
- Poutres
- Balcon
- Poteaux
- L'acrotère

II .2 Pré dimensionnement des éléments :

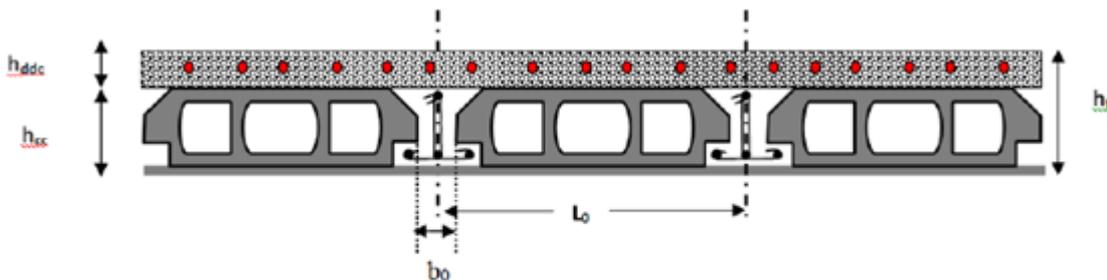
II .2.1 Pré dimensionnement du plancher :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

Ce présent ouvrage admet des planchers à corps creux pour les étages courant, et de type dalles pleines pour (RDC), les balcons et la cage d'escalier.

II .2.1.1 Plancher à corps creux :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistances.



L_0 : distance entre axe des poutrelles. , b_0 : largeur de la nervure.

Fig.II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux

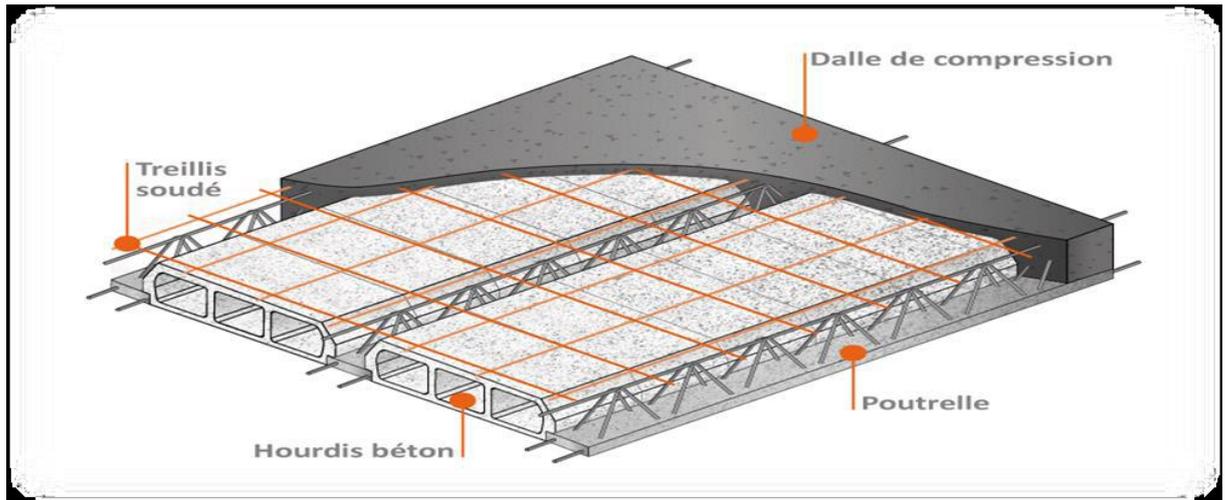


Fig.II.2. Plancher à corps creux

- L'épaisseur des planchers à corps creux est en fonction de la hauteur des poutrelles h_t

On déduit donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \text{Max} \left\{ \frac{l_x}{15} \times \frac{M_t}{M_0}, \frac{l_x}{22.5} \right\}$$

Avec L_x : la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures.

On a : $L_x = 3.98$ m

M_t : le moment en travée $M_t \geq 0.75M_0$.

M_0 : Le moment isostatique correspondant.

Donc :

$$H_t \geq \max \left\{ \frac{l_x}{15} \times \frac{M_t}{M_0}, \frac{l_x}{22.5} \right\}$$

$$H_t \geq \max \{ 19.90; 17.68 \}$$

On adopte $h_t = 20$ cm

On utilise un plancher à corps creux de type (16+4) de dimension, Tel que :

16 cm : l'épaisseur du corps creux.

4 cm : l'épaisseur de la dalle de compression.

II.2.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

- ✓ Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- ✓ Le critère de la continuité (là où il y a plus d'appuis).

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. la largeur de la dalle

De compression à prendre en considération est :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

Avec :

b : la largeur de la table de compression

b₀ : la largeur de la poutrelle.

L₀ = L_x : distance entre axes de poutrelles.

L_y : Travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

ht : Hauteur du plancher = 20cm.

H₀ : Hauteur de la dalle de compression=4cm.

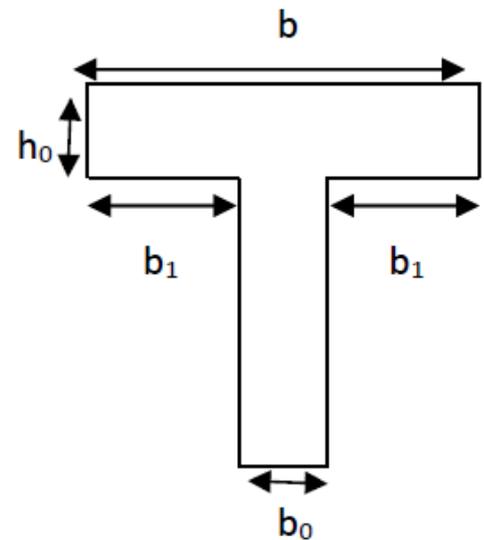


Fig.II.3. Coupe transversale d'une poutrelle

$$b_0 = (8 - 14) \text{ soit } b_0 = 10 \text{ cm}$$

- $b_1 \leq \min(L_{\text{hourdis}}/2 ; L_{\text{max}}/10)$

$$L_{\text{hourdis}} = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min(55/2 ; 448/10) = \min(27.5 ; 44.8) = 27.5 \text{ cm}$$

- $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$

$$30 \leq b_1 \leq 40$$

On prend la plus petite valeur de b₁ selon RPA : b₁ = 27.5 cm

$$b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } b = 65 \text{ cm}$$

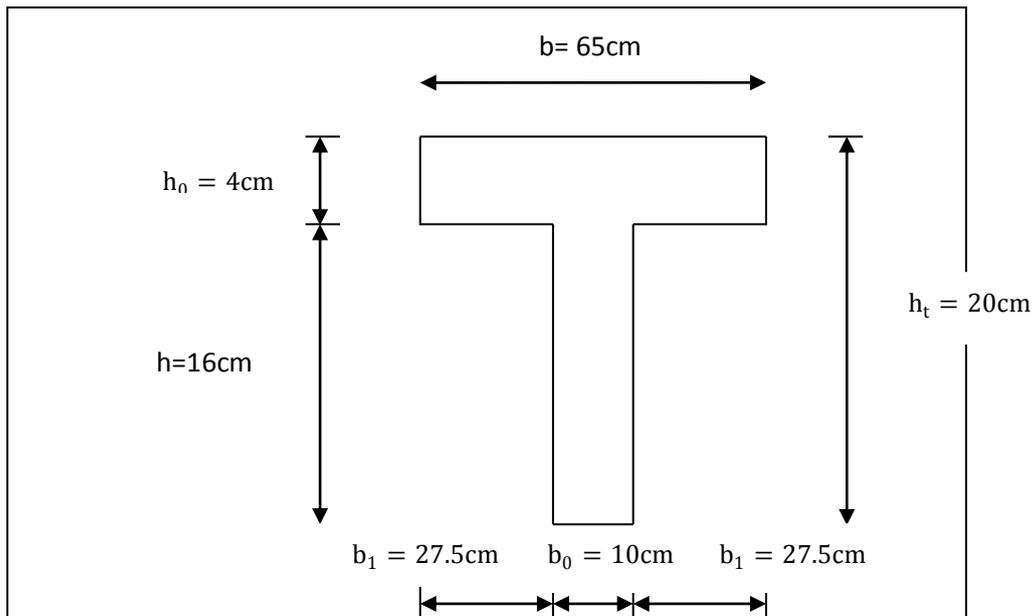


Fig.II.4. Dimension du plancher corps creux

II.2.1.2 Plancher à dalles pleines :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs.)

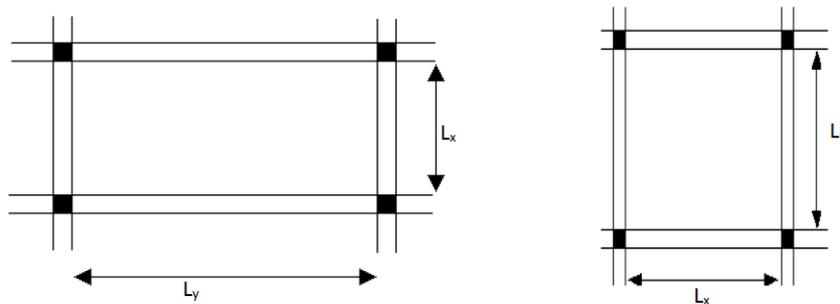


Fig.II.5. Dimension d'un panneau de dalle

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

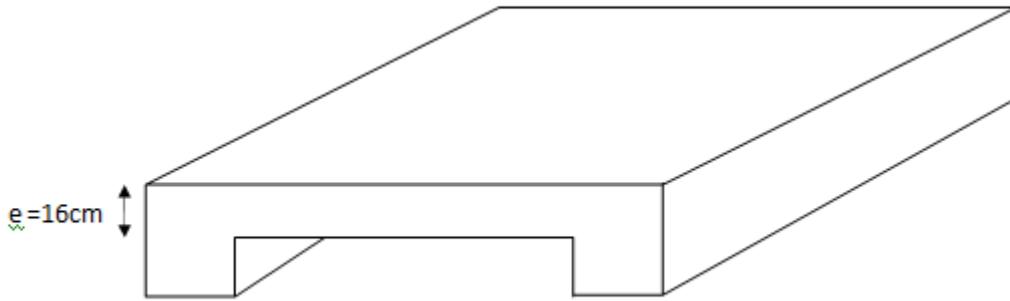


Fig.II.6. Panneau de dalle

➤ **Résistance au feu :**

- e = 7 cm pour une heure de coup de feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.
- e = 17.5 cm pour quatre heures de coup de feu.

On adopte : e = 16 cm.

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « BAEL 91 » en vigueur en l’Algérie l’épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 16 cm.

➤ **Résistance à la flexion :**

Dalle reposant sur deux appuis..... $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{35}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$L_x = 4.48 \text{ m} = 448\text{cm}.$

$448/ 50 \leq e \leq 448/40.$

$8.96 \leq e \leq 11.2.$

Finalement on adopte l’épaisseur de la dalle pleine **e =16 cm**

II.6.2. Pré dimensionnement des escaliers :

Définition :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

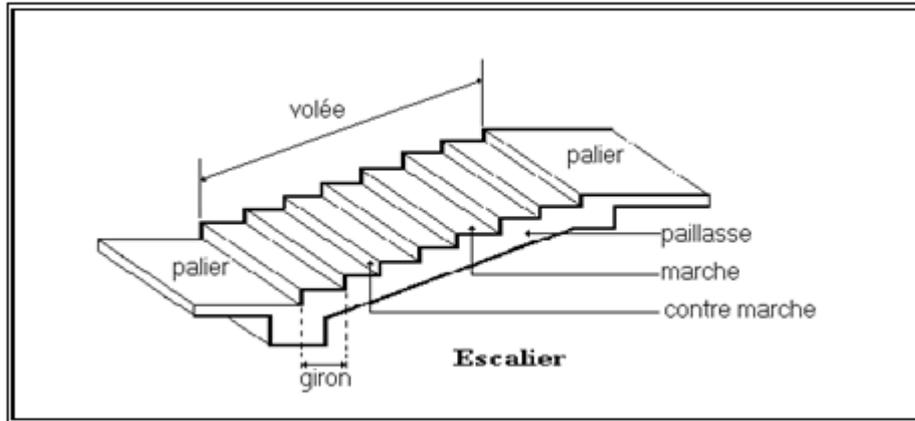


Fig.II.7. Volée d'escalier

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est de type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers

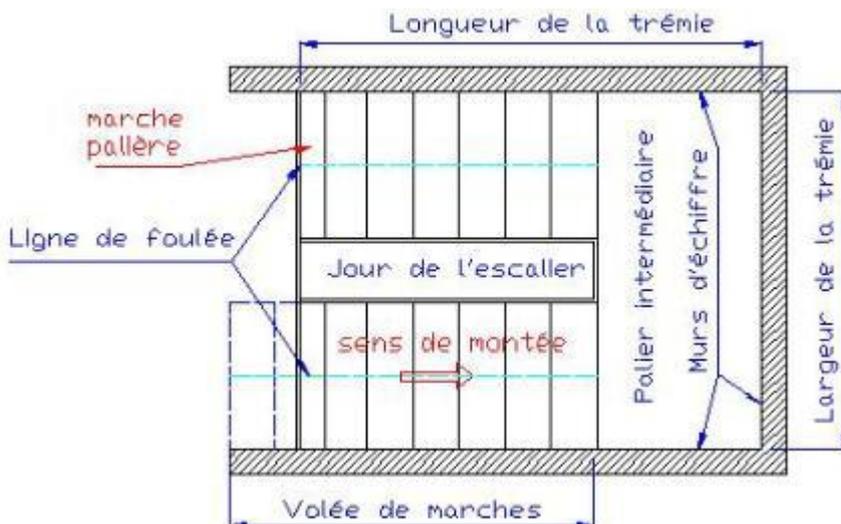


Fig.II.8. Cage d'escaliers

Il est caractérisés par :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches.

Pour notre construction, Les escaliers composent à 2 volées et 2 paliers à chaque étage.

Dimensionnement d'escalier :

Conditions d'accès facile :

Bâtiment à usage d'habitation : l'embranchement de 1 à 1.5m.

Pour passer d'un étage a l'autre facilement on prendre les dimensions des marche "g" et des contre marches "h" on utilise généralement la formule des "**blondel**" Avec :

$$60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm} \text{ avec } \rightarrow m = g + 2h$$

La valeur de **h** et **g** est compris entre :

$$14 \text{ cm} < \mathbf{h} < 20 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 22 \text{ cm} < \mathbf{g} < 33 \text{ cm}$$

On prend :

- **g** = 30 cm
- **h** = 17 cm

Volée d'escalier de l'étage courant :

Hauteur d'étage H = 3.0 m

1) Vérification de la formule de blondel:

$$60 \text{ cm} \leq \mathbf{m} \leq 65 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{m} = g + 2 \times h = 30 + 2 \times 17 = \mathbf{64 \text{ cm}}$$

$$\rightarrow 60 \text{ cm} \leq \mathbf{64 \text{ cm}} \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

2) La hauteur de vole :

$$H_v = \frac{\text{hetage}}{2} = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m} \approx 1.5 \text{ m}$$

3) Nombre des contre marches "Nc":

$$N_c = \frac{H_v}{h_{march}} = \frac{1.50}{17} = 9$$

4) Nombre des marches "Nm" :

$$N_m = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

5) La ligne de foulé "

$$l_f = g \times N_m = 0.3 \times 8 = 2.4 \text{ m}$$

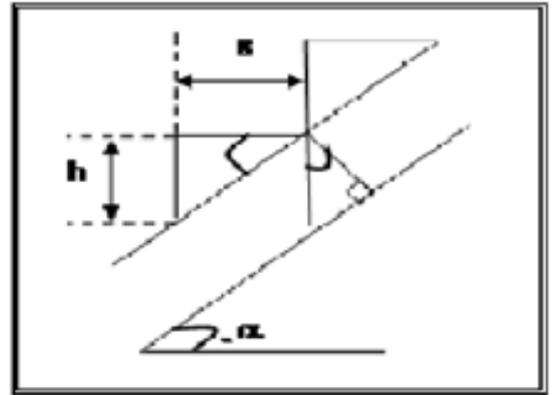


Fig.II.9. Schéma statique de l'escalier

6) Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{l_f} = \frac{1.50}{2.4} = 0.625 \rightarrow \alpha = 32^\circ \text{ donc } \alpha = 30^\circ$$

7) Epaisseur paillasse "e":

Est calculée suivant les conditions ci- après : $\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{30}$

Avec :

l : la longueur de paillasse est calculé comme suite :

$$l = \sqrt{(h_v^2 + l_f^2)} = \sqrt{(1.5^2 + 2.4^2)} = 2.83 \text{ m}$$

$$\frac{283}{30} \leq e \leq \frac{283}{20} \rightarrow 9.4 \text{ cm} \leq e \leq 14.2 \text{ cm}$$

→ Pour assurer la déformabilité des escaliers on fixe : $e = 15 \text{ cm}$

Volée d'escalier du Rez –De–Chaussée :

$$\text{Hauteur d'étage } H = 3.23 \text{ m}$$

1) Vérification de la formule de blondel:

$$60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm} \rightarrow m = g + 2 \times h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

2) La hauteur de vole :

$$H_v = \frac{\text{hetage}}{2} = \frac{3.23}{2} = 1.61 \text{ m} \approx 1.60 \text{ m}$$

3) Nombre des contre marches "Nc":

$$Nc = \frac{Hv}{hmarch} = \frac{160}{17} = 9 \text{ contre marches}$$

4) Nombre des marches "Nm" :

$$Nm = Nc - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

5) La ligne de foulé "

$$lf = g \times Nm = 0.3 \times 8 = 2.4 \text{ m}$$

6) Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{Hv}{lf} = \frac{1.60}{2.4} = 0.66 \rightarrow \alpha = 33.42^\circ$$

7) Epaisseur paillasse "e":

Est calculée suivant les conditions ci- après : $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$

Avec :

l : la longueur de paillasse est calculé comme suite :

$$l = \sqrt{(hv^2 + lf^2)} = \sqrt{(1.6^2 + 2.4^2)} = 2.83 \text{ m}$$

$$\frac{283}{30} \leq e \leq \frac{283}{20} \rightarrow 9.4 \text{ cm} \leq e \leq 14.2 \text{ cm}$$

→ Pour assurer la déformabilité des escaliers on fixe : **e = 15 cm**

II.2.3. Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version2003, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$$L \geq 4 e$$

avec :

L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

L'épaisseur minimale du voile 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 selon les formules suivantes :

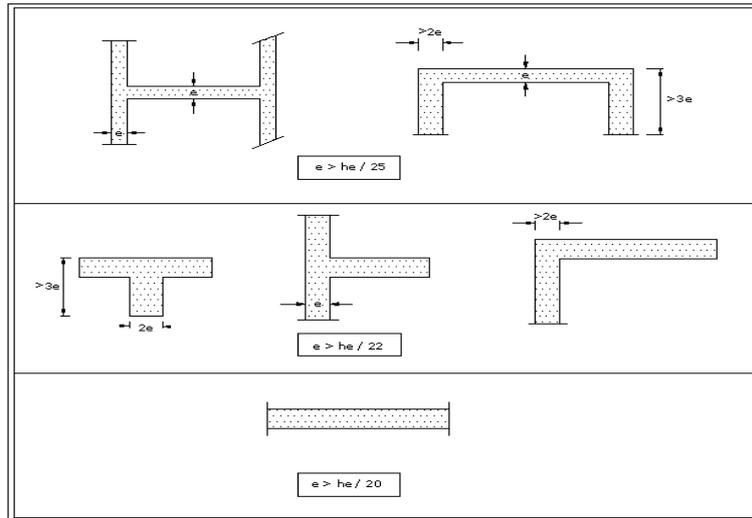


Fig.II.10. Dimensions à respecter par les voiles

- Pour étage courant :

la hauteur d'étage , $h_e = 3,06$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h_e / 20 \rightarrow e \geq 306 / 20 \Rightarrow e \geq 15.30 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} ; h_e / 20) \Rightarrow e \geq \max (15 ; 15.30)$$

$$e \geq 15.30 \text{ cm}$$

on adopte que : **e=20 cm**

- Pour le RDC :

La hauteur de RDC , $h_e = 3.23$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h_e / 20 \rightarrow e \geq 323 / 20 \Rightarrow e \geq 16.15 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} ; h_e / 20) \Rightarrow e \geq \max (15 ; 16.15)$$

$$e \geq 16.15 \text{ cm}$$

on adopte que : $e=20\text{ cm}$

II.2.4. Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 des RPA 99/Version2003 suivant :

- $b \geq 20\text{ cm}$.
- $h \geq 30\text{ cm}$.
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} = 1,5 h + (b_1 \text{ ou } h_1)$

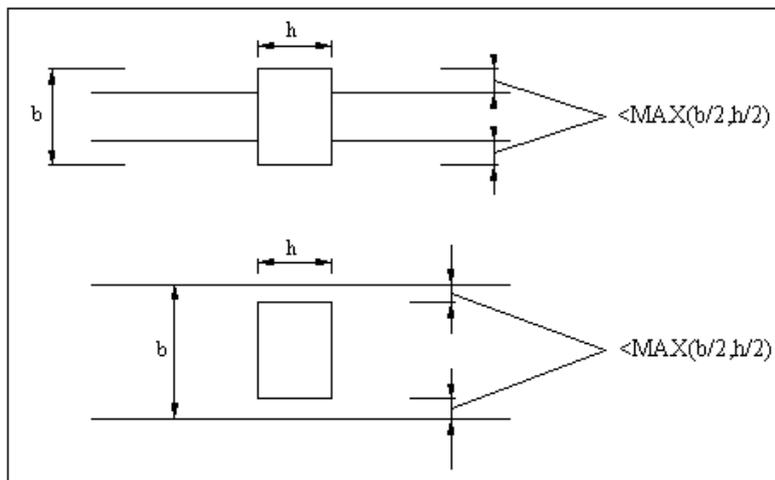


Fig.II. 11. Dimensions à respecter par les poutres

- **Condition de la flèche :**

On a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Tel que : L : la longueur de la poutre ; h : La hauteur de la poutre ; b : La largeur de la poutre

- Poutres principales :

Pour les poutres de la portée : $L = 4.48\text{ m}$

$29.86 \leq h \leq 44.80\text{cm}$; on prend : $h = 40\text{ cm}$ et $b = 30\text{ cm}$.

- Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99 :

$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30 \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$

$h \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 40 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$

$h/b \leq 4 \Rightarrow (40/30) = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv}$

• Poutres secondaires :

Pour les poutres de la portée : $L = 3.80 \text{ m}$

$25.46 \leq h \leq 38.20 \text{ cm}$; on prend : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

- Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99

$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$

$h \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 35 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$

$h/b \leq 4 \Rightarrow (35/30) = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv}$

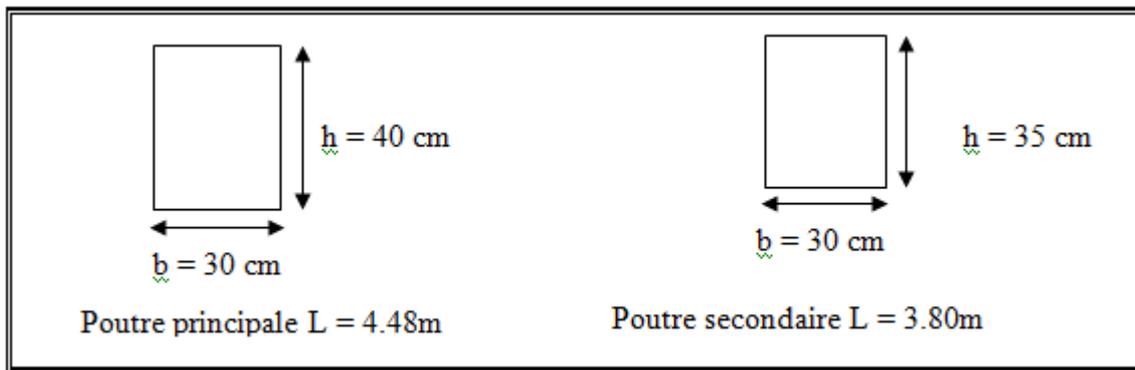


Fig.II.12. Dimensions des poutres principale et secondaire

II.2.5. Pré dimensionnement du balcon :

Les balcons sont des dalles pleines encastres dans les poutres, Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalle pleines d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions.

Leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivant : $\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$

L: est la largeur du plus grand balcon.

Dans notre cas : $L = 1.25 \text{ m}$

$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7 \longrightarrow \frac{1.25}{15} \leq e \leq \frac{1.25}{20} + 7 \longrightarrow 8.33 \text{ cm} \leq e \leq 13.25 \text{ cm}$

Donc : on adopte l'épaisseur de balcon : $e = 12 \text{ cm}$

Avec des considération pratique (expérience), on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majoré à : $e = 16 \text{ cm}$

II.2.6. Pré dimensionnements des Poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

• **Critère de résistance :**

L'effort normal ultime N_u est obtenu par la formule suivante d'après les règles BAEL 91 :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \times \left(\frac{A_s}{B} \right)}$$

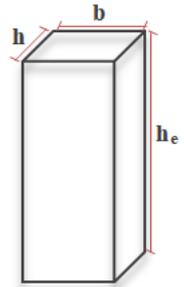


Fig.II.13. Dimensions d'un poteau de section rectangulaire

Avec :

Br: section réduite du poteau $B_r = (a-0.02) (b-0.02) m^2$.

Nult: Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1.35G + 1.5Q$).

fc28 : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend : $f_{c28} = 25 MPa$)

Fe : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : $f_e = 400 MPa$)

As : section d'armature dans le poteau

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que : $\gamma_b = 1.5$ (situation durable ou transitoire).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : $\gamma_s = 1.15$ (situation durable ou transitoire).

α : coefficient dépendant de l'élançement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

- si $\lambda \leq 50$: $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \cdot (\lambda / 35)^2)$;

- si $50 < \lambda < 70$: $\alpha = 0.60 (50 / \lambda)^2$.

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élançement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$

D'où : $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \cdot 1) = 0.708$

Alors d'après le RPA99/version 2003

$A_s/B = 0.8\%$ (zone IIa)

$$\Rightarrow \frac{N_u}{B_r} \leq \alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{0.8f_e}{100\gamma_s} \right) \Rightarrow B_r \geq 0.64 N_u \quad (B_r \text{ en } cm^2 \text{ et } N_u \text{ en KN}).$$

D'après l'RPA2003 :

Vérification selon RPA 99 version 2003 :

$$\text{Min} (b ; h) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min} (b ; h) \geq h/20 \text{ cm}$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4$$

Vérification au flambement :

Il s'agit de vérifier que l'élanement du poteau soit inférieur ou égal à 3 :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , \quad i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}} \quad , \quad L_f = 0.7L_0 \quad , \quad I_{\min} = \frac{b \times h^3}{12}$$

λ : L'élanement du poteau.

L_f : longueur de flambement.

i_{\min} : rayon de giration.

I_{\min} : moment d'inertie de la section.

L_0 : longueur libre du poteau comptée entre faces supérieures.

$$\bullet \quad \lambda = 35 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.708 \quad \rightarrow \quad Br \geq 0.064Nu$$

Nu est déterminé à partir de la descente des charges.

II.2.6. L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments, comme il peut servir de garde-corps pour les terrasses accessibles.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

a. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire

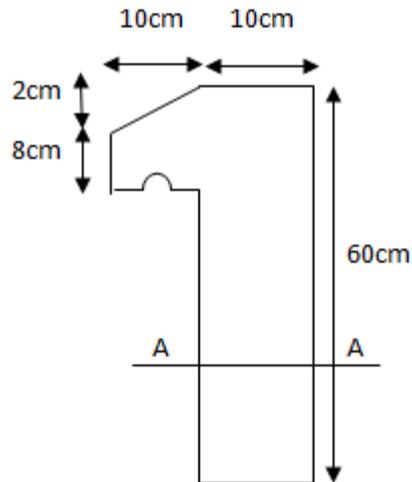


Fig.II.14. Acrotère

b. Évaluation des charges et surcharges :

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	1

Tableau II.1. Charge et surcharge de l'acrotère

$Q_{acr} = 1 \text{ KN/ml}$ (DTR B.C.2.2)

II.3. Evaluation des charges :

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

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ♦ Les charges permanentes (**G**).
- ♦ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

Évaluation des charges et surcharges :

Les planchers :

a)-Plancher RDC dalles pleines : (Commercial)

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40

Lit de sable	0.02	18	0,36
Dalle pleine	0.16	25	4
Enduit de plâtre	0.02	10	0,2
Cloison légère	-	-	1,3
Total charge permanent			G=6.7 KN/m²

Tableau II.2. Charge permanent due au plancher commercial RDC (dalle pleines)

Surcharges d'exploitation : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

b)-Plancher étage courant (corps creux) :

Couche et épaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Cloison	----	1,20
Carrelage 2(cm)	22	0,44
Mortier de pose 2(cm)	20	0,40
Couche de sable 2 (cm)	18	0.36
P-Corps creux 20(cm)	----	3.25
Enduit de plâtre 2 (cm)	10	0,20
Charge permanente (KN/m²)		5,85

Tableau II.3. Charge permanente due au plancher étage courant (corps creux)

Surcharges d'exploitation : $Q=1,5\text{KN/m}^2$

c)- Plancher terrasse (corps creux) : (inaccessible)

Couche et épaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Gravillon roulé 5(cm)	17	0,85
Etanchéité ----	----	0,12
Isolation thermique 5(cm)	0.3	0,015
Forme en pente 10(cm)	22	2.20
P-Corps creux 20(cm)	14	3.25
Enduit de plâtre 2 (cm)	10	0.20
Charge permanente (KN/m²)		6,63

Tableau II.4. Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux)

Surcharges d'exploitation = 1KN/m^2

Les balcons :

a- Balcon terrasse :

Couche et épaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Gravillon roulé 5 cm	17	0.85
Etanchéité ----	----	0,12
Isolation thermique 5 cm	0.3	0.015
Forme en pente 10 cm	22	2.2
Dalle pleine 16 cm	25	4.00
Enduit de ciment 2 cm	20	0.40
Charge permanente (KN/m²)		7.59

Tableau II.5. Charge permanente due au balcon terrasse (corps creux)

Surcharge d'exploitation Q=1.00 KN/m²

a- Balcon d'étage courant :

Couche et épaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Gravillon roulé 2 cm	22	0.44
Mortier de pose 3 cm	20	0,40
Lit de sable 3 cm	18	0.36
Dalle pleine 16 cm	25	4.00
Enduit de ciment 2 cm	20	0.40
Charge permanente (KN/m²)		5.60

Tableau II.6. Charge permanente due au balcon étage

Surcharge d'exploitation Q=3.50 KN/m²

Les murs :

a-Murs extérieurs (épaisseur e=30 cm) :

Couche et épaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit de plâtre 1.5 cm	10	0.15
Brique creux 10 cm	----	0,90
L'aime d'aire 5 cm	----	----
Brique creux 15 cm	----	1.30
Enduit de ciment 2 cm	20	0.40
Charge permanente (KN/m²)		2.75

Tableau II.7. Charge permanente due aux murs extérieures

b-cloison intérieure (épaisseur e=10 cm) :

Couche et épaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit de plâtre 1.5 cm	10	0.15
Brique creux 10 cm	----	0,90
Enduit de plâtre 5 cm	10	0.15
Charge permanente (KN/m²)		1.2

Tableau II.8. Charge permanente due aux cloisons

c-cloison intérieure à doubles parois :

Couche et épaisseur(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit de plâtre 1.5 cm	10	0.15
Brique creux 10 cm	----	0,90
L'aire d'aire 5 cm	----	----
Brique creux 15 cm	----	1.30
Enduit de ciment .5cm	20	0.15
Charge permanente (KN/m²)		2.50

Tableau II.9. Charge permanente due aux cloisons intérieure à double

Les escaliers :

a- le palier :

matériaux et épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage 0.02	22	0.44
Mortier de pose 0.02	20	0,40
Couche de sable fin 0.02	18	0.36
Poids propre du palier 0.16	25	4
Enduit de ciment 0.02	20	0.40
Charge permanente (KN/m²)		5.6

Tableau II.10. Charge permanente des paliers

Surcharges d'exploitation : Q=2.5KN/m²

b- la paillasse avec inclinaison : 33.42°

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Couche de sable fin	0.02	18	0,36
Poids propre des marches	0.17/2	25	2.25
Poids propre de paillasse	0.16× 25 /cos 33.42		4.79
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total charge permanant			G=8.64 KN/m²
Surcharge d'exploitation (KN/m²)			Q=2.5

Tableau II.11. Evaluation des charges paillasse RDC

a- la paillasse avec inclinaison : 30°

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Couche de sable fin	0.02	18	0,36
Poids propre des marches	0.17/2	25	2.25
Poids propre de paillasse	0.16× 25 /cos 30		4.61
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total charge permanant			G=8.46 KN/m²
Surcharge d'exploitation (KN/m²)			Q=2.5

Tableau II.12. Evaluation des charges paillasse

II.4. Descente des charges :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le RPA les poteaux de rives et d'angles, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

La descente de charges a pour but de déterminer les charges d'exploitation (Q) et les charges permanentes (G) revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation par dégression enfin de trouver l'effort à l'état limite ultime et à l'état limite de service. Permettant le calcul des ferraillements.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges trois poteaux qui sont :

- Poteau d'angle.
- Poteau de rive.
- Poteau centrale.

➤ Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort (G)
- Les charges d'exploitation ou surcharges (Q)

1. Les charges permanentes :(G)

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

2. Les charges d'exploitation :(Q)

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le **D.T.R** des charges permanentes et charges d'exploitations.

• **Dégression des charges :**

Elles s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes, c’est le cas des bâtiments à usage d’habitation ou d’hébergement.

Soit Q_0 la charge d’exploitation sur la terrasse courante du bâtiment $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d’exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3... n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

• **Application de la dégression (DTR BC 2.2.6.3).**

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 $(\frac{3+n}{2*n})$ 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).

On a opté pour le calcul des points d’appui les charges d’exploitation suivantes :

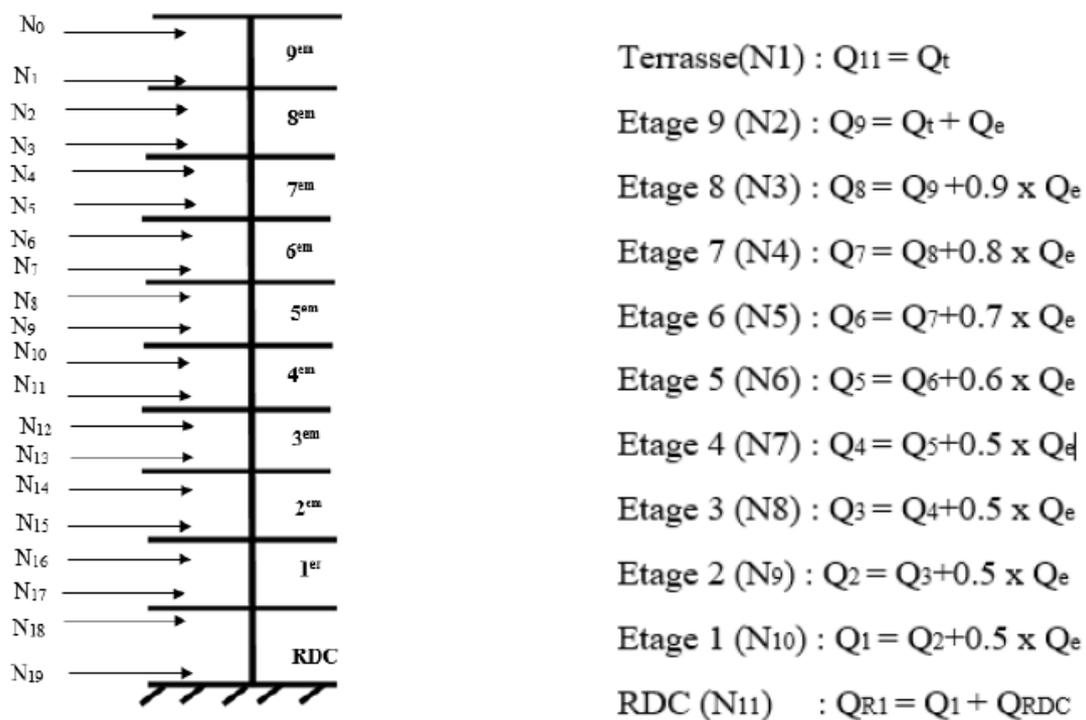


Fig.II.15. La loi de Dégression des charges

II.10.1 Poteau d'angle (A 4) :

- RDC et 1er étage poteau (50×50) :

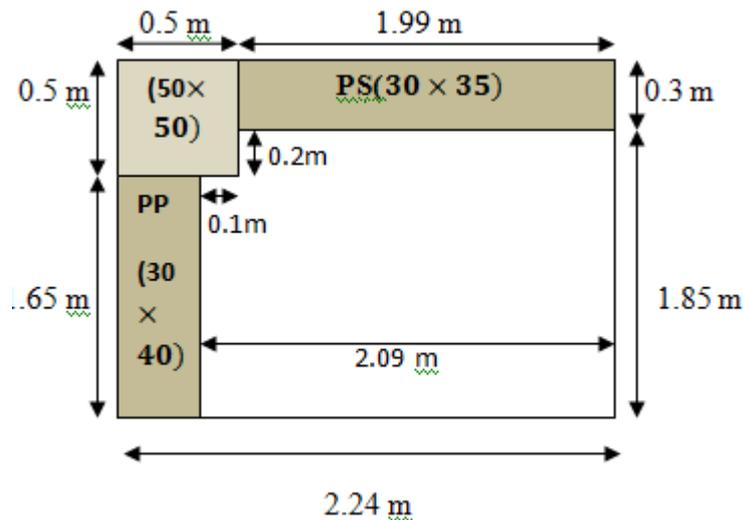


Fig.II.16. Les sections entourées par le poteau d'angle de 1^{er} étage et RDC

- Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

*calcul de surface :

$$S = (1.85 \times 2.09) - (0.2 \times 0.1) \Rightarrow S = 3.846 \text{ m}^2$$

$$S' = 2.24 \times 2.15 \Rightarrow S' = 4.816 \text{ m}^2$$

*calcul les charges permanentes G :

- Plancher RDC ($G = 6.7 \text{ KN/m}^2$)

$$G = 6.7 \times S = 6.7 \times 3.846 \Rightarrow G = 25.768 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant ($G = 5.85 \text{ KN/m}^2$)

$$G = 5.85 \times S = 5.85 \times 3.846 \Rightarrow G = 22.499 \text{ KN}$$

- Les poteaux

- Etage courant : $G = 0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$

- RDC : $G = 0.5 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 20.187 \text{ KN}$

- Les poutres

$$G_{\text{poutre.p}} = 0.4 \times 0.3 \times (1.65) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.p}} = 4.95 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}} = 0.35 \times 0.3 \times (1.99) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.s}} = 5.223 \text{ KN}$$

- Mur extérieur ($G = 2.75 \text{ KN/m}^2$)

- Etage courant : $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$G = 2.75 (3.06 - 0.35) \times (1.99) \Rightarrow G = 14.830 \text{ KN}$$

$$G = 2.75 (3.06 - 0.40) \times (1.65) \Rightarrow G = 12.069 \text{ KN}$$

✓ RDC : $h_{RDC}=3.23$ m

$$G=2.75 (3.23-0.35) \times (1.99) \Rightarrow G=15.760 \text{ KN}$$

$$G=2.75 (3.23-0.40) \times (1.65) \Rightarrow G=12.841 \text{ KN}$$

*calcul les charges d'exploitation :

- Plancher étage courant ($Q=1.5 \text{ KN/m}^2$)

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 3.846 \Rightarrow Q=5.769 \text{ KN}$$

- Plancher RDC ($Q=2.5 \text{ KN/m}^2$)

$$Q=2.5 \times S=2.5 \times 3.846 \Rightarrow Q=9.615 \text{ KN}$$

- 2^{em} et 3^{em} étage poteau (45×45) :

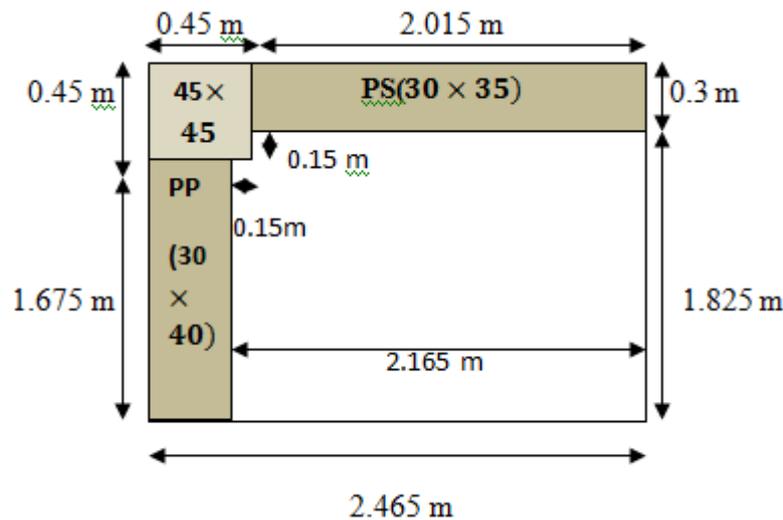


Fig.II.17. Les sections entourées par le d'angle à 2^{eme} et 3^{eme} étage

- Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

*calcul de surface :

$$S= (1.825 \times 2.165) - (0.15 \times 0.15) \Rightarrow S=3.928 \text{ m}^2$$

$$S'=2.465 \times 2.125 \Rightarrow S'=5.238 \text{ m}^2$$

*calcul les charges permanentes G :

- Plancher étage courant ($G=5.85 \text{ KN/m}^2$)

$$G=5.85 \times S=5.85 \times 3.928 \Rightarrow G=22.978 \text{ KN}$$

- Les poteaux

- Etage courant : $G=0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25= 15.491 \text{ KN}$

- Les poutres

$$G_{\text{poutre.p}}=0.4 \times 0.3 \times (1.675) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.p}} = 5.025 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}}=0.35 \times 0.3 \times (2.015) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.s}} = 5.289 \text{ KN}$$

- Mur extérieur ($G=2.75 \text{ KN/m}^2$)
 - Etage courant : $h_e=3.06 \text{ m}$

$$G=2.75 (3.06-0.35) \times (2.015) \Rightarrow G= 15.016 \text{ KN}$$

$$G=2.75 (3.06-0.40) \times (1.657) \Rightarrow G=12.120 \text{ KN}$$

***calcul les charges d'exploitation :**

- Plancher étage courant ($Q=1.5 \text{ KN/m}^2$)

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 3.928 \Rightarrow Q=5.892 \text{ KN}$$

-4^{em} jusqu'à 7^{em} étage poteau (40×40) :

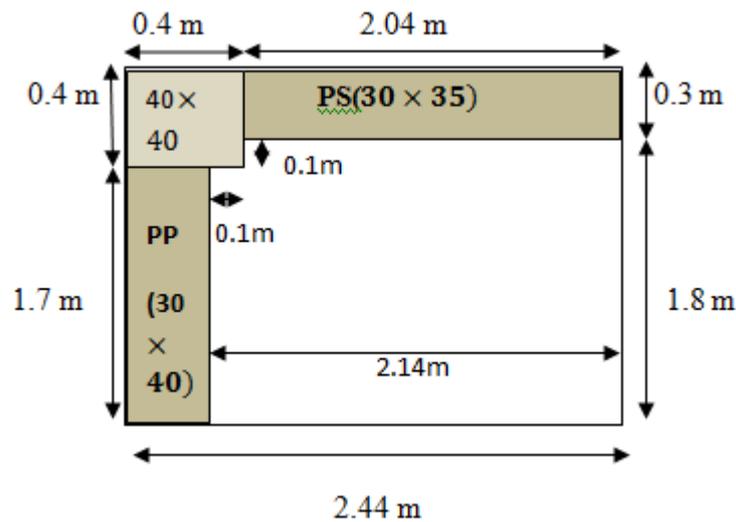


Fig.II.18. Les sections entourées par le poteau d'angle à 4^{eme} jusqu'à 7^{eme} étages

- Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

***calcul de surface :**

$$S= (1.8 \times 2.14) - (0.1 \times 0.1) \Rightarrow S=3.842 \text{ m}^2$$

$$S'=2.44 \times 2.1 \Rightarrow S'=5.124 \text{ m}^2$$

***calcul les charges permanentes G :**

- Plancher étage courant ($G=5.85 \text{ KN/m}^2$)

$$G=5.85 \times S=5.85 \times 3.842 \Rightarrow G=22.475 \text{ KN}$$

- Les poteaux

- Etage courant : $G=0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25= 12.24 \text{ KN}$

- Les poutres

$$G_{\text{poutre.p}}=0.4 \times 0.3 \times (1.7) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.p}} = 5.1 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}}=0.35 \times 0.3 \times (2.04) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.s}} = 5.355 \text{ KN}$$

- Mur extérieur ($G=2.75 \text{ KN/m}^2$)

Étage courant : $h_e=3.06 \text{ m}$

$$G=2.75 (3.06-0.35) \times (2.04) \Rightarrow G=15.203 \text{ KN}$$

$$G=2.75 (3.06-0.40) \times (1.7) \Rightarrow G=12.435 \text{ KN}$$

***calcul les charges d'exploitation :**

- Plancher étage courant ($Q=1.5 \text{ KN/m}^2$)

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 3.842 \Rightarrow Q=5.763 \text{ KN}$$

-8^{em} et 9^{em} étage poteau (30×30) :

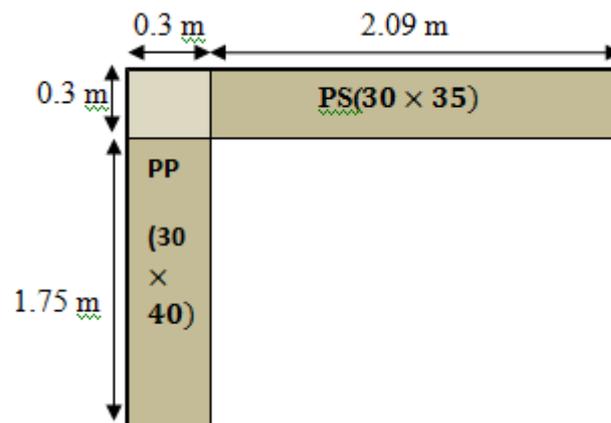


Fig.II.19. Les sections entourées par le poteau d'angle à 8^{eme} et 9^{eme} étages

- Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

***calcul de surface :**

$$S= (2.09 \times 1.75) \Rightarrow S=3.657 \text{ m}^2$$

$$S'=2.05 \times 2.39 \Rightarrow S'=4.899 \text{ m}^2$$

***calcul les charges permanentes G :**

- Plancher étage courant ($G=5.85 \text{ KN/m}^2$)

$$G=5.85 \times S=5.85 \times 3.657 \Rightarrow G=21.393 \text{ KN}$$

- Plancher terrasse 9^{em} étage ($G=6.63 \text{ KN/m}^2$)

$$G=6.63 \times S=6.63 \times 3.657 \Rightarrow G=24.245 \text{ KN}$$

- Les poteaux

- Etage courant : $G=0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25= 6.885 \text{ KN}$

- Les poutres

$$G_{\text{poutre.p}}=0.4 \times 0.3 \times (1.75) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.p}}=5.25 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}}=0.35 \times 0.3 \times (2.09) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.s}}=5.486 \text{ KN}$$

- Mur extérieur (G=2.75 KN/m²)
 - Etage courant : h_e=3.06 m

$G=2.75 (3.06-0.35) \times 2.09 \Rightarrow G=15.575 \text{ KN}$

$G=2.75 (3.06-0.4) \times 1.75 \Rightarrow G=12.801 \text{ KN}$

- L'Acrotère (G=1.725 KN/m)

$G_{\text{acrotère}}=1.725 \times 4.34 = 7.486 \text{ KN}$

***calcul les charges d'exploitation :**

- Plancher terrasse (Q=1 KN/m²)

$Q=1 \times S'=1 \times 4.899 \Rightarrow Q=4.899 \text{ KN}$

- Plancher étage courant (Q=1.5 KN/m²)

$Q=1.5 \times S=1.5 \times 3.657 \Rightarrow Q= 5.485 \text{ KN}$

- Charges et surcharges revenants au poteau :

N ⁰ du niveau	Élément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G(KN)	Q(KN)
N ₀	plancher terrasse	4.899	1	24.245	4.899
	L'acrotère			7.486	
	P.Principale			5.250	
	P.secondeaire			6.885	
	totale			43.866	4.899
N ₁	Venant de N ₀			43.866	4.899
	Poids poteau			6.885	
	Poids mur extérieure			28.376	
	totale			79.127	4.899
N ₂	Venant de N ₁			79.127	4.899
	Plancher étage	5.485	1	21.393	5.485
	P.Principale			5.250	
	P.secondeaire			6.885	
	totale			112.655	10.384
N ₃	Venant de N ₂			112.655	10.384
	Poids poteau			6.885	
	Poids mur extérieur			28.376	

	totale			147.916	10.384
N ₄	Venant de N ₃			147.916	10.384
	Plancher étage	5.763	0.9	22.475	5.186
	P.Principale			5.1	
	P.seconde			5.355	
	totale			180.846	15.57
N ₅	Venant de N ₄			180.846	15.57
	Poids poteau			12.24	
	Poids mur extérieur			27.638	
	Total			220.724	15.57
N ₆	Venant de N ₅			220.724	15.57
	Plancher étage	5.763	0.8	22.475	4.610
	P.Principale			5.1	
	P.Secondaire			5.355	
	Totale			253.654	20.18
N ₇	Venant N ₆			253.654	20.18
	Poids poteau			12.24	
	Poids mur extérieur			27.638	
	Totale			293.532	20.18
N ₈	Venant de N ₇			293.532	20.18
	Plancher étage	5.763	0.7	22.475	4.034
	P.Principale			5.1	
	P.seconde			5.355	
	Totale			326.462	24.214
N ₉	Venant de N ₈			326.462	24.214
	Poids poteau			12.24	
	Poids mur extérieur			27.638	
	Totale			366.34	24.214
N ₁₀	Venant de N ₉			366.34	24.214
	Plancher étage	5.763	0.6	22.475	3.457
	P.Principale			5.1	
	P.seconde			5.355	

	Totale			399.27	27.617
N ₁₁	Venant de N ₁₀			399.27	27.617
	Poids poteau			12.24	
	Poids mur extérieur			27.638	
	Totale			439.148	27.617
N ₁₂	Venant de N ₁₁			439.148	27.617
	Plancher étage	5.892	0.5	22.978	2.946
	P.Principale			5.025	
	P.secondeaire			5.289	
	Totale			472.44	30.563
N ₁₃	Venant de N ₁₂			472.44	30.563
	Poids poteau			15.491	
	Poids mur extérieur			27.136	
	Totale			515.067	30.563
N ₁₄	Venant de N ₁₃			515.067	30.563
	Plancher étage	5.892	0.5	22.978	2.946
	P.Principale			5.025	
	P.secondeaire			5.289	
	Totale			548.359	33.509
N ₁₅	Venant de N ₁₄			548.359	33.509
	Poids poteau			15.491	
	Poids mur extérieur			27.136	
	Totale			590.986	33.509
N ₁₆	Venant de N ₁₅			590.986	33.509
	Plancher étage	5.769	0.5	22.499	2.884
	P.Principale			4.95	
	P.secondeaire			5.223	
	Totale			623.658	36.393
N ₁₇	Venant de N ₁₆			623.658	36.393
	Poids poteau			19.125	
	Poids mur extérieur			26.899	
	Totale			669.682	36.393

N ₁₈	Venant de N ₁₇			669.682	36.393
	Plancher étage	9.615	0.5	25.768	4.807
	P.Principale			4.95	
	P.secondeaire			5.223	
	Totale			705.623	41.201
N ₁₉	Venant de N ₁₈			705.623	
	Poids poteau			20.187	
	Poids mur extérieur			28.601	
	Totale			754.411	41.201

Tableau II.13. Descente des charges pour poteau d'angle

$G_t = 754.411 \text{ KN}$ et $Q_t = 41.201 \text{ KN}$

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 754.411 + 1.5 \times 41.201 = 1080.256 \text{ KN}$

$N_s = 754.411 + 41.201 = 795.612 \text{ KN}$

II.10.2 Poteau intermédiaire (F3) :

- RDC et 1er étage poteau (50×50) :

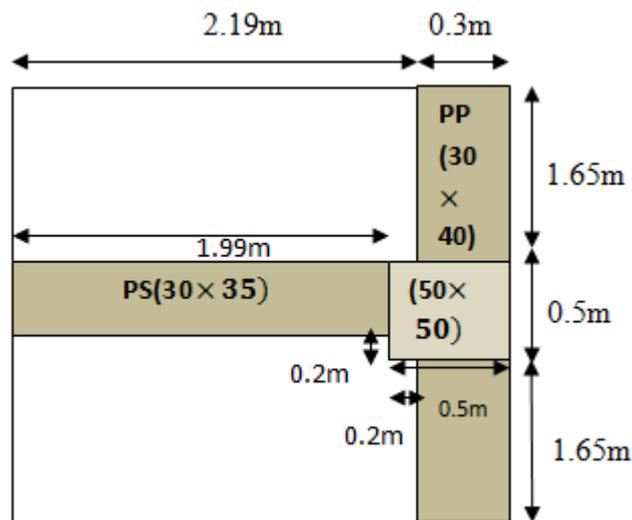


Fig.II.20. Les sections entourées par le poteau intermédiaire à RDC et 1^{er} étages

- Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

*calcul de surface :

$$S = (1.65 \times 2.19) + [(2.19 \times 1.85) - (0.2 \times 0.2)] \Rightarrow S = 7.625 \text{ m}^2$$

$$S' = 2.49 \times 3.8 \Rightarrow S' = 9.462 \text{ m}^2$$

***calcul les charges permanentes G :**

- Plancher RDC ($G=6.7 \text{ KN/m}^2$)

$$G=6.7 \times S=6.7 \times 7.625 \Rightarrow G=51.087 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant ($G=5.85 \text{ KN/m}^2$)

$$G=5.85 \times S=5.85 \times 7.625 \Rightarrow G=44.605 \text{ KN}$$

- Les poteaux

$$\text{- Etage courant : } G=0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$$

$$\text{- RDC : } G=0.5 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 20.187 \text{ KN}$$

- Les poutres

$$G_{\text{poutre.p}}=0.4 \times 0.3 \times (1.65+1.65) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.p}}=9.9 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}}=0.35 \times 0.3 \times (1.99) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.s}}=5.223 \text{ KN}$$

- Mur extérieur ($G=2.75 \text{ KN/m}^2$)

- Etage courant : $h_e=3.06 \text{ m}$

$$G=2.75 (3.06-0.40) \times (1.99) \Rightarrow G=14.556 \text{ KN}$$

- ✓ RDC : $h_{\text{RDC}}=3.23 \text{ m}$

$$G=2.75 (3.23-0.40) \times (1.99) \Rightarrow G=15.487 \text{ KN}$$

- Mur intérieure ($G=2.5 \text{ KN/m}^2$)

- Etage courant : $h_e=3.06 \text{ m}$

$$G=2.5 (3.06-0.35) \times (1.65+1.65) \Rightarrow G=22.357 \text{ KN}$$

- ✓ RDC : $h_{\text{RDC}}=3.23 \text{ m}$

$$G=2.5 (3.23-0.35) \times (1.65+1.65) \Rightarrow G=23.760 \text{ KN}$$

***calcul les charges d'exploitation :**

- Plancher étage courant ($Q=1.5 \text{ KN/m}^2$)

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 7.625 \Rightarrow Q=11.437 \text{ KN}$$

- Plancher RDC ($Q=2.5 \text{ KN/m}^2$)

$$Q=2.5 \times S=2.5 \times 7.625 \Rightarrow Q=19.062 \text{ KN}$$

- 2^{em} et 3^{em} étage poteau (45×45) :

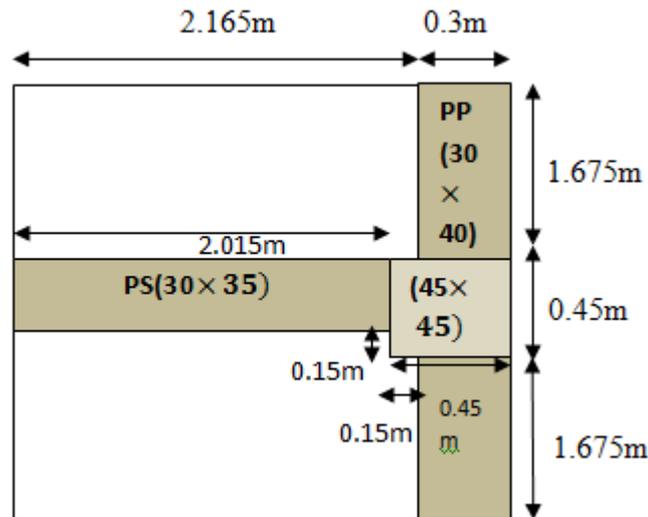


Fig.II.21. Les sections entourées par le poteau intermédiaire à 2^{eme} et 3^{eme} étages

- Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

*calcul de surface :

$$S = (1.675 \times 2.165) + [(2.165 \times 1.825) - (0.15 \times 0.15)] \Rightarrow S = 7.555 \text{ m}^2$$

$$S' = 2.465 \times 3.8 \Rightarrow S' = 9.367 \text{ m}^2$$

*calcul les charges permanentes G :

- Plancher étage courant ($G = 5.85 \text{ KN/m}^2$)

$$G = 5.85 \times S = 5.85 \times 7.555 \Rightarrow G = 44.196 \text{ KN}$$

- Les poteaux

$$\text{- Etage courant : } G = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.491 \text{ KN}$$

- Les poutres

$$G_{\text{poutre.p}} = 0.3 \times 0.4 \times (1.675 + 1.675) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.p}} = 10.05 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}} = 0.3 \times 0.35 \times (2.015) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.s}} = 5.289 \text{ KN}$$

- Mur extérieur ($G = 2.75 \text{ KN/m}^2$)
 - Etage courant : $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$G = 2.75 (3.06 - 0.4) \times (1.675 + 1.675) \Rightarrow G = 24.505 \text{ KN}$$

- Mur intérieure ($G = 2.5 \text{ KN/m}^2$)

$$G = 2.5 (3.06 - 0.35) \times (2.015) \Rightarrow G = 15.016 \text{ KN}$$

*calcul les charges d'exploitation :

- Plancher étage courant ($Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$)

$$Q = 1.5 \times S = 1.5 \times 7.555 \Rightarrow Q = 11.332 \text{ KN}$$

- 4^{em} jusque à 7^{em} étage poteau (40×40) :

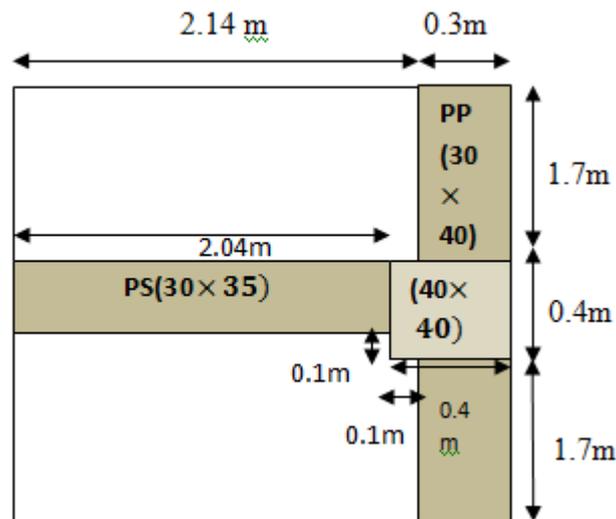


Fig.II.22. Les sections entourées par le poteau intermédiaire à 4^{eme} jusque à 7^{eme} étages

- Détermination des charges permanentes (G) et des charges d’exploitation (Q) :

***calcul de surface :**

$$S = (1.7 \times 2.14) + [(2.14 \times 1.7) - (0.1 \times 0.1)] \Rightarrow S = 7.266 \text{ m}^2$$

$$S' = 2.44 \times 3.8 \Rightarrow S' = 9.272 \text{ m}^2$$

***calcul les charges permanentes G :**

- Plancher étage courant ($G = 5.85 \text{ KN/m}^2$)

$$G = 5.85 \times S = 5.85 \times 7.266 \Rightarrow G = 42.506 \text{ KN}$$

- Les poteaux

- Etage courant : $G = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$

- Les poutres

$$G_{\text{poutre.p}} = 0.3 \times 0.4 \times (1.7 + 1.7) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.p}} = 10.20 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}} = 0.3 \times 0.35 \times (2.04) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.s}} = 5.355 \text{ KN}$$

- Mur extérieur ($G = 2.75 \text{ KN/m}^2$)

- Etage courant : $h_c = 3.06 \text{ m}$

$$G = 2.75 (3.06 - 0.4) \times (1.7 + 1.7) \Rightarrow G = 24.871 \text{ KN}$$

- Mur intérieure ($G = 2.5 \text{ KN/m}^2$)

$$G = 2.5 (3.06 - 0.35) \times (2.04) \Rightarrow G = 15.203 \text{ KN}$$

***calcul les charges d’exploitation :**

- Plancher étage courant ($Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$)

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 7.266 \Rightarrow Q=10.899 \text{ KN}$$

-8^{em} et 9^{em} étage poteau (30×30) :

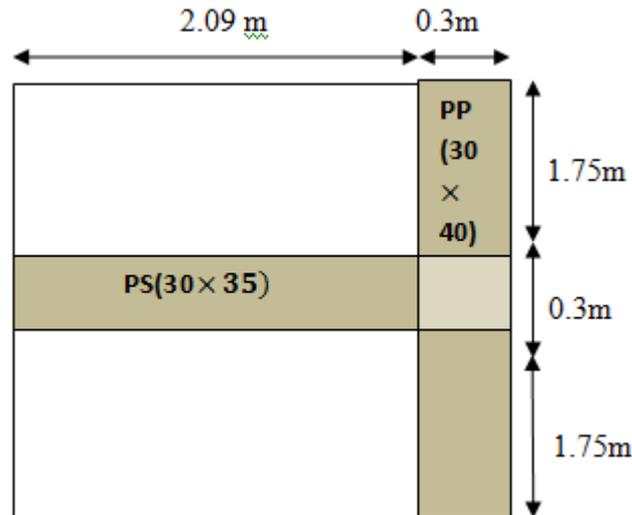


Fig.II.23. Les sections entourées par le poteau intermédiaire à 8^{eme} et 9^{eme} étages

- Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

***calcul de surface :**

$$S= (2.09 \times 1.75) + (2.09 \times 1.75) \Rightarrow S=7.315 \text{ m}^2$$

$$S'=2.39 \times 3.8 \Rightarrow S'=9.082 \text{ m}^2$$

***calcul les charges permanentes G :**

- Plancher étage courant ($G=5.85 \text{ KN/m}^2$)

$$G=5.85 \times S=5.85 \times 7.315 \Rightarrow G=42.792 \text{ KN}$$

- Plancher terrasse 9^{em} étage ($G=6.63 \text{ KN/m}^2$)

$$G=6.63 \times S=6.63 \times 7.315 \Rightarrow G=48.498 \text{ KN}$$

- Les poteaux

- Etage courant : $G=0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25= 6.885 \text{ KN}$

- Les poutres

$$G_{\text{poutre.p}}=0.4 \times 0.3 \times (1.75+1.75) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.p}}=10.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}}=0.35 \times 0.3 \times (2.09) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.s}}=5.486 \text{ KN}$$

- Mur extérieur ($G=2.75 \text{ KN/m}^2$)

- Etage courant : $h_e=3.06 \text{ m}$

$$G=2.75 (3.06-0.4) \times (1.75+1.75) \Rightarrow G=25.602 \text{ KN}$$

- Mur intérieure ($G=2.5 \text{ KN/m}^2$)

- Etage courant : $h_e=3.06 \text{ m}$

$G=2.5 (3.06-0.35) \times 2.09 \Rightarrow G=14.159 \text{ KN}$

- L'Acrotère ($G=1.725 \text{ KN/m}$)

$G_{\text{acrotère}}=1.725 \times 3.8=6.555 \text{ KN}$

***calcul les charges d'exploitation :**

- Plancher terrasse ($Q=1 \text{ KN/m}^2$)

$Q=1 \times S'=1 \times 9.082 \Rightarrow Q=9.082 \text{ KN}$

- Plancher étage courant ($Q=1.5 \text{ KN/m}^2$)

$Q=1.5 \times S=1.5 \times 7.315 \Rightarrow Q=10.972 \text{ KN}$

- Charges et surcharges revenants au poteau :

N° du niveau	Élément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G(KN)	Q(KN)
N ₀	plancher terrasse	9.082	1	48.498	9.082
	L'acrotère			6.555	
	P.Principale			10.5	
	P.secondeaire			5.486	
	totale			71.039	9.082
N ₁	Venant de N ₀			71.039	9.082
	Poids poteau			6.885	
	Poids mur extérieure			25.602	
	Poids mur intérieure			14.159	
	totale			117.685	9.082
N ₂	Venant de N ₁			117.685	9.082
	Plancher étage	10.972	1	42.792	10.972
	P.Principale			10.5	
	P.secondeaire			5.486	
	totale			176.463	20.054
N ₃	Venant de N ₂			176.463	20.054
	Poids poteau			6.885	
	Poids mur extérieur			25.602	
	Poids mur intérieure			14.159	
	totale			223.109	20.054

N ₄	Venant de N ₃			223.109	20.054
	Plancher étage	10.899	0.9	42.506	9.809
	P.Principale			10.20	
	P.secondeaire			5.355	
	totale			281.17	29.863
N ₅	Venant de N ₄			281.17	29.863
	Poids poteau			12.24	
	Poids mur intérieur			24.871	
	Poids mur intérieure			15.203	
	Total			323.484	29.863
N ₆	Venant de N ₅			323.484	29.863
	Plancher étage	10.899	0.8	42.506	8.719
	P.Principale			10.20	
	P.Secondaire			5.355	
	Totale			381.545	38.582
N ₇	Venant N ₆			381.545	38.582
	Poids poteau			12.24	
	Poids mur intérieur			24.871	
	Poids mur intérieure			15.203	
	Totale			433.859	38.582
N ₈	Venant de N ₇			433.859	38.582
	Plancher étage	10.899	0.7	42.506	7.629
	P.Principale			10.20	
	P.secondeaire			5.355	
	Totale			491.92	46.211
N ₉	Venant de N ₈			491.92	46.211
	Poids poteau			12.24	
	Poids mur extérieure			24.871	
	Poids mur intérieure			15.203	
	Totale			544.234	46.211
	Venant de N ₉			544.234	46.211
	Plancher étage	10.899	0.6	42.506	6.539

N ₁₀	P.Principale			10.20	
	P.secondeaire			5.355	
	Totale			602.295	52.75
N ₁₁	Venant de N ₁₀			602.295	52.75
	Poids poteau			12.24	
	Poids mur extérieure			24.871	
	Poids mur intérieure			15.203	
	Totale			654.609	52.75
N ₁₂	Venant de N ₁₁			654.609	52.75
	Plancher étage	11.332	0.5	44.196	5.666
	P.Principale			10.05	
	P.secondeaire			5.289	
	Totale			714.144	58.416
N ₁₃	Venant de N ₁₂			714.144	58.416
	Poids poteau			15.491	
	Poids mur extérieur			24.505	
	Poids mur intérieur			15.016	
	Totale			769.156	58.416
N ₁₄	Venant de N ₁₃			769.156	58.416
	Plancher étage	11.332	0.5	44.196	5.666
	P.Principale			10.05	
	P.secondeaire			5.289	
	Totale			828.691	64.082
N ₁₅	Venant de N ₁₄			828.691	64.082
	Poids poteau			15.491	
	Poids mur extérieur			24.505	
	Poids mur intérieur			15.016	
	Totale			883.703	64.082
N ₁₆	Venant de N ₁₅			883.703	64.082
	Plancher étage	11.437	0.5	44.605	5.718
	P.Principale			9.9	
	P.secondeaire			5.223	

	Totale			898.826	69.8
N ₁₇	Venant de N ₁₆			898.826	69.8
	Poids poteau			19.125	
	Poids mur extérieur			14.556	
	Poids mur intérieur			22.357	
	Totale			954.864	68.9
N ₁₈	Venant de N ₁₇			954.864	68.9
	Plancher étage	19.062	0.5	51.087	9.531
	P.Principale			9.9	
	P.seconde			5.223	
	Totale			1021.074	78.431
N ₁₉	Venant de N ₁₈			1021.074	78.431
	Poids poteau			20.187	
	Poids mur extérieur			15.487	
	Poids mur intérieur			23.760	
	Totale			1080.508	78.431

Tableau II.14. Descente des charges pour poteau d'intermédiaire

$$G_t = 1080.508 \text{ KN et } Q_t = 78.431 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1080.508 + 1.5 \times 78.431 = 1576.332 \text{ KN}$$

$$N_s = 1080.508 + 78.431 = 1158.939 \text{ KN}$$

II.10.3 Poteau central (C3) :

- RDC et 1er étage poteau (50x50) :

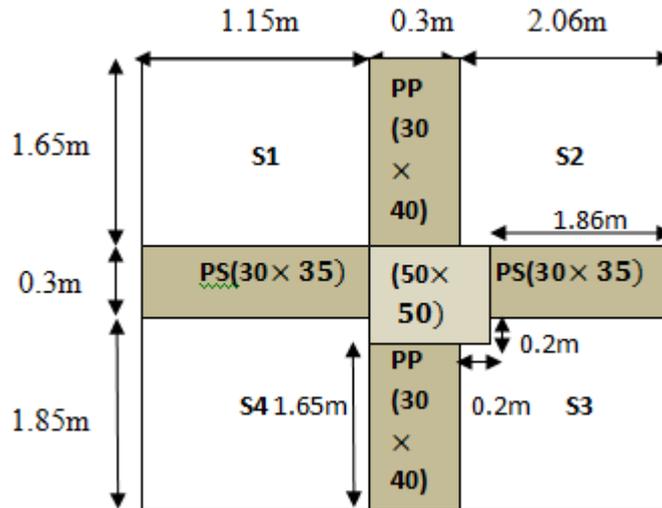


Fig.II.24. Les sections entourées par le poteau centrale à RDC et 1^{er} étage

- Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

*calcul de surface :

$$S1=1.15 \times 1.65 \Rightarrow S1=1.897 \text{ m}^2$$

$$S2=2.06 \times 1.65 \Rightarrow S2=3.399 \text{ m}^2$$

$$S3=2.06 \times 1.85 - (0.2 \times 0.2) \Rightarrow S3=3.771 \text{ m}^2$$

$$S4=1.85 \times 1.15 \Rightarrow S4=2.127 \text{ m}^2$$

$$S=S1+S2+S3+S4 \Rightarrow S=11.194 \text{ m}^2$$

$$S'=3.51 \times 3.8 \Rightarrow S'=13.338 \text{ m}^2$$

*calcul les charges permanentes G :

- Plancher RDC ($G=6.7 \text{ KN/m}^2$)

$$G=6.7 \times S=6.7 \times 11.194 \Rightarrow G=74.999 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant ($G=5.85 \text{ KN/m}^2$)

$$G=5.85 \times S=5.85 \times 11.194 \Rightarrow G=65.484 \text{ KN}$$

- Les poteaux

$$\text{- Étage courant : } G=0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25= 19.125 \text{ KN}$$

$$\text{- RDC : } G=0.5 \times 0.5 \times 3.23 \times 25= 20.187 \text{ KN}$$

- Les poutres

$$G_{\text{poutre.p}}=0.3 \times 0.4 \times (1.65+1.65) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.p}}=9.9 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}}=0.3 \times 0.35 \times (1.15+1.86) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.s}}=7.901 \text{ KN}$$

- Mur intérieure (G=2.5 KN/m²)
 - Etage courant : h_e=3.06 m

$$G=2.5 (3.06-0.40) \times (1.65+1.65) \Rightarrow G=22.078 \text{ KN}$$

$$G=2.5 (3.06-0.35) \times (1.15+1.86) \Rightarrow G=20.392 \text{ KN}$$

✓ RDC : h_{RDC}=3.23 m

$$G=2.5 (3.23-0.40) \times (1.65+1.65) \Rightarrow G=23.347 \text{ KN}$$

$$G=2.5 (3.23-0.35) \times (1.15+1.86) \Rightarrow G=21.672 \text{ KN}$$

***calcul les charges d'exploitation :**

- Plancher étage courant (Q=1.5 KN/m²)

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 11.194 \Rightarrow Q=16.791 \text{ KN}$$

- Plancher RDC (Q=2.5 KN/m²)

$$Q=2.5 \times S=2.5 \times 11.194 \Rightarrow Q=27.985 \text{ KN}$$

- 2^{em} et 3^{em} étage poteau (45×45) :

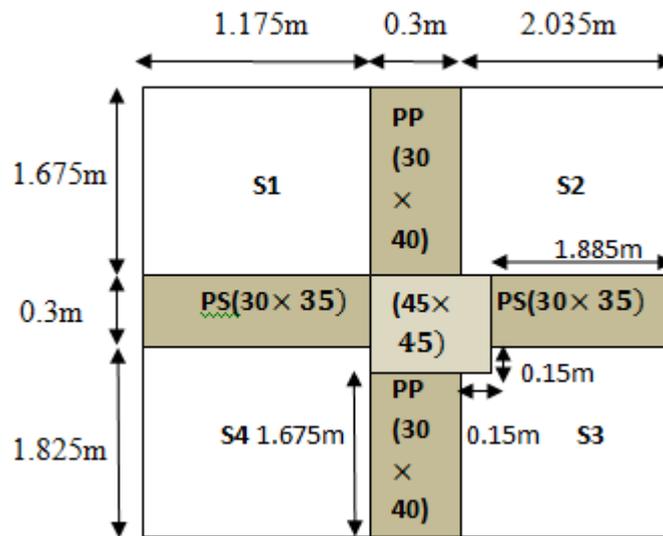


Fig.II.25. Les sections entourées par le poteau central à 2^{eme} et 3^{eme} étages

- Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

***calcul de surface :**

$$S1=1.175 \times 1.675 \Rightarrow S1=1.968 \text{ m}^2$$

$$S2=2.035 \times 1.675 \Rightarrow S2=3.408 \text{ m}^2$$

$$S3=2.035 \times 1.825 - (0.15 \times 0.15) \Rightarrow S3=3.691 \text{ m}^2$$

$$S4=1.825 \times 1.175 \Rightarrow S4=2.144 \text{ m}^2$$

$$S=S1+S2+S3+S4 \Rightarrow S=11.211 \text{ m}^2$$

$$S'=3.51 \times 3.8 \Rightarrow S'=13.338 \text{ m}^2$$

***calcul les charges permanentes G :**

- Plancher étage courant ($G=5.85 \text{ KN/m}^2$)

$$G=5.85 \times S=5.85 \times 11.211 \Rightarrow G=65.584 \text{ KN}$$

- Les poteaux

- Etage courant : $G=0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25= 15.491 \text{ KN}$

- Les poutres

$$G_{\text{poutre.p}}=0.3 \times 0.4 \times (1.675+1.675) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.p}}=10.05 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}}=0.3 \times 0.35 \times (1.175+1.885) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.s}}=8.032 \text{ KN}$$

- Mur intérieure ($G=2.5 \text{ KN/m}^2$)

- Etage courant : $h_e=3.06 \text{ m}$

$$G=2.5 (3.06-0.40) \times (1.675+1.675) \Rightarrow G=22.277 \text{ KN}$$

$$G=2.5 (3.06-0.35) \times (1.175+1.885) \Rightarrow G=20.731 \text{ KN}$$

***calcul les charges d'exploitation :**

- Plancher étage courant ($Q=1.5 \text{ KN/m}^2$)

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 11.211 \Rightarrow Q=16.816 \text{ KN}$$

- 4^{em} jusque à 7^{em} étage poteau (40×40) :

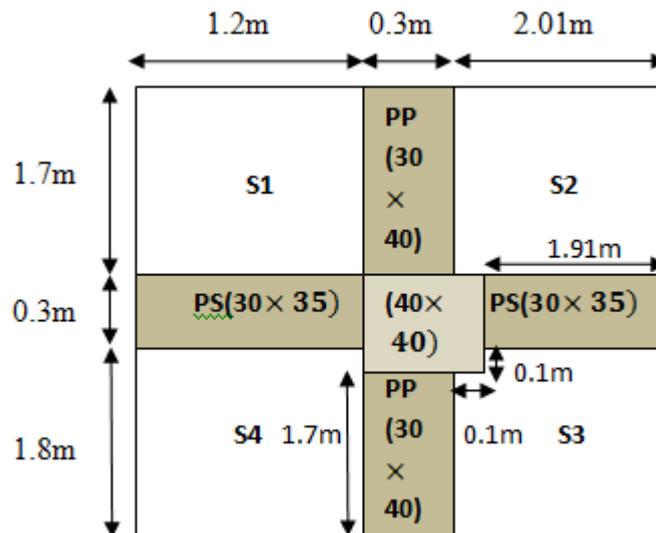


Fig.II.26. Les sections entourées par le poteau central à 4^{eme} jusque à 7^{eme} étages

- Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

***calcul de surface :**

$$S1=1.2 \times 1.7 \Rightarrow S1=2.04 \text{ m}^2$$

$$S2=2.01 \times 1.7 \Rightarrow S2=3.417 \text{ m}^2$$

$$S_3=2.01 \times 1.8 - (0.1 \times 0.1) \Rightarrow S_3=3.608 \text{ m}^2$$

$$S_4=1.8 \times 1.2 \Rightarrow S_4=2.16 \text{ m}^2$$

$$S=S_1+S_2+S_3+S_4 \Rightarrow S=11.225 \text{ m}^2$$

$$S'=3.51 \times 3.8 \Rightarrow S'=13.338 \text{ m}^2$$

***calcul les charges permanentes G :**

- Plancher étage courant ($G=5.85 \text{ KN/m}^2$)

$$G=5.85 \times S=5.85 \times 11.225 \Rightarrow G=65.666 \text{ KN}$$

- Les poteaux

- Etage courant : $G=0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25= 12.24 \text{ KN}$

- Les poutres

$$G_{\text{poutre.p}}=0.3 \times 0.4 \times (1.7+1.7) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.p}}=10.2 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}}=0.3 \times 0.35 \times (1.2+1.91) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.s}}=8.163 \text{ KN}$$

- Mur intérieure ($G=2.5 \text{ KN/m}^2$)

- Etage courant : $h_e=3.06 \text{ m}$

$$G=2.5 (3.06-0.40) \times (1.7+1.7) \Rightarrow G=22.61 \text{ KN}$$

$$G=2.5 (3.06-0.35) \times (1.225+1.935) \Rightarrow G=21.409 \text{ KN}$$

***calcul les charges d'exploitation :**

- Plancher étage courant ($Q=1.5 \text{ KN/m}^2$)

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 11.225 \Rightarrow Q=16.837 \text{ KN}$$

-8^{em} et 9^{em} étage poteau (30×30) :

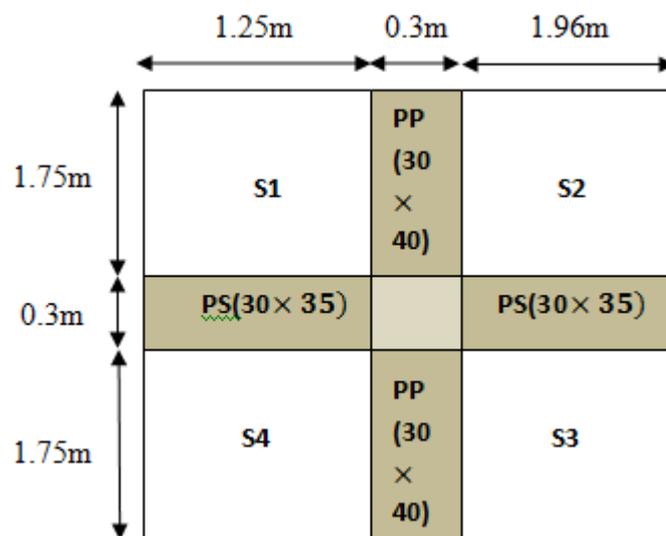


Fig.II.27. Les sections entourées par le poteau central à 8^{eme} et 9^{eme} étages

- Détermination des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

***calcul de surface :**

$$S_1=S_4= (1.25 \times 1.75) \Rightarrow S=2.187 \text{ m}^2$$

$$S_2=S_3= (1.96 \times 1.75) \Rightarrow S=3.43 \text{ m}^2$$

$$S= S_1+S_2 +S_3+S_4=11.234 \text{ m}^2$$

$$S'=3.51 \times 3.8 \Rightarrow S'=13.338 \text{ m}^2$$

***calcul les charges permanentes G :**

- Plancher étage courant (G=5.85 KN/m²)

$$G=5.85 \times S=5.85 \times 11.234 \Rightarrow G=65.718 \text{ KN}$$

- Plancher terrasse 9^{em} étage (G=6.63 KN/m²)

$$G=6.63 \times S=6.63 \times 11.234 \Rightarrow G=74.481 \text{ KN}$$

- Les poteaux

$$\text{- Etage courant : } G=0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25= 6.885 \text{ KN}$$

- Les poutres

$$G_{\text{poutre.p}}=0.3 \times 0.4 \times (1.25+1.96) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.p}}=9.63 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.s}}=0.3 \times 0.35 \times (1.75+1.75) \times 25 \Rightarrow G_{\text{poutre.s}}=8.039 \text{ KN}$$

- Mur intérieure (G=2.5 KN/m²)

- Etage courant : h_e=3.06 m

$$G=2.5 (3.06-0.40) \times (1.25+1.96) \Rightarrow G=21.346 \text{ KN}$$

$$G=2.5 (3.06-0.35) \times (1.75+1.75) \Rightarrow G=23.712 \text{ KN}$$

***calcul les charges d'exploitation :**

- Plancher terrasse (Q=1 KN/m²)

$$Q=1 \times S'=1 \times 13.338 \Rightarrow Q=13.338 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant (Q=1.5 KN/m²)

$$Q=1.5 \times S=1.5 \times 11.234 \Rightarrow Q=16.851 \text{ KN}$$

- Charges et surcharges revenants au poteau :

N° du niveau	Élément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G(KN)	Q(KN)
N ₀	plancher terrasse	13.338	1	74.481	13.338
	P.Principale			9.63	
	P.secondeaire			8.039	
	totale			92.15	13.338
N ₁	Venant de N ₀			92.15	13.338
	Poids poteau			6.885	
	Poids mur intérieur			45.058	
	totale			144.093	13.338
N ₂	Venant de N ₁			144.093	13.338
	Plancher étage	16.851	1	65.718	16.851
	P.Principale			9.63	
	P.secondeaire			8.039	
	totale			227.48	30.189
N ₃	Venant de N ₂			227.48	30.189
	Poids poteau			6.885	
	Poids mur intérieur			45.058	
	totale			279.423	30.189
N ₄	Venant de N ₃			279.423	30.189
	Plancher étage	16.837	0.9	65.666	15.153
	P.Principale			10.2	
	P.secondeaire			8.163	
	totale			363.446	45.342
N ₅	Venant de N ₄			363.446	45.342
	Poids poteau			12.24	
	Poids mur intérieur			44.019	
	Total			419.705	45.342
	Venant de N ₅			419.705	45.342
	Plancher étage	16.837	0.8	65.666	13.469

N ₆	P.Principale			10.2	
	P.Secondaire			8.163	
	Totale			503.734	58.811
N ₇	Venant N ₆			503.734	58.811
	Poids poteau			12.24	
	Poids mur intérieur			44.019	
	Totale			559.993	58.811
N ₈	Venant de N ₇			559.993	58.811
	Plancher étage	16.837	0.7	65.666	11.785
	P.Principale			10.2	
	P.secondeira			8.163	
	Totale			644.022	70.596
N ₉	Venant de N ₈			644.022	70.596
	Poids poteau			12.24	
	Poids mur intérieur			44.019	
	Totale			700.281	70.596
N ₁₀	Venant de N ₉			700.281	70.596
	Plancher étage	16.837	0.6	65.666	10.102
	P.Principale			10.2	
	P.secondeira			8.163	
	Totale			784.31	80.698
N ₁₁	Venant de N ₁₀			784.31	80.698
	Poids poteau			12.24	
	Poids mur intérieur			44.019	
	Totale			840.569	80.698
N ₁₂	Venant de N ₁₁			840.569	80.698
	Plancher étage	16.816	0.5	65.584	8.408
	P.Principale			10.05	
	P.secondeira			8.032	
	Totale			924.235	89.106
	Venant de N ₁₂			924.235	89.106
	Poids poteau			15.491	

N ₁₃	Poids mur intérieur			43.008	
	Totale			982.734	89.106
N ₁₄	Venant de N ₁₃			982.734	89.106
	Plancher étage	16.816	0.5	65.584	8.408
	P.Principale			10.05	
	P.secondaire			8.032	
	Totale			1066.4	97.514
N ₁₅	Venant de N ₁₄			1066.4	97.514
	Poids poteau			15.491	
	Poids mur intérieur			43.008	
	Totale			1124.899	97.514
N ₁₆	Venant de N ₁₅			1124.899	97.514
	Plancher étage	16.791	0.5	65.484	8.395
	P.Principale			9.9	
	P.secondaire			7.901	
	Totale			1208.184	105.909
N ₁₇	Venant de N ₁₆			1208.184	105.909
	Poids poteau			19.125	
	Poids mur intérieur			42.47	
	Totale			1269.779	105.909
N ₁₈	Venant de N ₁₇			1269.779	105.909
	Plancher étage	27.985	0.5	74.999	13.992
	P.Principale			9.9	
	P.secondaire			7.901	
	Totale			1362.579	119.901
N ₁₉	Venant de N ₁₈			1362.579	119.901
	Poids poteau			20.187	
	Poids mur intérieur			45.019	
	Totale			1427.785	119.901

Tableau II.15. Descente des charges poteau centrale

➤ Pour dimensionné les poteaux de notre structure en prend le poteau le plus sollicité et dans ce cas le poteau centrale c'est le plus sollicité

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1427.785 + 1.5 \times 119.901 = 2107.361 \text{ KN}$$

$$N_s = 1427.785 + 119.901 = 1547.686 \text{ KN}$$

Dans notre cas le poteau central est voisin une fois de poteau de rive, donc on fait une majoration de 10%.

$$N_u = 2107.361 \times 1.1 = 2318.097 \text{ KN}$$

$$N_s = 1547.686 \times 1.1 = 1702.454 \text{ KN}$$

Calcul des sections des poteaux :

D’après l’article 7.4.1 du RPA, il est recommandé de donner aux poteaux d’angle et de rive des sections comparable à celle du poteau centrale ; pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique, donc on adopte la même section des poteaux.

$$B_r \geq 0.064$$

On a des poteaux carrés donc :

$$B_r = (h - 0.02) (b - 0.02) \text{ d'où : } a = \sqrt{B_r} + 0.02$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d’où $k = 1,2$.

➤ **Niveau RDC et 1er étage (le même section)**

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{0.9\gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100\gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0,064.N_{u(\text{rdc})} \Rightarrow B_r \geq 0,064 \times 2318.097 \times 10^{-3} = 0.1483 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } B_r = (h - 0,02) (b - 0,02).$$

Si on fixe $b = 0,50 \text{ m}$:

$$B_r = (h - 0,02) (0,50 - 0,02) = 0,48(h - 0,02).$$

$$\text{Donc } B_r = 0,48(h - 0,02) \geq 0,1462 \text{ m}^2$$

$$h \geq 0,32 \text{ m}.$$

On prend $h = 0.50 \text{ m}$.

$$B_r = (0.50 - 0.02) (0.50 - 0.02) = 0.23 \text{ m}^2 \geq 0,1483 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

• **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D’après les règles BAEL91 ; l’élancement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$: poteau encasté à ses deux extrémités).

i : rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec : I : moment d'inertie.

B : section du béton.

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

RDC $h_e = 3.23$ m

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0.7 \times 3.23 \times \frac{\sqrt{12}}{0.5} = 15.66$$

$$\lambda = 15.66$$

$$\lambda = 15.66 < 35 \dots\dots\dots CV$$

Étage courant $h_e = 3.06$ m

$$\lambda = 0.7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.5} = 14.84$$

$$\lambda = 14.84 < 35 \dots\dots\dots CV$$

• **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

✓ Min (b. h) min (50.50) h = 50 cm > 25 cmC.V

RDC:

✓ Min (b. h) $\geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow 50\text{cm} > \frac{h_e}{20} = 16.15$ cmC.V

Etage courant

✓ Min (b. h) $\geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow 50\text{cm} > \frac{h_e}{20} = 15.3\text{cm}$ C.V

✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4$ C.V

Donc on adopte la section du poteau : (a × b) = (50 × 50)

➤ **Niveau 2+3 étage**

$$Br \geq 0,064.Nu_{(2\text{étage})} \Rightarrow Br \geq 0,064 \times 1831.373 \times 10^{-3} = 0.117 \text{ m}^2.$$

On a $Br = (h - 0,02) (b - 0,02)$.

Si on fixe $b = 0,45$ m :

$$Br = (h - 0,02) (0,45 - 0,02) = 0,43(h - 0,02).$$

$$\text{Donc } Br = 0,43(h - 0,02) \geq 0,117 \text{ m}^2$$

$$h \geq 0,25 \text{ m.}$$

On prend $h = 0.45$ m.

$$Br = (0.45 - 0.02) (0.45 - 0.02) = 0.185 \text{ m}^2 \geq 0,117 \text{ m}^2 \dots\dots\dots CV$$

• **Vérification vis-à-vis le flambement :**

$$\lambda = 0.7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.45} = 16.49$$

$\lambda = 16.49 < 35$ CV

$\lambda = 14.84 < 35$ CV

• **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

✓ $\text{Min} (b, h) \text{ min} (45.45) h = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ C.V

Etage courant

✓ $\text{Min} (b, h) \geq \frac{he}{20} \Rightarrow 45\text{cm} > \frac{he}{20} = 15.3\text{cm}$ C.V

✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$ C.V

Donc on adopte la section du poteau : $(a \times b) = (45 \times 45)$

➤ **Niveau 4^{em} jusqu’à 7^{em} étage**

$Br \geq 0,064.Nu_{(4\text{etage})} \Rightarrow Br \geq 0,064 \times 1381.396 \times 10^{-3} = 0.089 \text{ m}^2.$

On a $Br = (h - 0,02) (b - 0,02).$

Si on fixe $b = 0,40 \text{ m}$:

$Br = (h - 0,02) (0,40 - 0,02) = 0,38(h - 0,02).$

Donc $Br = 0,38(h - 0,02) \geq 0.089 \text{ m}^2$

$h \geq 0,31 \text{ m}.$

On prend $h = 0.40 \text{ m}.$

$Br = (0.40 - 0.02) (0.40 - 0.02) = 0.144 \text{ m}^2 \geq 0.089 \text{ m}^2$ **CV**

• **Vérification vis-à-vis le flambement :**

$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0.7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0.4} = 18.55$

$\lambda = 18.55 < 35$ CV

• **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

✓ $\text{Min} (b, h) \text{ min} (40.40) h = 40 \text{ cm} > 25\text{cm}$ C.V

Etage courant

✓ $\text{Min} (b, h) \geq \frac{he}{20} \Rightarrow 40\text{cm} > \frac{he}{20} = 15.3\text{cm}$ C.V

✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$

Donc on adopte la section du poteau : $(a \times b) = (40 \times 40)$

➤ **Niveau 8+9 étage**

$Br \geq 0,064.Nu_{(8\text{etage})} \Rightarrow Br \geq 0,064 \times 464.754 \times 10^{-3} = 0.029 \text{ m}^2.$

On a $Br = (h - 0,02) (b - 0,02).$

Si on fixe $b = 0,30 \text{ m}$:

$$Br = (h - 0,02) (0,30 - 0,02) = 0,28(h - 0,02).$$

$$\text{Donc } Br = 0,28(h - 0,02) \geq 0,029 \text{ m}^2$$

$$h \geq 0,083 \text{ m}.$$

On prend $h = 0,30 \text{ m}$.

$$Br = (0,30 - 0,02) (0,30 - 0,02) = 0,078 \text{ m}^2 \geq 0,029 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Vérification vis-à-vis le flambement :**

$$\lambda = 0,7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,5} = 24,73$$

$$\lambda = 24,73 < 35 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\checkmark \text{ Min } (b, h) \text{ min } (30,30) \text{ h} = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots \text{C.V}$$

Etage courant

$$\checkmark \text{ Min } (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots \text{C.V}$$

$$\checkmark \frac{1}{4} < \frac{b}{h} \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$$

Donc on adopte la section du poteau : $(a \times b) = (30 \times 30)$

❖ Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l’ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

✓ **Stabilité de forme (flambement)**

✓ **Résistance à la compression :** Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone Iia** :

Tel que :

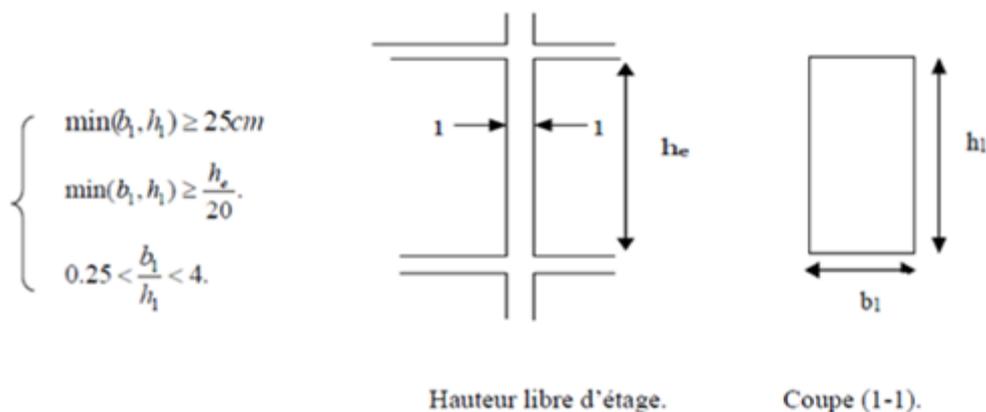


Fig.II.28. Coupe du poteau

he : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

- he= 3.06 Pour les étages 2 jusqu'a 9.
- he=3.23 Pour le RDC.

On adopte préalablement aux sections des poteaux comme suit :

étages	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{em} et 3 ^{em} étage	4 ^{em} jusqu'à 7 ^{em} étage	8 ^{em} et 9 ^{em} étage
(b x h) cm ²	50 x 50	45 x 45	40 x 40	30 x 30

Tableau II.16. Sections des poteaux préalables

➤ Le dimensionnement de la section de poteau centrale :

Poteau	Nu	1.1×Nu	Br	a=b	L ₀	λ	condition
RDC	2107.361	2318.097	0.23	(50,50)	3.23	15.66	CV
1 ^{er} Niv	1873.065	2060.371	0.23	(50,50)	3.06	14.84	CV
2 ^{em} Niv	1664.884	1831.372	0.185	(45,45)	3.06	16.49	CV
3 ^{em} Niv	1473.849	1621.233	0.185	(45,45)	3.06	16.49	CV
4 ^{em} Niv	1255.815	1381.396	0.114	(40,40)	3.06	18.55	CV
5 ^{em} Niv	1051.273	1156.400	0.114	(40,40)	3.06	18.55	CV
6 ^{em} Niv	844.207	928.627	0.114	(40,40)	3.06	18.55	CV
7 ^{em} Niv	634.614	698.075	0.114	(40,40)	3.06	18.55	CV
8 ^{em} Niv	422.504	464.754	0.078	(30,30)	3.06	24.73	CV
9 ^{em} Niv	214.532	235.985	0.078	(30,30)	3.06	24.73	CV

Tableau II.17. La variation de section de poteau centrale

Chapitre III :
CALCUL DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES

III.1 Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Dans le présent chapitre, nous considérons l'étude des éléments secondaires suivant :

- ❖ L'acrotère.
- ❖ Balcon.
- ❖ Plancher.
- ❖ Escalier.

Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99 version 2003**

III.2 Acrotère :

III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de la ligne, conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est réalisé en béton armé, soumis à son poids propre et une charge d'exploitation horizontale due à la main courante.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère a pour rôle de :

- ✓ Protection d'étanchéité.
- ✓ Servant comme garde-corps.
- ✓ Entretien des façades.

L'acrotère étant exposé aux intempéries (variation de température, l'eau, neige, etc...), notons que on a une fissuration préjudiciable, alors le calcul sera faite à l'ELU et l'ELS.

III.2.2. Dimensions et modélisation de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont données dans les figures suivantes :

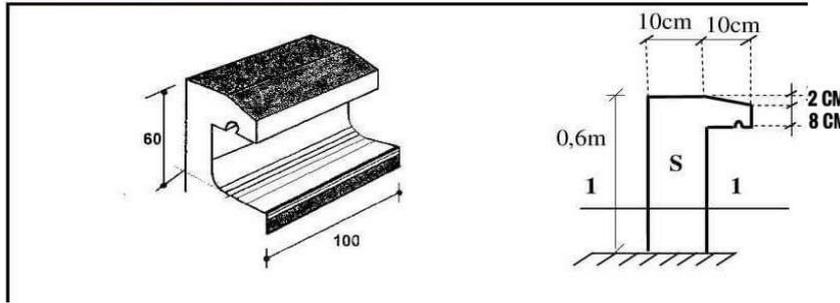


Fig.III.1. Dimensions de l'acrotère

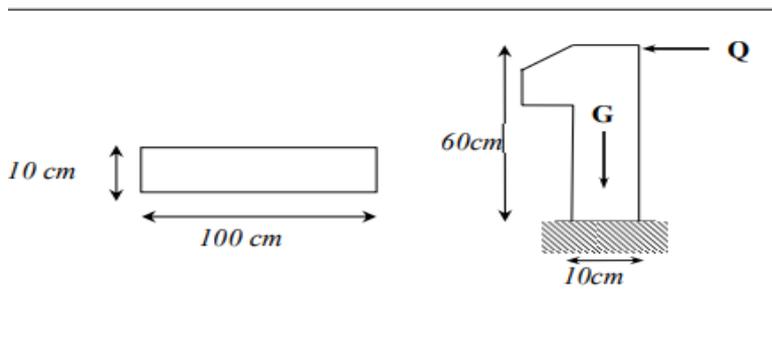


Fig.III.2. Schéma statique de l'acrotère

➤ **Principe de calcul :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire

III.2.3. Evaluation des charges :

a. Charge Permanente :

$$S = \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} + 0.08 \times 0.1 + 0.1 \times 0.6 = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 = 1.725 \text{ kn/m}$$

b. Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ kn/m}$$

C. Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le RPA99 l'élément secondaire doit être calculé sous l'action des forces horizontales données par la formule :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

Avec :

A : coefficient d'accélération obtenu suivant la zone et le groupe d'usage donc :

$$A = 0.25 (\text{Groupe d'usage 2, zone 3 d'après RPA tableau 4.1})$$

C_p : facteur de forces horizontales varie entre 0,3 et 0,8 donc $C_p=0,8$

W_p : poids propre de l'acrotère $W_p=1.725$ KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1.725 = 1.38 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 1.38 \text{ KN/ml}$$

✓ **Pour G** : $N_G = 1,725$ KN/ml ; $M_G = 0$; $T_G = 0$

✓ **Pour Q** : $N_Q = 0$; $M_Q = H \times Q = 0,6$ KN.m ; $T_Q = Q = 1$ KN/ml

✓ **Pour Fp** : $N_{Fp} = 0$; $M_{Fp} = 0,6 \times 1,38 = 0,828$ KN/ml ; $T_{Fp} = F_p = 1,38$ KN/ml

On a : $F_p > Q$; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations du deuxième cas qui sont :
qui sont :

- Poids propre : $N_G = 1.725$ KN/ml
- Surcharges : $Q = 1,38$ KN/ml
- Un moment : $M_E = Q \times h = 1,38 \times 0,6 = 0,828$ KN.m.
- Un effort tranchant : $T_Q = 1,38$ KN/ml

III.2.4. Calcul des sollicitations :

✓ **Etat limite ultime :**

$$N_U = 1,35 N_G = 1,35 \times 1,725 = 2,328 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,828 = 1,242 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1,38 = 2,07 \text{ KN}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$N_{ser} = N_G = 1,725 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,828 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = T_Q = 1,38 \text{ KN}$$

✓ **Vérification au flambement :**

D'après l'article B.8.3.2 du CBA93 :

$$L_{fx} = L \times f_y = 2 \times L = 1.2 \text{ m (cas d'une console)}$$

$$\lambda_x = (L_{fx} \sqrt{12}) / H \Rightarrow \lambda = 41.56$$

L_f : la longueur de flambement

H : l'épaisseur de l'acrotère

λ : L'élancement

✓ **Vérification de l'élancement :**

$$\lambda = \text{Max} (50; \text{Min} (67 \times e_0 / h; 100))$$

$$\text{Avec: } e_0 = M_u / N_u = 0,533 \text{ m} \Rightarrow = \text{Max} (50, \text{Min} (67 \times 0,533 / 0,1; 100))$$

$$\lambda = \text{Max} (50; \text{Min} (357.11; 100))$$

$$\lambda = \text{Max} (50 ; 100)$$

$$\Rightarrow \lambda = 100$$

$\lambda_x < \lambda$ donc pas de risque de flambement **CV**

$$e_1 = ht/6 = 0,1/6 \Rightarrow e_1 = 0,016 \text{ m } e_0 > e_1$$

\Rightarrow La section est partiellement comprimée (S.P.C).

✓ **L'excentricité additionnelle :**

e_1 : Excentricité de la résultante. .

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle

$$e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; L/250) = \text{Max} (2\text{cm} ; 60/250)$$

$$e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; 0,24) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_2 = (3l_f^2 \times \frac{1}{10000h}) \times (2 + \alpha\phi)$$

$l_f = 2h = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m}$ et $\alpha = 0$; donc (Ne créé pas aucun moment)

$$e_2 = 0,00144 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_{\text{tot}} = e_a + e_0 + e_2$$

$$\Rightarrow e_{\text{tot}} = 2 + 53,3 + 0,144 = 55,444$$

III.2.5. Sollicitation majorée de δf :

➤ **Calcul de coefficient de majoration δf :**

$$\delta_f = \begin{cases} \min \left[1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \cdot \frac{h}{e_0} ; 1,4 \right] & \text{si } \frac{e_0}{h} > 0,75 \\ 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \frac{e_0}{h} < 0,75 \end{cases}$$

$$e_0/h = 0,533/0,1 \Rightarrow 5,33 > 0,75$$

$$\text{Donc : } \delta_f = \min [1,039 ; 1,4] = 1,039$$

➤ **Majoration des sollicitations :**

Etat limite ultime :

$$N^u = \delta f \times N_u = 1,039 \times 2,328 = 2,418 \text{ KN}$$

$$M^u = \delta f \times M_u + N^u \cdot e_a = 1,039 \times 1,242 + 2,418 \times 0,02 = 1,338 \text{ KN.}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$N^{\text{ser}} = N_{\text{ser}} = 1,725 \text{ KN}$$

$$M'_{ser} = M_{ser} = 0.828 \text{ KN.m}$$

III.2.6. Ferrailage :

III.2.6.1. Calcul à L'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

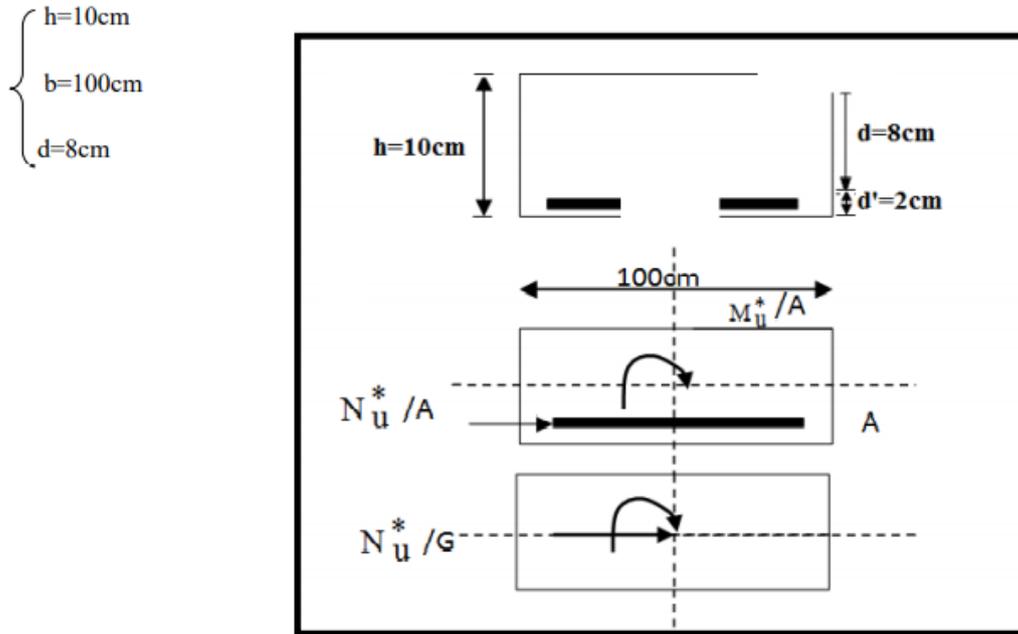


Fig.III.3. Coupes transversales de l'acrotère

✓ Position du centre de pression :

$$e = \frac{M'u}{N'u} = \frac{1.338}{2.418} = 0.553 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

$e_0 < e \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

✓ Calcul à la flexion simple :

Le calcul des sollicitations par rapport aux aciers tendus :

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

✓ Calcul des armatures :

$$M_u^a = M'u + N'u \cdot (d - \frac{h}{2})$$

$$M_u^a = 1.338 + 2.418 \cdot (0.08 - \frac{0.1}{2})$$

$$M_u^a = 1.41 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$U_{bu} = 0.01555$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{(1 - 2U_{bu})}] = 1.25 [1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.01555)}] = 0.0195$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.08(1 - 0.4 \times 0.0195) = 0.079 \Rightarrow Z_b = 0.08 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{au}}{Z_b \times \sigma_s} = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_u = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A'_{su} \frac{N'u}{f_{su}} = 50 - \frac{241.8}{348} = 0.49 \text{ cm}^2$$

III.2.6.2. Calcul à L'ELS :

✓ Position du centre de pression :

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.828}{1.725} = 0.48 \text{ m}$$

$$e_0 = h/6 = 0.0166 \text{ m}$$

$e_s < e_0 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve dans la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

➤ Calcul à la flexion simple :

✓ Calcul des contraintes :

La contrainte du béton est donnée à l'ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte de l'acier :(Fissuration préjudiciable) avec $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) (\text{Mpa})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

✓ Calcul des armatures :

$$M_{ser}^a = M'_{ser} + N'_{ser} \cdot (d - \frac{h}{2})$$

$$M_{ser}^a = 0.828 + 1.725 \cdot (0.08 - \frac{0.1}{2})$$

$$M_{ser}^a = 0.87975 \text{ kn.m}$$

Calcul du moment limite de service M_l :

$$M_l = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r / 2) / (1 - \alpha_r / 3)$$

$$\alpha_r = (15 \sigma_{bc}) / (15 \sigma_{bc} + \sigma_{st})$$

$$\alpha_r = 0.484$$

$$\mu_r = 0.203 \Rightarrow M_l = 19.48 \text{ kn.m}$$

$$M_{ser}^a < M_l \text{ (pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$Z = d(1 - \alpha_r / 3) = 0.067$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} = 0.547 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A'_{ser} \cdot \frac{N' s a}{\bar{\sigma}_s} = 54.7 \cdot \frac{1725}{201.63} = 0.4614 \text{ cm}^2$$

III.2.6.3. Ferrailage minimal :

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

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

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

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 1000 \times 80 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_s = \text{Max} [A_u, A_{ser}, A_{min}] = \text{Max} [0.49 ; 0.4614 ; 0.966] \Rightarrow A_s = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \text{ min}} = 0.966 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

D'après le choix des barres :

Nous adoptons un ferrailage symétrique : 4HA8/ml $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

III.2.6.4. Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :
$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$

$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2]$ Avec $As' = 0$

Y : la position de l'axe neutre.

Y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$by^2 + 30(As + As') y - 30(dAs - d'As') = 0$

$100 \times y^2 + 30(2,01 \times y) - 30(8 \times 2,01) = 0$

$\sqrt{\Delta} = 443.39$

$Y = 1.92 \text{ cm}$ et $I = 1350.46 \text{ cm}^4$

✓ **Vérification de la contrainte du béton comprimé :**

$K = \frac{Mser}{I} = \frac{0.828 \times 10^6}{1350.46 \times 10^4} = 0.0613 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{bc} = k \times Y = 0,0613 \times 19.2 = 1.177 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} = 1,177 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

✓ **Vérification des contraintes des armatures tendues :**

$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y); \eta = 15 \Rightarrow \sigma_s = 64,75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

III.2.6.5. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = \min (3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$

Avec v_u : effort tranchant ultime en calcul à L'E.L.U

$v_u = Q + Fp = 1 + 1.38 = 2,38 \text{ KN/ml}$

$b = 1 \text{ m}$

$$d = 0.1 - 0.02 = 0.08 \text{ m}$$

$$t_u = \frac{2.38}{1 \times 0.08} = 29.756 = 30 \Rightarrow t_u = 0.03 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \tau_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

III.2.6.6. Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rt} = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA8.....Ar = 1,51cm²

✓ L'espacement maximal :

$$St \leq \min [3h, 33\text{cm}] = \min [30; 33] = 30\text{cm}$$

Soit : St=25cm Dans le sens le moins sollicité : $St \leq \min [4h, 45\text{cm}] = 40\text{cm}$

Soit: St=20cm.

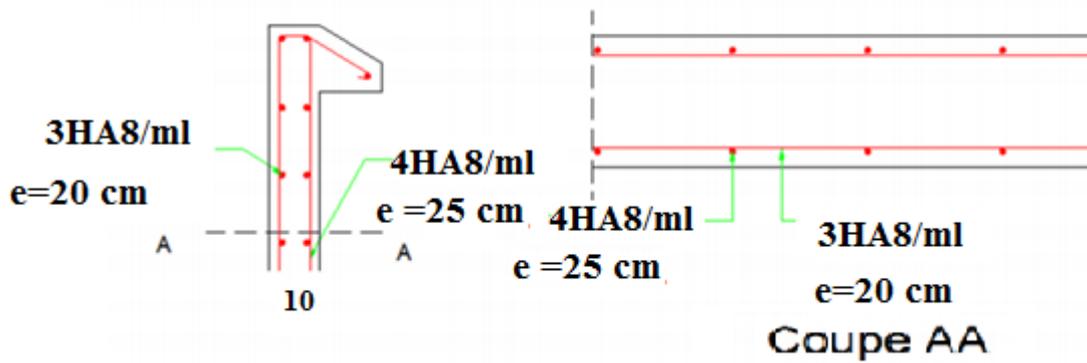


Fig.III.4. Ferrailage de l'acrotère

III.3 Etude du balcon :

III.3.1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente **G** (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre **P** (poids propre des murs), et une charge d'exploitation **Q**.

→ Dans notre cas on a deux types des balcons encastrés sur **deux** côtés.

❖ étage courant :

1. Balcons encastré d'un 2 côté :

$$L_x/L_y = 1.25/2.61 = 0.47 > 0.4 \text{ (deux sense)}$$

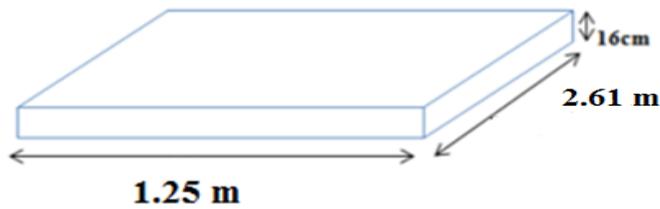


Fig.III.5. Balcon encastré à 2 coté

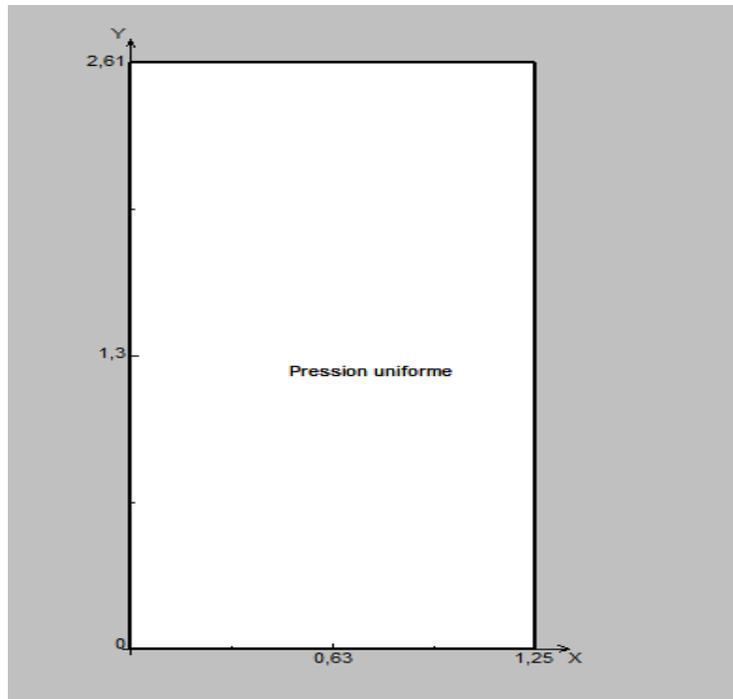


Fig.III.6. Charge équivalente du balcon

III.3.2 Sollicitation de calcul :

Données générales

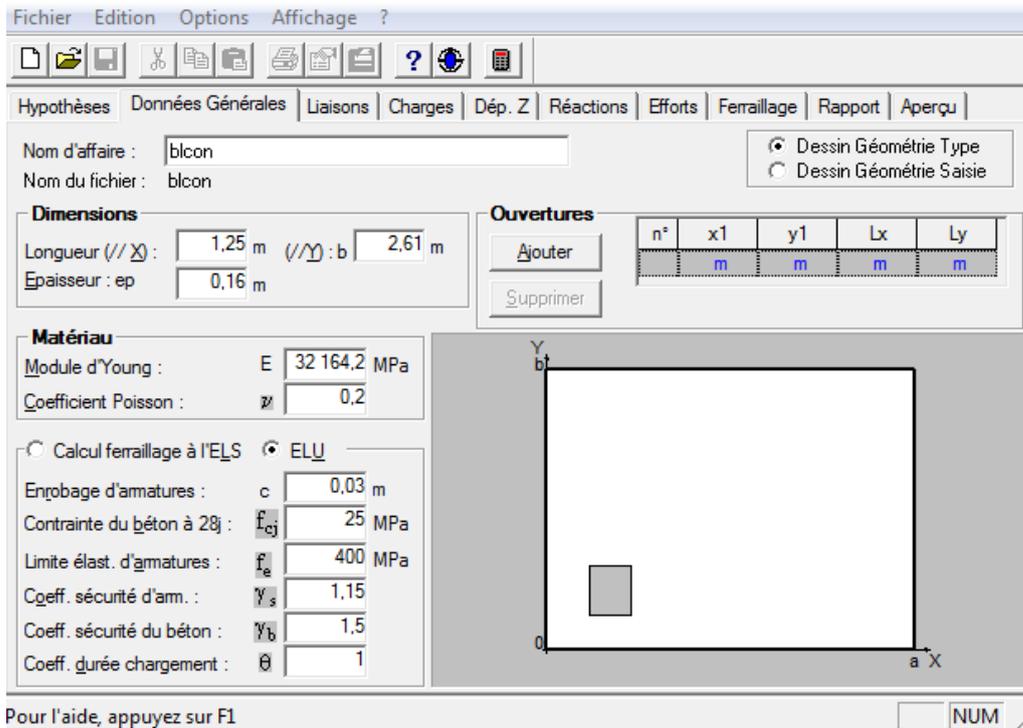
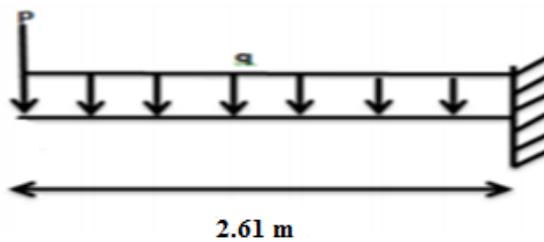


Fig.III.7. Balcon encastré 2 cotés par logiciel socotec

$$L_x = 1.25 \text{ m} ; L_y = 2.61 \text{ m}$$



➤ Evaluation des charges

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur

La charge permanente : $G = 5.6 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation : $Q = 3.50 \text{ KN/ml}$

➤ L'E.L.U

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

Selon **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont :

ELU	Mxx (kn.m)
En travée	0.35
Sur appui	-8.74
	Myy (kn.m)
En travée	1.31
Sur appui	-7.59
	Tzx (kn)
Max	5.80
Min	-19.50
	Tzy (kn)
Max	-5.42
Min	30.38

Tableau III.1. Résultats des efforts à ELU

➤ L'E.L.S

$$Q_s = G + Q = 9.1 \text{ KN/ml}$$

Selon SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

ELS	Mxx (kn.m)
En travée	0.30
Sur appui	-7.58
	Myy (kn.m)
En travée	1.14
Sur appui	-6.58
	Tzx (kn)
Max	5.04
Min	-19.92
	Tzy (kn)
Max	26.36
Min	-4.70

Tableau III.2. Résultats des efforts à ELS

➤ Ferrailage :

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

➤ L'E.L.U

$$\text{On a : } (\Theta_x; \Theta_y) \leq \frac{h}{10} = 1.6 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Theta_x = \Theta_y = 1 \text{ cm}$$

➤ Calcul de d_x et d_y

$$d_x = h - c - \frac{\Theta_y}{2} = 16 - 2 - 0.5 = 13.5 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{\Theta_x + \Theta_y}{2} = 13.5 - 1 = 12.5 \text{ cm}$$

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section $(b \times h) = (100 \times 16) \text{ cm}^2$.

On utilise les formules suivantes :

$$fbu = 14.16 ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa} ; \mu = M_u / (bd^2 \cdot fbu) ; z = d(1 - 0.6\mu)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$$

➤ Sens xx

Section	b(cm)	d(cm)	Mu(kn.m)	μ_{bu}	Z(cm)	$A_{s_{\min}}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adopte}(\text{cm}^2)$
Travée	100	13.5	0.35	0.0135	12.93	1.63	0.77	4HA6 =1.13
Appui	100	13.5	8.83	0.3164	10.94	1.63	2.32	4HA10 =3.14

Tableau III.3. Ferrailage dans le sens xx

➤ Sens yy

Section	b(cm)	d(cm)	Mu(kn.m)	μ_{bu}	Z(cm)	$A_{s_{\min}}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adopte}(\text{cm}^2)$
Travée	100	12.5	7.59	0.428	11.83	1.5	2.34	4HA10 =3.14
Appui	100	12.5	19.50	0.316	9.77	1.5	5.73	4HA14 =6.16

Tableau III.4. Ferrailage dans le sens yy

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm (sens x-x)}$$

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm (sens y-y)}$$

➤ Espacement maximal :

Sens X-X

- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$
- $S_t \leq \min(48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Sens Y-Y

- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$
- $S_t \leq \min(64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

$V_{ux} = 19.50$ kn Selon **SOCOTEC** ; $V_{uy} = 30.38$ kn Selon **SOCOTEC**

La fissuration est considérée comme préjudiciable

donc :

$$\tau_u^- = \min(0.1f_{c28} ; 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^- = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{umax}}{B.d} = \frac{19.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.144 \text{ Mpa} < \tau_u^- = 2.5 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{V_{umax}}{B.d} = \frac{30.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125} = 0.243 \text{ Mpa} < \tau_u^- = 2.5 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ **ELS**

➤ **Vérification de la contrainte**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \sigma_{bc}^- \Rightarrow \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^-$$

$$\sigma_a \leq \sigma_a^- \Rightarrow n \frac{M_{ser}}{I} y (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{(n \times f_{tj})}\right)$$

Fissuration est considérée comme préjudiciable

➤ **La position de l'axe neutre**

$$b * y^2 + 30(A_s + d' A'_s) * y - 30(d * A_s - d' A'_s) = 0 \text{ avec : } A'_s = 0$$

➤ **Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s (d - y)^2 + 15 * A'_s (y - d')^2 ; \text{ avec } A'_s = 0$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_a^- = n \frac{M_{ser}}{I} y (d - y) \leq \sigma_a^- \text{ avec } n = 15$$

$$\sigma_a^- = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{(n \times f_{tj})}\right) \text{ avec } n = 1.6 \text{ (HA 400)}$$

$$\sigma_a^- = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

On a Y_{ser} sur sens $xx = 3.13$ cm et Y_{ser} sur sens $yy = 2.99$ cm

Et :

$$I (\text{cm}^3) \Rightarrow \text{sens } xx \Rightarrow \text{tavée} = 6087.13$$

$$\Rightarrow \text{appui} = 8313.14$$

$$I (\text{cm}^3) \Rightarrow \text{sens } yy \Rightarrow \text{tavée} = 5150.76$$

$$\Rightarrow \text{appui} = 9247.69$$

De $\sigma_b \leq \sigma_{bc}^-$

σ_b (Mpa) \Rightarrow sens xx \Rightarrow tavée = 1.18

\Rightarrow appui = 6.43

σ_b (Mpa) \Rightarrow sens yy \Rightarrow tavée = 0.179

\rightarrow appui = 7.01

Et tout $\sigma_b \leq 15$ CV

De $\sigma_a \leq \sigma_a$

σ_a (Mpa) \Rightarrow sens xx \Rightarrow tavée = 59.02

\rightarrow appui = 172.12

σ_a (Mpa) \Rightarrow sens yy \Rightarrow tavée = 8.58

\rightarrow appui = 196.24

Et tout $\sigma_a \leq 201.63$ CV

Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.16}{2.1} = 0.0761 \geq 0.0625$ CV
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.16}{2.1} = 0.0761 \geq 0.0054$CV
- $As/bd \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00232 \leq 0.0105$ CV

Remarque

La section d'armature calculée est posée sur les deux nappes : supérieures et inférieures.

➤ **Schémas de ferrailage**

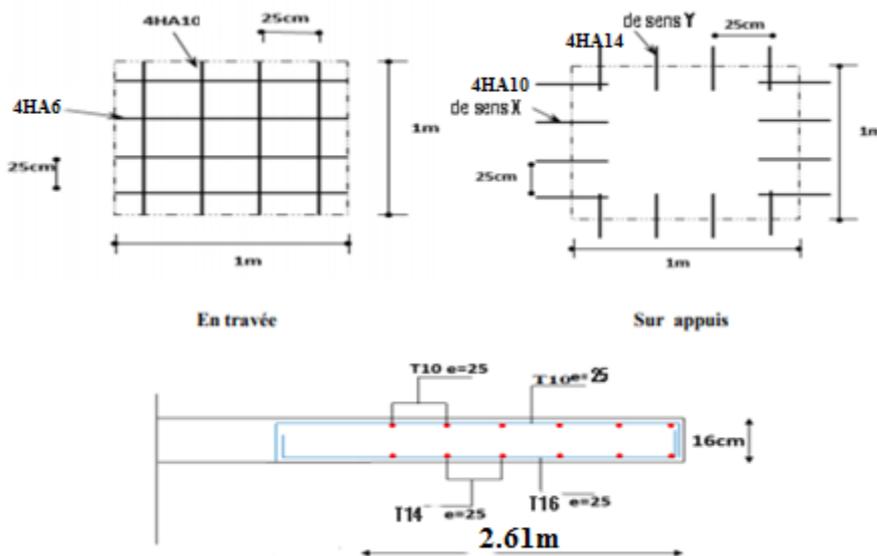


Fig.III.8. Schémas de ferrailage de balcon

III.4 Les planchers :

III.4.1 Introduction :

Les planchers sont généralement plan, ils ont un rôle très important dans la structure, ils supportant les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs, ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique, les planchers rencontrés dans les bâtiments de destination divers ou dans les constructions industrielles se classent en quatre grandes catégories :

- Plancher avec dalle, poutre secondaire (poutrelles), et poutre principale.
- Plancher à parallèles rapprochées.
- Plancher à hourdis creux (ou à corps creux)
- Plancher champignons et plancher dalles.

→ Dans notre projet les planchers sont en dalles pleine à RDC et corps creux à les étages courants

III.4.2 plancher en dalle pleine :

III. 4.2.1 définition :

Les dalles pleines sont des plaques horizontaux minces en béton armée, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque est encastrée dans les poutres sur un ou plusieurs côtés, comme elle peut porter dans une ou deux directions. Elles permettent de construire la plupart des ouvrages avec les poteaux et les poutres.

Dans notre cas on adopte un panneau de dalle encastré sur quatre coté.

III.4.2.2 Étape de calcul :

- **Calcul de α :**

Une dalle est caractérisée par ses dimensions en plans L_x et L_y et nous désignons par L_x ; la plus petite dimension on aura donc , il y a deux modes de travail des dalles qui sont déterminés en fonction du rapport : $\alpha = L_x/L_y$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$: dalle porte dans un seul sens.

$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$: dalle porte dans les deux sens.

- **calcul des moments isostatiques :**

$M_x = \mu_x q l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$: moment dans le sens de la grande portée.

$\mu_x = 1 / (8 (1 + 2,4 \alpha^3))$

$\mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha)$ Avec Les coefficients μ_y et μ_x sont donné par règles BAEL91

• **Moment sur travée :**

Pour un panneau de rive :

Sens Lx : $M_x^t = 0,85 \times M_x$; Sens Ly : $M_y^t = 0,85 \times M_y$

Pour un panneau intermédiaire :

Sens Lx : $M_x^t = 0,75 \times M_x$; Sens Ly : $M_y^t = 0,75 \times M_y$

• **Moment sur appuis :**

Pour un panneau de rive :

Sens Lx : $M_x^a = 0,4 \times M_x$; Sens Ly : $M_y^a = 0,4 \times M_y$

Pour un panneau intermédiaire :

Sens Lx $M_x^a : = 0.5 \times M_x$; Sens Ly : $M_y^a = 0.5 \times M_y$

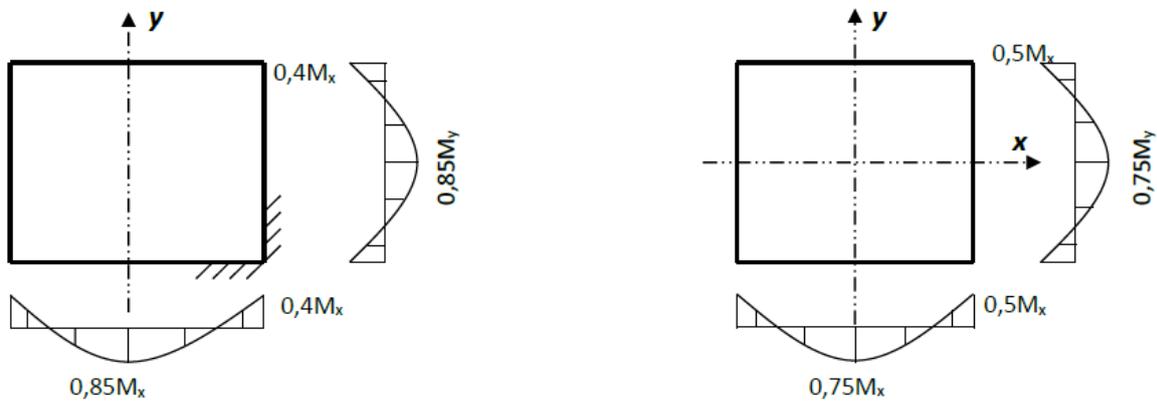


Fig.III.9. Distribution des moments sur les panneaux

III.4.2.3 Etude de la dalle RDC :

➤ Pour l'étude d'une dalle pleine on choisit le panneau le plus sollicité et dans notre cas le panneau est intermédiaire $L_x = 3.80$ m et $L_y = 4.48$ m.

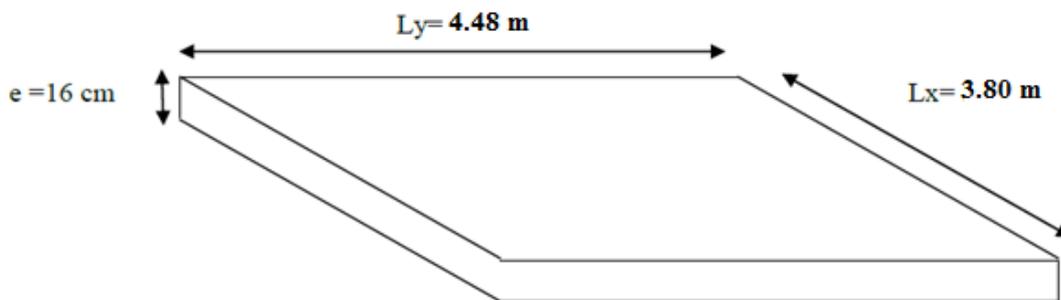


Fig.III.10. Dalle pleine RDC

- **Combinaison des charges :**

Le calcul sera fait sur une bande de $b = 100 \text{ cm}$ et $h = 16 \text{ cm}$.

$$G = 6.7 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 = 12.795 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 9.2 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul des moments :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{4.48} = 0,85 > 0,4 \text{ donc la dalle portante dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 1/(8(1 + 2,4 \alpha^3)) = 0,050$$

$$\mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha) = 0.697$$

- **ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 9.335 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 6.500 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 7.001 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_{0x} = 4.667 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 4.877 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_{0y} = 3.251 \text{ KN.m}$$

- **ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_{ser} = 6.712 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 4.678 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 5.034 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_{0x} = 3.356 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 3.508 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_{0y} = 2.339 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm.}$$

$$\phi_x ; \phi_y \leq h/10 = 16/10 = 1,6 \text{ cm}$$

$$d_x = h - c - \phi_x/2 = 13,2 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - 1 - \phi_y/2 = 11,4 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d (1 - 0.4\alpha),$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = (0,23.b.d.ft28) / f_e$$

section	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	Sur travée	Sur appuis	Sur travée
M_u KN. m	4.667	7.001	4.877	3.251
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	13.2	13.2	11.4	11.4
μ	0.02	0.030	0.20	0.30
α	0.025	0.038	0.28	0.45
Z (cm)	13.07	13	10.12	9.34
A_s (cm²)	1.064	1.604	0.923	1.500
A_{min} (cm²)	1.60	1.60	1.38	1.38
A_{adopté} (cm²)	4T8=2.01	4T8=2.01	4T8=2.01	4T8=2.01

Tableau III.5. Résultats de ferrailage

• **Vérification de non fragilité :**

$A_{adopté} > A_{min}$

Sens XX : en travée → $2.01\text{cm}^2 > 1,60\text{ cm}^2$ **CV**

en appuis → $2.01\text{ cm}^2 > 1,60\text{ cm}^2$ **CV**

Sens YY : en travée → $2.01\text{ cm}^2 > 1,38\text{ cm}^2$ **CV**

en appuis → $2.01\text{cm}^2 > 1,38\text{ cm}^2$ **CV**

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$$

D'après le BAEL 91 on pour $\alpha > 0,4$:

$$v_{ux} = \frac{q_u l_x}{2} (1/(1 + \alpha/2)) = 17.14\text{ KN}$$

$$v_{uy} = \frac{q_u l_x}{2} = 16.29\text{ KN}$$

$\tau_{ux} = 0.012\text{ MPa} < \tau_u$ **CV**

$\tau_{uy} = 0.014\text{ MPa} < \tau_u$ **CV**

• **Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

La fissuration est préjudiciable \Rightarrow

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right), \eta = 1.6(\text{HA})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.66 \text{ MPa}, 201.63 \text{ MPa})$$

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

	Sens XX		Sens YY	
	M _{ax} (KN.m/ml)	M _{tx} (KN.m/ml)	M _{ay} (KN.m/ml)	M _{ty} (KN.m/ml)
M _{ser} (KN.m)	3.356	5.034	2.339	3.508
As (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01

Tableau III.6. Vérification des contraintes à l'ELS

❖ Appuis xx :

- Position de l'axe neutre :

$$b y^2 + 30.A_s.y - 30. d. A_s = 0$$

Alors: $y = 2.54\text{cm}$

- Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :

$$I = \frac{by^3}{3} + n A_s (d - y)^2 \dots\dots\dots\text{BAEL 91}$$

I = 3972.349 cm⁴

- Contrainte du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = 2.225 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte d'acier à la traction :

On doit vérifier que : $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

- Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{3.356 \times 10^6}{3972.349 \times 10^4} = 0.0844$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y) \quad ; \eta = 15$$

$$\sigma_{st} = 15 \times K(d - y) = 15 \times \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \times \frac{3.356 \times 10^6}{3972.349 \times 10^4} (132 - 25.4)$$

$$\sigma_{st} = 134.95 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{st} = 140.041 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ travée xx :

• Position de l'axe neutre :

$$b y^2 + 30.A_s.y - 30. d. A_s = 0$$

Alors: $y = 2.54 \text{ cm}$

• Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :

$$\frac{b y^3}{I} + n A_s (d - y) \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

$$I = 3972.349 \text{ cm}^4$$

• Contrainte du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} y = 3.218 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.218 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

• Contrainte d'acier à la traction :

On doit vérifier que : $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

• Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.126$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y) \quad ; \eta = 15$$

$\Rightarrow \sigma_s = 201.47 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ Appuis YY :

• Position de l'axe neutre :

$$b y^2 + 30.A_s.y - 30. d. A_s = 0$$

Alors: $y = 2.34 \text{ cm}$

• Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :

$$\frac{b y^3}{I} + n A_s (d - y) \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

$$I = 3972.349 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte du béton à la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} y = 1.886 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.886 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

- **Vérification des contraintes des armatures tendues :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.080$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y) \quad ; \eta = 15$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 108.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- ❖ **Travée YY :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0$$

$$\text{Alors: } y = 2.34 \text{ cm}$$

- **Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :**

$$\frac{b y^3}{I} + n A_s (d - y) \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

$$I = 3972.349 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte du béton à la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} y = 3.924 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.924 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

- **Vérification des contraintes des armatures tendues :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.120$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y) \quad ; \eta = 15$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 163.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- L'espace maximal :

$$St \leq \min [3h, 33\text{cm}] = \min [48; 33] = 33\text{cm}$$

Soit : $St=20\text{cm}$

Dans le sens le moins sollicité : $St \leq \min [4h, 45\text{cm}] = 45\text{cm}$

Soit : $St=20\text{cm}$

- Schéma de ferrailage :

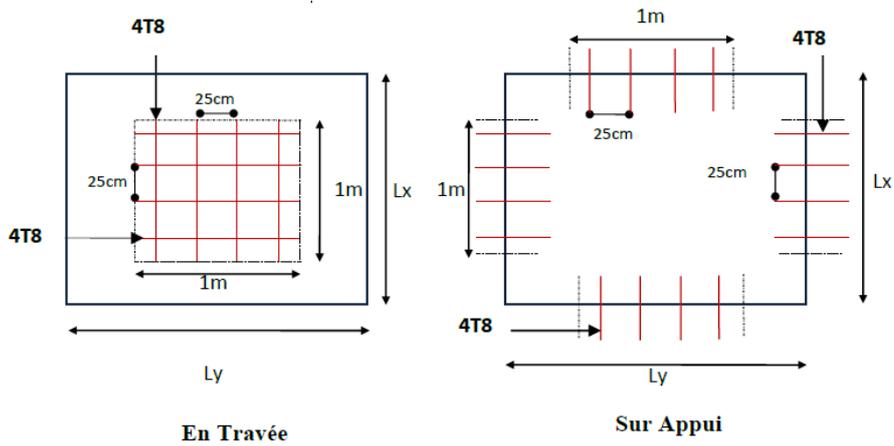


Fig.III.11. Ferrailage du plancher à dalle pleine RDC

III.4.3 Les plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et Prend appui sur des poutrelles.

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension (20x20x65) cm³, avec une table de compression de 5cm d'épaisseur.

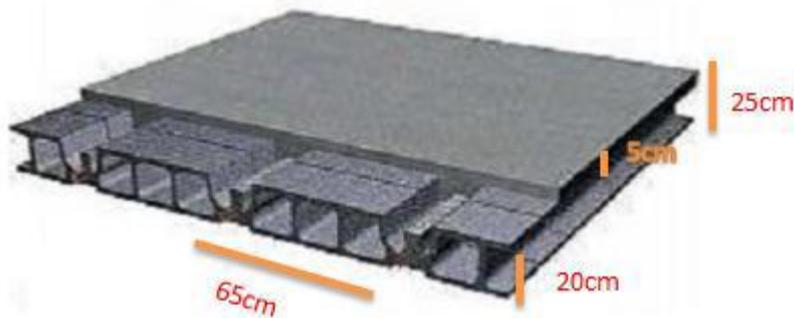


Fig.III.12. Plancher à corps creux

III.4.3.1 Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelle.
- La table de compression.

III.4.3.2 Méthode de calcul :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

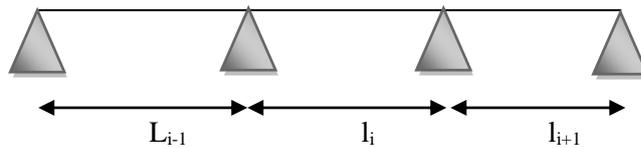
1) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

- **Domaine d'application (BAEL91art B.6.210)**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées tel que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitations, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux ...

Le **BAEL91** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle n'est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- 1- Les charges d'exploitations sont modérées, c'est-à-dire ou : $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- 2- Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées : $I = \text{constant}$.
- 3- Les portées vérifient la relation suivante : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$



- 4- Les fissurations sont considérées préjudiciables à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle du revêtement.

Dans le cas où l'une de ces trois dernières hypothèses n'est pas vérifiée, on peut appliquer la méthode de **CAQUOT**.

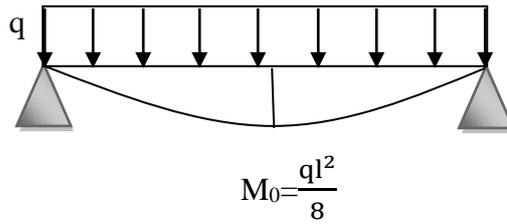
- ✓ **Application de la méthode :**

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation valeurs non pondérées.

- M_0 : Le moment maximal dans la travée de référence : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

- M_w, M_e : Valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite de la travée continue.

- M_t : Moment maximal dans la travée considérée.



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

$$M_t \geq \text{Max} [(1+0.3 \alpha) M_0; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

2) Méthode de CAQUOT :

La méthode est applicable aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée :

$$Q > 2G \text{ ou } Q > 5 \text{KN/m}^2.$$

- Les charges d'exploitation sont susceptibles des variations rapides.
- Les poutres sont associées à une dalle (**section T**).

✓ Principe de la méthode :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la théorie générale de la continuité, mais des corrections ont été rapportées pour tenir compte de la fissuration du béton dû aux fluages et de la présente fréquente de table de compression qui diminuent les moments sur appuis et augmentent les moments en travée.

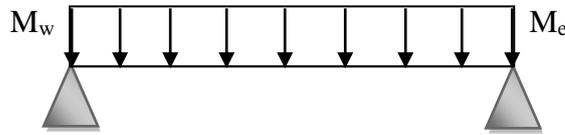
Cette méthode repose sur la méthode des trois moments qui est simplifiée et corrigée pour tenir compte :

- De la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne, pour réduire ce moment sur appuis et augmenter les moments des travées.
- De l'amortissement des efforts du chargement des travées successives, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation

Le principe de cette méthode consiste à prendre en considération une portée fictive (l') pour chaque travée. CAQUOT a également remplacé le facteur 8 dominant par 8,5 pour tenir compte de la variation de (E, I) le long de la poutre.

✓ Application de la méthode :

Pour les poutres avec moments d'inerties égaux :



$$M_i = \frac{P_w l_w'^3 + p_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

$$M_t = 1,25 \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

On calcul pour chaque côté de l'appui, les longueurs des travées fictives L' ; Avec :

M_i : Le moment sur appui.

M_t : Le moment en travée.

P_w : La charge sur la travée gauche.

P_e : La charge sur la travée droite.

l : La longueur de la travée.

$l_w' = l$: Pour une travée de rive.

$l_{w,e}' = 0,8l$: Pour une travée intermédiaire.

M_0 : Le moment fléchissant isostatique $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

M_w, M_e : Les moments gauche et droite de la travée considérée.

III.4.3.3 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1-Les charges d'exploitation sont modères, c'est à dire ou :

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

❖ **Plancher terrasse** : $Q=1 \text{ KN/m}^2 < \max (2 \times 6.63 ; 5 \text{ KN/m}^2)$

$$Q=1 \text{ KN/m}^2 < 13.26 \text{ KN/m}^2 \quad \text{-----} \quad \text{(C.V.)}$$

❖ **Plancher étage courant** : $Q=1,5 \text{ KN/m}^2 < \max (2 \times 5,85 ; 5 \text{ KN/m}^2)$

$$Q=1,5 \text{ KN/m}^2 < 11.7 \text{ KN/m}^2 \quad \text{-----} \quad \text{(C.V.)}$$

2-La fissuration du béton est non préjudiciable ----- (C.V).

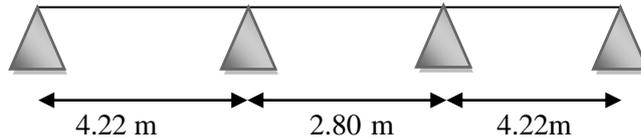
3-Les moments d'inertie des sections transversale sont les même dans les différentes travées en continuité ----- (C.V).

4-Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

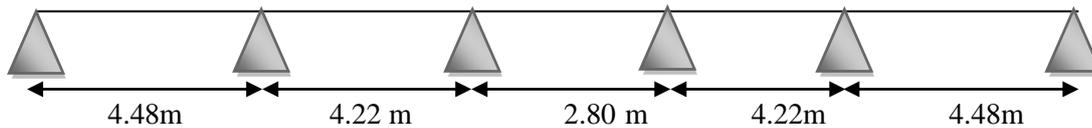
$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25.$$

Dans notre projet, nous avons 2 types de poutrelles :

Type 1 :



Type 2 :



Dans les 2 type la condition : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$ n'est pas vérifiée.

⇒ **Donc on a appliquée la méthode de Caquot**

III.4.3.4. Calcul des poutrelles :

❖ Evaluation des charges :

➤ **Plancher terrasse :** $G = 6,63 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Pour une bonde de 0,65 m : $G = 6,63 \times 0,65 = 4,30 \text{ KN/ml}$

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

➤ **Plancher étage courant :** $G = 5,85 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bonde de 0,65 m : $G = 5,85 \times 0,65 = 3,80 \text{ KN/ml}$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

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

Plancher terrasse : $q = 6,78 \text{ KN/m}$

Plancher étage courant : $q = 6,10 \text{ KN/m}$

ELS : $G+Q$

Plancher terrasse : $q = 4,95 \text{ KN/m}$

Plancher étage courant : $q = 4,77 \text{ KN/m}$

les résultats de calcul sont résumée dans les tableaux suivante :

➤ **Plancher terrasse :**

Type	ELU			ELS		
Type 1	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
	15.09	3.01	12.01	11.01	2.20	8.77
	6.64	10.68	-2.38	4.85	7.78	-1.71
	15.09	10.68	12.01	11.01	7.78	8.77
		3.01			2.20	
Type 2	20.18	4.03	15.74	14.73	2.94	11.49
	15.09	14.93	7.88	11.01	10.90	5.74
	6.64	7.03	1.27	4.85	5.13	0.93
	15.09	7.03	7.88	11.01	5.13	5.74
	20.18	14.93	15.74	14.73	10.90	11.49
		4.03			2.94	

Tableau III.7. Calcul des moments à l'ELU et ELS pour plancher terrasse

➤ **Plancher étage courant :**

Type	ELU			ELS		
Type 1	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
	13.57	2.71	10.63	10.61	2.12	8.45
	5.97	9.59	-2.12	4.67	7.50	-1.66
	13.57	9.59	10.63	10.61	7.50	8.45
		2.71			2.12	

Type 2	18.15	3.63	14.15	14.19	2.83	11.07
	13.57	13.43	7.08	10.61	10.50	5.53
	5.97	6.33	1.13	4.67	4.95	0.88
	13.57	6.33	7.08	10.61	4.95	5.53
	18.15	13.43	14.15	14.19	10.50	11.07
		3.63			2.83	

Tableau III.8. Calcule des moments à l'ELU et ELS pour plancher étage courante

❖ **Les efforts tranchant :**

- Appuis de rive : $T_e = q_u \cdot L/2$ et $T_w = q_u \cdot L/2$
- Appuis intermédiaire : $T_e = 1,1 q_u \cdot L/2$ et $T_w = 1,1 q_u \cdot L/2$

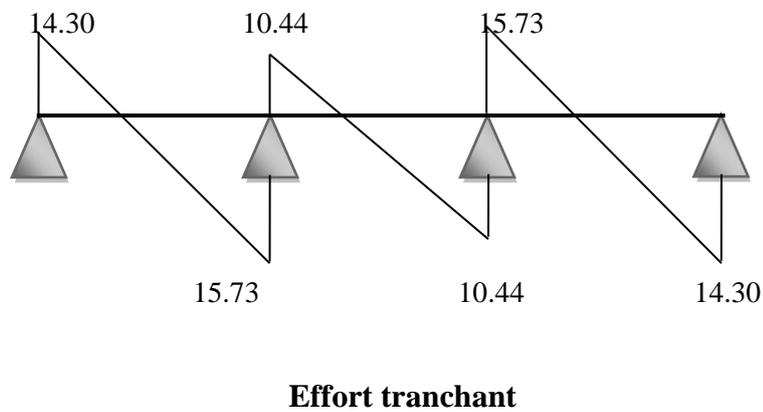
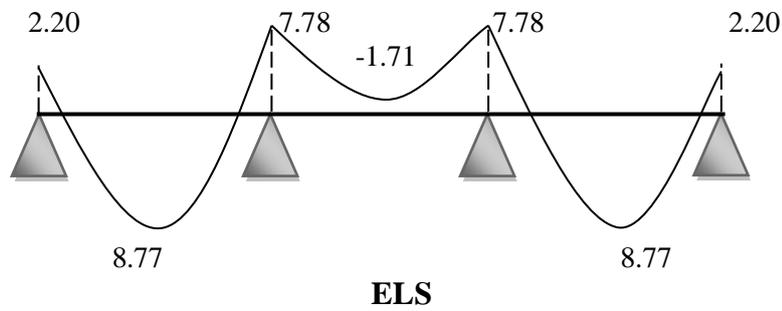
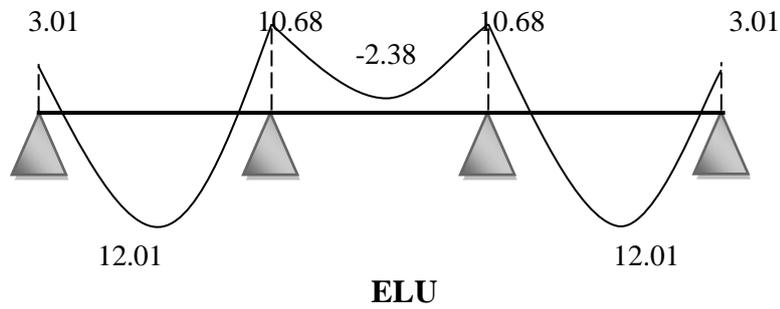
Type	appuis	Les efforts tranchant	Plancher terrasse	Plancher étage	RDC
Type 1	1	T_e	14.30	12.87	17.51
	2	T_w	15.73	14.15	19.26
		T_e	10.44	9.39	12.78
	3	T_w	10.44	9.39	12.78
		T_e	15.73	14.15	19.26
	4	T_w	14.30	12.87	17.51
Type 2	1	T_e	16,54	14.88	20.25
	2	T_w	18.19	16.37	22.27
		T_e	15.73	14.15	19.26
	3	T_w	15.73	14.15	19.26
		T_e	10.44	9.39	12.78
	4	T_w	10.44	9.39	12.78
		T_e	15.73	14.15	19.26
	5	T_w	15.73	14.15	19.26
		T_e	18.19	16.37	22.27
	6	T_w	16.54	14.88	20.25

Tableau III.9. Calcule les efforts tranchantes

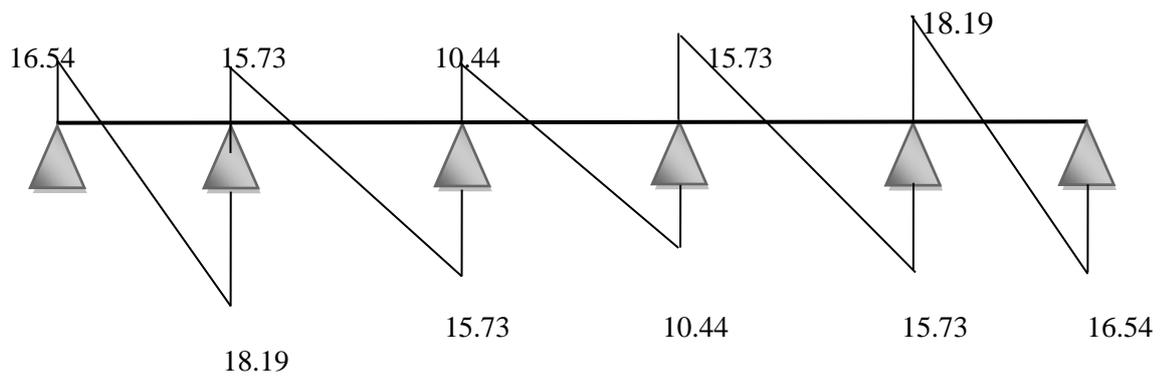
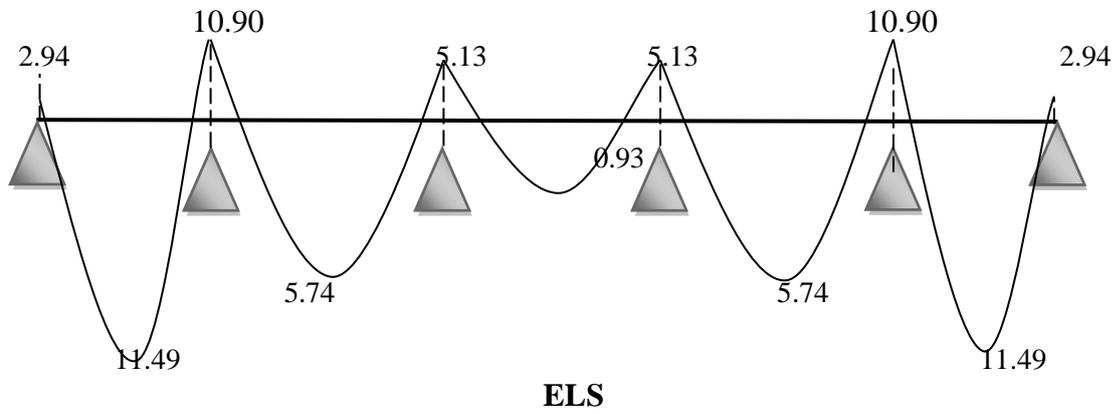
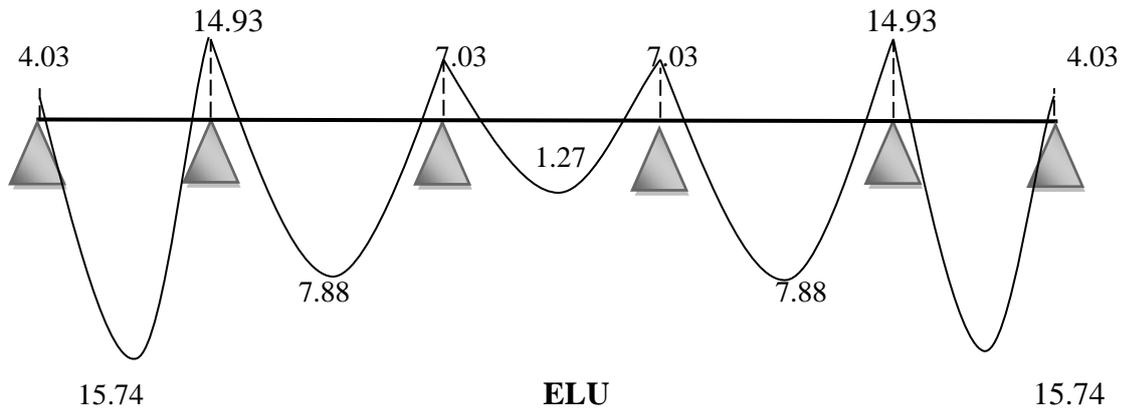
❖ Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchant :

Plancher terrasse :

Type 1 :

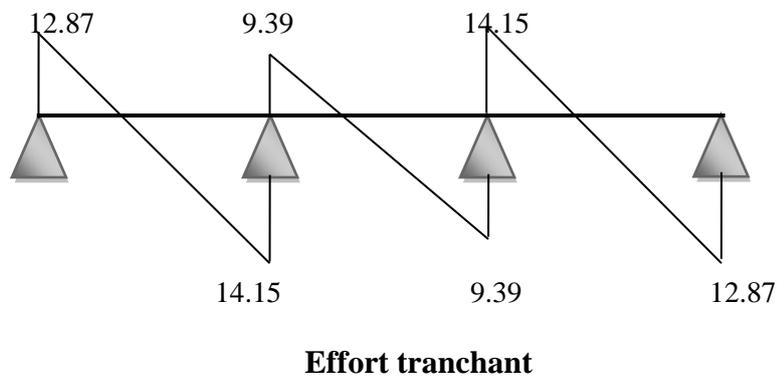
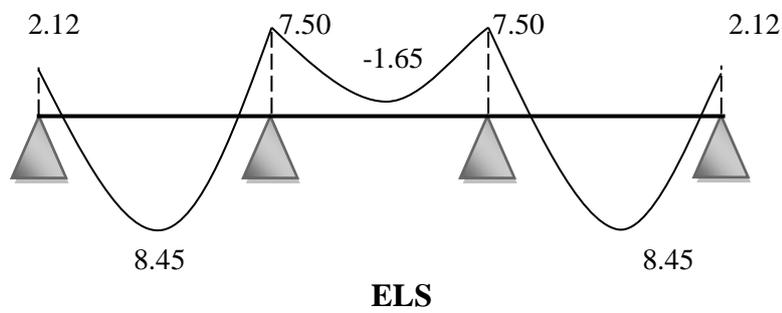
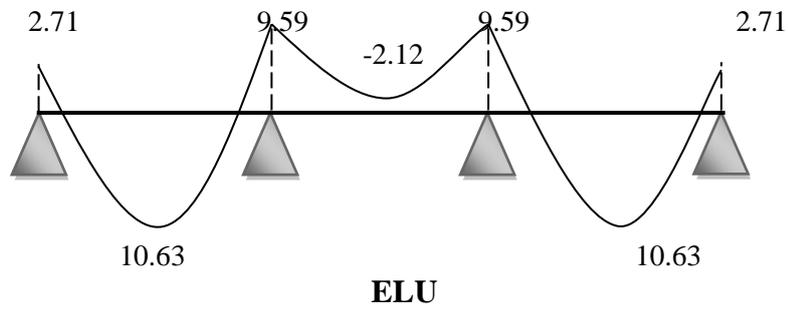


Type 2 :

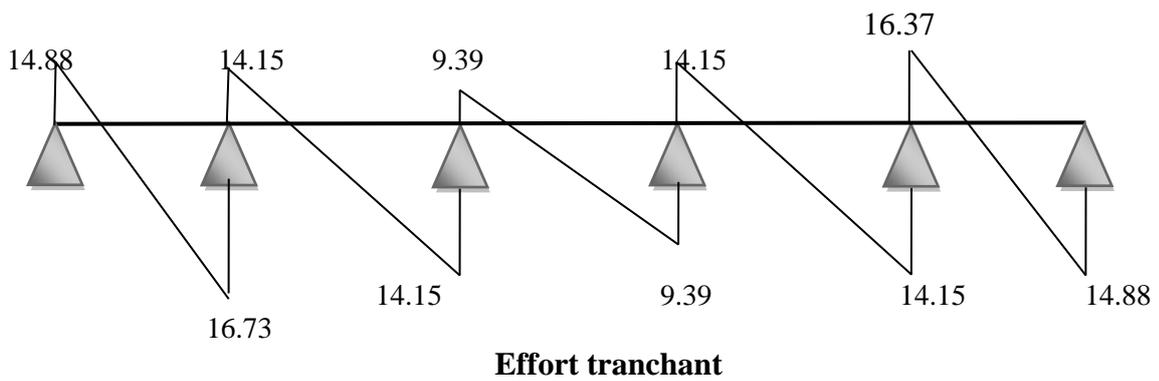
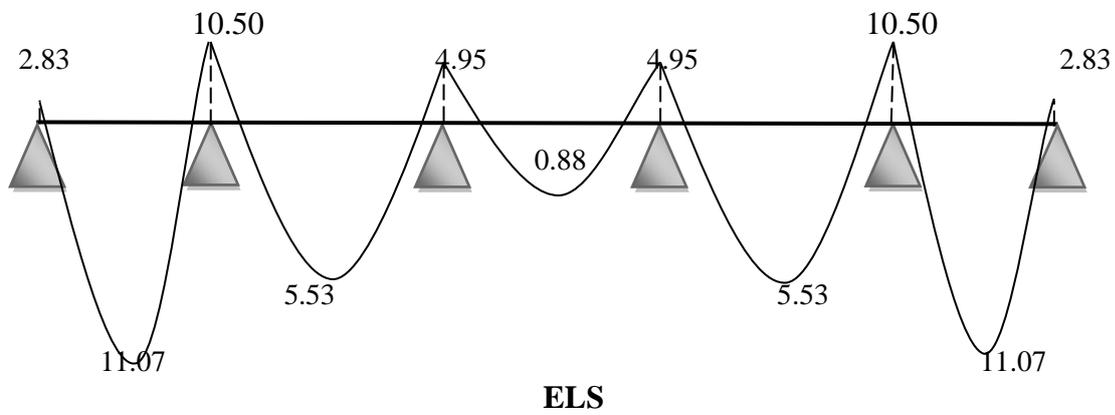
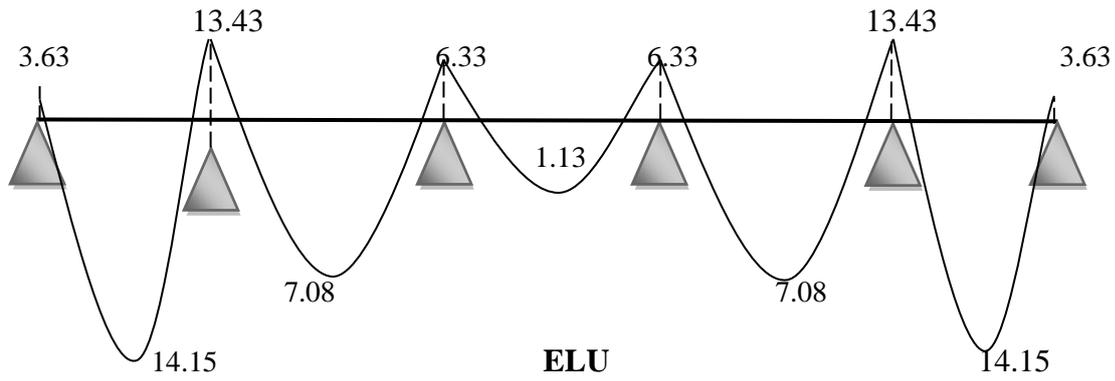


➤ Plancher étage courant :

Type 1 :



Type 2 :



❖ Calcul des armatures à l'ELU :

❖ Plancher terrasse :

$$M_{t \max} = 15.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} \text{ (Appuis de rive)} = 4.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} \text{ (Appuis intermédiaire)} = 14,93 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

➤ En travée :

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,02 \times 14,20 \times 10^3 \times \left(0,18 - \frac{0,02}{2} \right) = 31,38 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 15.74 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec: $b = 0,65 \text{ m}$ et $h = 0,20 \text{ m}$.

➤ Sur appui de rive :

$$M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 4.03 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b_0 \times h) = (12 \times 20)$$

➤ Sur appui intermédiaire :

$$M_t = 31.38 \text{ KN.m} > M_u = 14,93 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b \times h) = (12 \times 20).$$

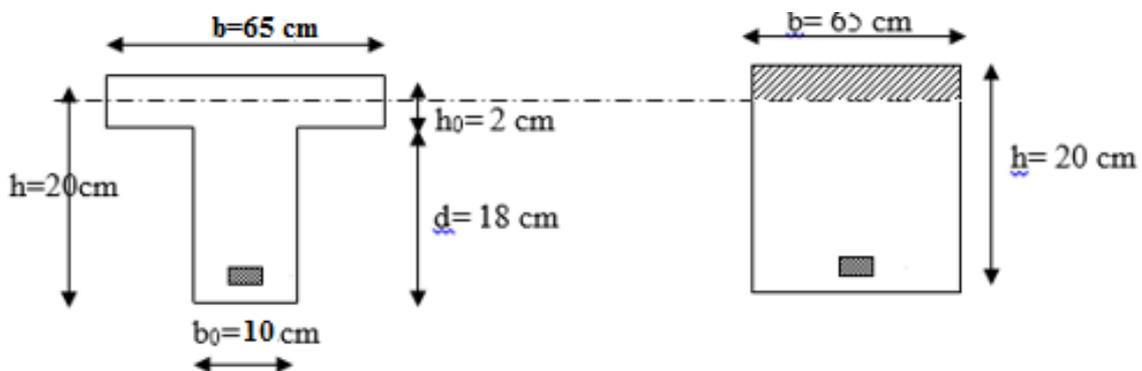


Fig.III.13. Coupe se section rectangulaire et section en T

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} ; \quad A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b(m)	d(m)	μ	α	Z	A_s (cm)	A_s adopte	$A_{s min}$
Travée	15.74	0,65	0,18	0,052	0,066	0,17	2,66	3T12=3.39	1,41
Appuis de rive	4.03	0,12	0,18	0,072	0,093	0,17	0,68	1T10= 0.79	0,26
Appuis intermédiaire	14.93	0,12	0,18	0,27	0,402	0,15	2,86	1T16+1T12 = 3.14	0,26

Tableau III.10. Résultat de calcul de ferrailage

➤ Les vérifications :

- Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{s min} \dots \dots \dots CV$$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{u max} = 18.19 \text{ KN.}$$

$$\text{Fissuration non préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18.19 \times 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0.84\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.84\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots CV$$

-Les vérifications à l'ELS :

	α	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0.066	1.37	0.43	CV
Appui intermédiaire	0.402	1.37	0.43	CV
Appui de rive	0.093	1.37	0.43	CV

Tableau III.11. vérification a ELS

-Calcul des armatures transversales et l'espacement :**Selon RPA99/Version 2003 :**

$$\Phi_t \leq \min (h/ 35, \Phi_1, b_0/10)$$

Φ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min (0,57 ; 0,8 ; 1)$$

On adopte $\Phi_t=0,6$ cm

$$A_t = 2HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_t \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm})$$

On adopte $S_t = 20$ cm

-Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{418} = 0,047 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{20}{418} = 0,047 \geq \frac{15,74}{15 \times 24,70} = 0,042 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{308}{120 \times 180} = 0,0142 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

➤ Plancher étage courant :

$$M_{t \max} = 14,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} \text{ (Appuis de rive)} = 3,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} \text{ (Appuis intermédiaire)} = 13,43 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

➤ En travée :

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,02 \times 14,20 \times 10^3 \times \left(0,18 - \frac{0,02}{2} \right) = 31,38 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 14,17 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec : b= 0,65 m et h= 0,20 m.

➤ **Sur appui de rive :**

$$M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 3,63 \text{ KN.m.}$$

⇒ Section rectangulaire (b₀×h) = (12×20).

➤ **Sur appui intermédiaire :**

$$M_t = 31,38 \text{ KN.m} > M_u = 13,43 \text{ KN.m}$$

⇒ Section rectangulaire (b×h) = (12×20).

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} ; \quad A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b(m)	d(m)	μ	α	Z	A_s (cm)	A_s adopte	$A_{s \min}$
Travée	14,15	0,65	0,18	0,047	0,06	0,17	2,39	3T12=3.39	1,41
Appuis de rive	3,63	0,12	0,18	0,065	0,084	0,17	0,61	1T10= 0.79	0,24
Appuis intermédiaire	13.43	0,12	0,18	0,24	0,348	0,15	2,77	1T16+1T12 = 3.14	0,26

Tableau III.12. Résultat de calcul de ferrailage

➤ **Les vérifications :**

-Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{s \min} \dots \dots \dots CV$$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{u \max} = 16,37 \text{ KN.}$$

Fissuration non préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16,37 \times 10^3}{120 \cdot 200} = 0.81 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Les vérifications à l'ELS :

	α	$\gamma = M_u / M_{ser}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
En travée	0.06	1.27	0.385	CV
Appui intermédiaire	0.348	1.27	0.385	CV
Appui de rive	0.084	1.28	0.39	CV

Tableau III.13. vérification a ELS

-Calcul des armatures transversales et l'espacement :

Selon RPA99/Version 2003 :

$$\Phi_t \leq \min (h/ 35, \Phi_1, b_0/10)$$

Φ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min (0,57 ; 0,8 ; 1)$$

On adopte $\Phi_t=0,6$ cm

$$A_t = 2HA8 = 2,01 \text{cm}^2$$

Espacement :

$$S_t \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{cm})$$

$$S_t \leq \min (0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm})$$

On adopte $S_t = 20$ cm

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{418} = 0.047 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{20}{418} = 0.047 \geq \frac{15.74}{15 \times 24.70} = 0.042 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{308}{120 \times 180} = 0,0142 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

➤ Schéma de ferrailage des poutrelles :

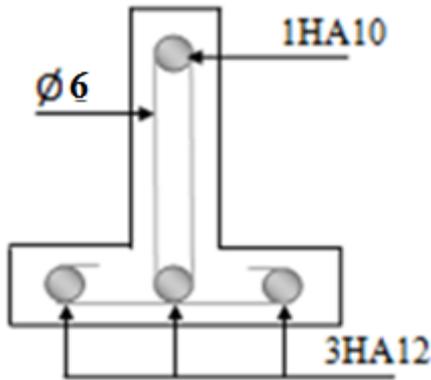


Fig.III. 15. Ferrailage du plancher à corps creux (Appuis de rive)

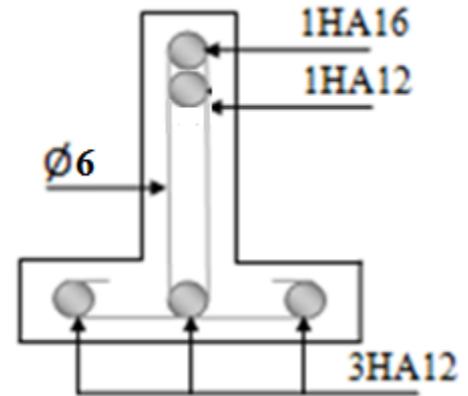


Fig.III. 14. Ferrailage du plancher à corps creux (Appuis intermédiaire)

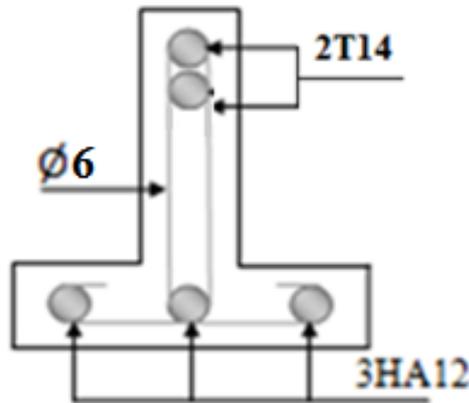


Fig.III. 16. Ferrailage du plancher à corps creux (trvée)

III.4.3.5 Ferrailage de la table de compression

Généralement pour les dalles à corps creux la table de compression ferraille par un treillis soudés.

➤ Les armatures perpendiculaires aux nervures :

$L_n = 65 \text{ cm}$: est l'entre axe des poutrelles

$$\begin{cases} L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_t = \frac{200}{f_e} \\ 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_t = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}. \quad \text{Soit } A_t = 5\Phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$S_t \leq 20 \text{ cm}$: donc on adopte l'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ Les armatures dans le sens parallèles aux nervures :

$$A \geq \frac{A_t}{4} \Rightarrow A \geq \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_t = 5\Phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens

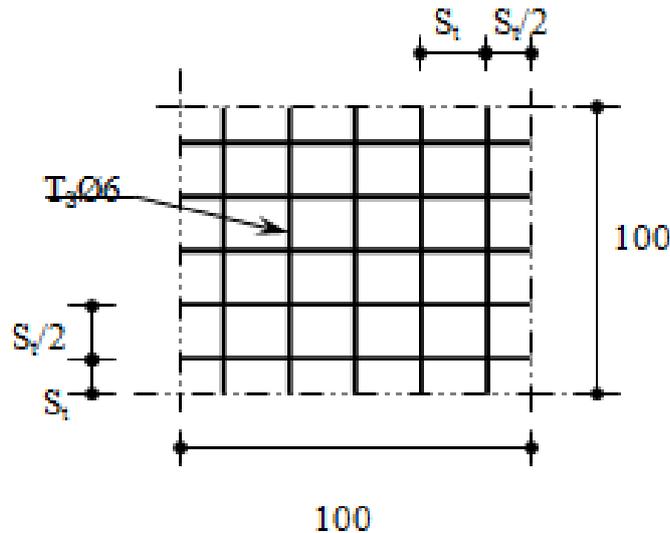


Fig.III.17. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.5 escaliers :

III.5.1 Introduction :

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité. Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant sur un ou deux appuis, assimilés à une poutre soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre pré-dimensionnement et descente de charge. Le garde-corps est en acier, ce qui fait son poids est négligé dans les calculs.

Parmi les autres conditions entrant dans le choix des dimensions, on retrouve :

- Condition d'accès facile d'un étage à un autre.
- Condition de dégagement rapide des escaliers.
- Condition de sécurité.

Pour notre construction, on a un seul type d'escalier :

- Escalier à deux volées.

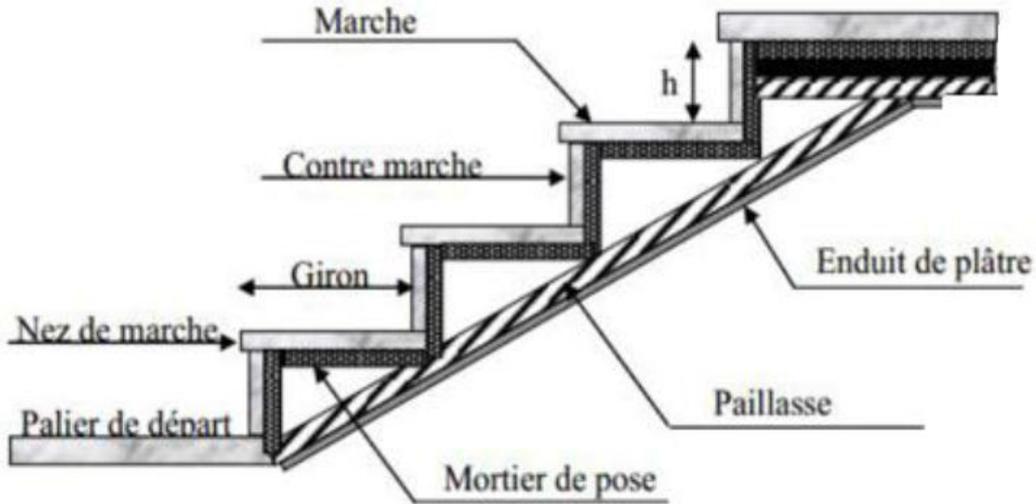


Fig.III.18. Schéma d'une escalier

III .5.2 Calcul des escaliers :

Pour notre cas, on a principalement un type d'escalier avec deux volées identique

III .5.2.1 calcul des sollicitations :

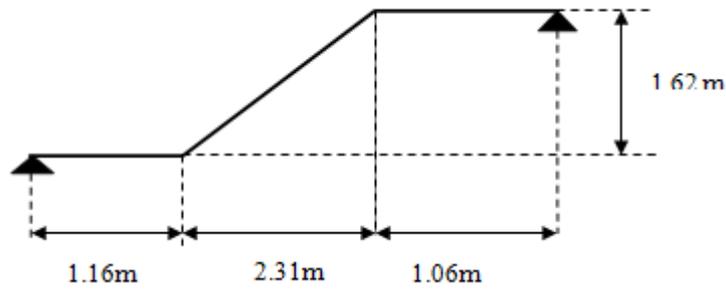


Fig.III.19. Schéma d'une escalier

- ✓ Palliasse : $G= 8,06 \text{ KN/ml}$, $Q=2,5 \text{ KN/ml}$
- ✓ Palier : $G= 5,35 \text{ KN/ml}$, $Q=2,5 \text{ KN/ml}$

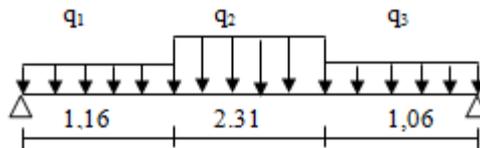


Fig.III.20. Schéma statique de l'escalier

Les charges équivalentes : $q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{q_1 \times 1,30 + q_2 \times 2,52 + q_2 \times 1,26}{1,30 + 2,52 + 1,26}$

$$q_{eq} = \frac{8,06 \times 2,31 + 2,22 \times 5,35}{4,53} = 6,73 \text{ KN/ml}$$

A L'E.L.U: $q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 6,73 + 1,5 \times 2,5 = 12,83 \text{ KN/ml}$

A L'E.L.S: $q_s = G + Q = 6,73 + 2,5 = 9,23 \text{ KN/ml}$

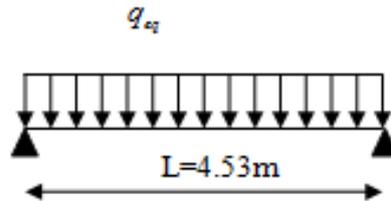


Fig.III.21. La charge équivalente

❖ **Calcul des moments :**

❖ **ELU :**

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 32,91 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85.M_0 = 27,973 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0,30.M_0 = 9,873 \text{ KN.m}$

❖ **ELS :**

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 23,67 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85.M_0 = 20,119 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0,30.M_0 = 7,101 \text{ KN.m}$

Remarque :

Nous remarquons qu'il n'y a pas de changement important entre les sollicitations internes de SS et EC dans les deux cas (ELU et ELS). A cause de cette effet et pour raison de sécurité et aussi pour la facilité du calcul, on fera le ferrailage pour le EC et on assimilerons les mêmes résultats dans les étages courantes

III .5.2.2.calcul des armatures :

III .5.2.2.1.armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m, la section du béton est : (b×h)= (100×15) cm².

f_{c28}(MPa)	θ	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d(m)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	0,13	14,16	348	400

Tableau III.14. Différents coefficient pour le calcul de ferrailage

On a :

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} \quad A_{s\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Sectin	b(m)	d(cm)	M_u(KN.m)	μ	α	Z(cm)	A_{smin}	A_s(cm²)	A_{adopte}
Travée	100	13.5	27.973	0.183	0.25	12.15	1.63	6.01	4T14=6.16
Appuis	100	13.5	9.873	0.038	0.04	13.28	1.63	2.13	4T10=3,14

Tableau III.15. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier

❖ **Escapement maximal:**

$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$

- En travée: $S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- Sur appui : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

III.5.2.2.2.armatures de répartition:

- ❖ En travée : $A_{\text{rep}} = A_{\text{ado}}/4 = 1.54\text{cm}^2$; on adopte : **4 T8=2.01cm²**,
 $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- ❖ Sur appui: $A_{\text{rep}} = A_{\text{ado}}/4 = 0.785\text{cm}^2$; on adopte : **4T8=2.01cm²**,
 $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

vérification :

Vérification à l'ELU :

❖ **La section minimale :**

$$A_{s\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 1.63cm^2$$

En travée : $A_s = 6,16cm^2 \geq A_{s\min} \dots\dots\dots cv$

Sur appui : $A_s = 3.14cm^2 \geq A_{s\min} \dots\dots\dots cv$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante : $\tau_t \leq \bar{\tau}$ tel que : $\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$ Fissuration

nom préjudiciable

$$\bar{\tau} = 3,33MPa$$

$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$ Avec : T_u l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$T_u = q \frac{l}{2} = 12.83 \times \frac{4.53}{2} = 29.059KN$$

$$\tau_u = \frac{29.059 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,2152MPa \leq \bar{\tau} = 3,33MPa \dots\dots\dots cv$$

Vérification à l'ELS :

1-Vérification des contraintes de béton :

❖ **En travée :**

$$\alpha = 0,25 \text{ , } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,39$$

$$\left[\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,445$$

Donc : $\alpha = 0,25 \leq 0,445 \dots\dots\dots cv$

❖ Sur appui :

$$\alpha = 0,04, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,39$$

$$\left[\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,445$$

Donc : $\alpha = 0,04 \leq 0,445$cv

2-Contrainte dans les aciers tendus :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire Vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Vérification de la flèche :

Il faut vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq 1/10 \times M_t/M_0 \\ A_s/bd \leq 4,2/f_e \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 15/453 = 0,033 \leq 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots cv \\ 15/453 = 0,033 \leq 20.199/10 / 23.67 = 0,0849 \dots\dots\dots cv \\ 6.16/100 \times 13.5 = 0,00486 \geq 4,2/400 = 0,0105 \dots\dots\dots cv \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors ; le calcul de la flèche ne s'impose pas.

1. Calcul de la flèche :

La flèche totale est donnée selon le **BAEL 91**, comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec :

f_{gv}, f_{gi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{l}{100} + 0.5$

$$\text{D'après le BAEL91 on a : } f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}}, \quad f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$$

2. Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2$$

Avec y : la position de l'axe neutre

n : coefficient d'équivalence = 15

3. Calcul de y :

$$y = \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0 \quad \text{Avec : } A' = 0 ; A = 6.16 \text{ cm}^2$$

4. Moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

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

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}, \lambda_p = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}$$

$$E_i = 11000 * (f_{c28})^{1/3} \quad \text{et} \quad E_v = E_i/3$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

y(cm)	I (cm ⁴)	V(cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ_i (MPa)	λ_v (MPa)	E _i (MPa)	E _v (MPa)
4.115	10460.268	8.66	32307.92	0.0045	4.66	1.86	32164,2	10721.4

Tableau III.16. Différents coefficients pour le calcul de la flèche

✓ flèche instantanée due à G ; « fgi » :

La combinaison : $q = G$ (pour 1ml)

-palier : $q_1 = q_3 = 5.35 \text{ KN/ml}$

-paillasse : $q_2 = 8.06 \text{ KN/ml}$

$$q_{eq} = \frac{8.06 \times 2.22 + 2.31 \times 5.35}{4.53} = 6,67 \text{ KN/ml}$$

5-Calcul du moment et contrainte :

$$M_s = 0.85.M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{6,67 \times (4,53)^2}{8} = 14.54 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15M_s(d-y)/I = 15 \times 14.54 \cdot 10^3 (13.5 - 4.155) / 10460.268 = 194.846 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.34$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 13751.24 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{14.54 \times 10^6 \times (4530)^2}{10 \times 32164.2 \times 13751.24 \times 10^8} = 6.74 \text{ mm}$$

❖ flèche diffère due à G : « fgv » :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 21770.83 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 12.78 \text{ mm}$$

❖ flèche instantanée due à « j » :

j : charge permanente avant la mise en place le revêtement

- palier : $q_1 = q_3 = 3.75 \text{ KN/ml}$

- palliase : $q_2 = 6.06 \text{ KN/ml}$

$$\text{Charge équivalente : } q_{eq} = \frac{3.75 \times 2.22 + 2.31 \times 6.06}{4.53} = 4.927 \text{ KN/ml}$$

6-Calcul du moment et contrainte :

$$M_s = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 10.742 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15M_s(d-y)/I = 143.950 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.21$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 17961.54 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 3.81 \text{ mm}$$

❖ flèche due à G+Q : « f_{pi} » :

$$q_{eq} = 6.69 + 2.5 = 9.19$$

$$M_{pi} = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{9.19 \times (4.53)^2}{8} = 20.037 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{pi} = 15 M_{pi} (d - y) / I = 268.50 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{pi} + f_{t28}} \right] = 0.46$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 11305.09 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 11.30 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 12.78 - 3.81 + 11.30 - 6.74 = 13.53 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 13.53 \text{ mm}$$

Et on a :

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots \text{Si } L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \dots \text{Si } L > 5m \end{cases}$$

$$L = 4.53 \text{ m} : \Rightarrow \bar{f} = \frac{4530}{500} = 9.06 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 13.53 \text{ mm} > \bar{f} = 9.06 \text{ mm} \dots \text{CNV}$$

La flèche ne vérifie pas la condition : $\Delta f \leq \frac{l}{500} = 0,906 \text{ cm}$; alors

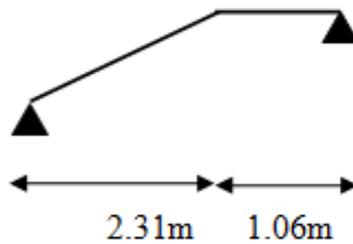
On ajoute une poutre noyée :

❖ **Définition :**

La poutre noyée est une poutre incorporée dans les planchers et elle est destinée à reprendre les charges telle que :

- Poids propre.
- Poids de dalle.

Elle est encastrée dans la poutre et fléchit d'une manière proportionnelle au fléchissement des dalles aux quelle il fait partie. La poutre noyée a une hauteur égale à l'épaisseur de la dalle (15cm) et une largeur de 30cm.



- Paillasse : $G=8.06\text{KN/ml}$; $Q=2.5\text{KN/ml}$
- Palier : $G=5.35\text{KN/ml}$; $Q=2.51\text{KN/ml}$

La charge équivalente: $q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i}$

$$q_{eq} = q_{eq} = \frac{8,06 \times 2.31 + 1.06 \times 5.35}{3.37} = 7.207\text{KN/ml}$$

KN/ml.

Alors : $q_{eq} = 7.20\text{KN/ml}$.

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

❖ **A l'état limite ultime :** $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35 \times 7.20 + 1.5 \times 2.51 = 13.48 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul des moments :**

Moment isostatique : $M_0 = q l^2 / 8 = 19.13 \text{ KN/m .}$

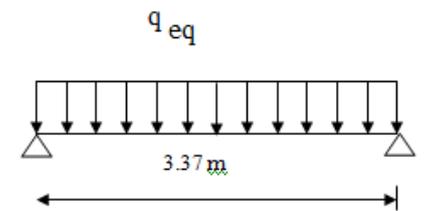


Fig.III.22. La charge équivalente l'ELU

Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 16.26 \text{ KN/m}$.

Moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 5.739 \text{ KN/m}$.

❖ **A l'état limite de service : $q_s = G + Q$**

$q_s = 7.15 + 2.51 = 9.660 \text{ KN/ml}$.

➤ **Calcul des moments :**

Moment isostatique $M_0 = ql^2 / 8 = 13.713 \text{ KN/m}$.

Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 11.656 \text{ KN/m}$.

Moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 5.485 \text{ KN/m}$.

❖ **Calcul des armatures :**

➤ **Armatures longitudinales :**

le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$.

$f_{c28}(\text{MPa})$	θ	$f_{t28}(\text{MPa})$	γ_b	γ_s	d(m)	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
25	1	2.1	1.5	1.15	0.13	14.2	400	348

Tableau III.17. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage escalier

On utilise les formules suivantes :

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

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} ; A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	Mu(KN.m)	μ	α	Z(cm)	$A_{s \min}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
Travée	100	13.5	16.26	0.025	0.031	11.82	1.63	3.95	4HA12=4.52
Appuis	100	13.5	5.73	0.009	0.011	12.90	1.63	1.27	2HA12=2.26

Tableau III.18. Résultats du calcul du ferrailage escalier

• **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) = 33\text{cm}$$

- en travée : $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

- en appuis : $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

➤ **Armatures de répartition :**

- En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13\text{cm}^2$ on adopte : 4T8=2.01cm² ;st=25cm

- Sur appuis : $A_r = \frac{A_s}{4} = 2.26/4 = 0.5025\text{cm}^2$ on adopte : 4T8=2.01cm² ;st=25cm

❖ **Vérification :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc : $\bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$; Avec T_u : l'effort tranchant maximal sur appui

$T_u = q l/2 = 13.48 \times 3.37/2 = 22.71\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{19.13 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.141\text{MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots\text{CV}$

❖ **Vérification à ELS :**

➤ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$$\left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44$$

Donc : $\alpha = 0.10 \leq 0.44$ CV

- **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.04$$

$$\left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.27$$

Donc : $\alpha = 0.034 \leq 0.44$ CV

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

❖ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{337} = 0.044 \leq 0.0625 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.039 \leq 0.084 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0033 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de la flèche :**

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gi}, f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : La flèche due à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément.

Cette flèche ne doit pas dépasser $L/500$

D'après le BAEL91 on a : $f_i = \frac{MP}{10E_i I_{fi}}$, $f_v = \frac{MP}{10E_v I_{fv}}$

• **La position de l'axe neutre:**

$by^2 + 30(As + As')y - 30(dAs - d'As') = 0$ Avec: $A' = 0$; $A = 3.14 \text{ cm}^2$

$y = 3.12 \text{ cm}$

• **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

$I = \frac{by^3}{3} + \eta [A_s (d - y)^2] \rightarrow \text{BAEL91}$

Avec y : la position de l'axe neutre

η : Coefficient d'équivalence = 15

• **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I₀ » :**

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

$V = \left(\frac{b.h^2}{2} + 15A_s.d \right) / (b.d + 15A_s)$

$\rho = \frac{A_s}{b.d}$; $\lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i$; $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}$; $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$; $E_v = \frac{E_i}{3}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Y(cm)	I cm ⁴	V(cm)	I ₀ cm ⁴	ρ	λ _i (MPa)	λ _v (MPa)	E _i (MPa)	E _v (MPa)
3.12	6078.13	8.5	34699.76	0.0023	9.13	3.65	32164.2	10721.4

Tableau III.19. Différents coefficients pour le calcul de la flèche escalier T3b

✓ **flèches due l'ensemble des charges permanente « f_{gv}, f_{gi} » :**

La combinaison : q=G..... (Pour 1ml)

- Paillasse : q₁=8.06 KN/ml

- Palier : q₂=5.35 KN/ml

$$q_{eq} = \frac{8.06 \times 2.31 + 5.35 \times 1.06}{3.37} = 7.20 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = 0.85 M_0 = 8.68 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y)/I = 15 \times 8.68 \times 10^3 (13.5 - 3.12) / 6087.13 = 222.02 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.11$$

$$I_{f_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \cdot \mu} = 19043.92 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow f_{gi} = \frac{Ml^2}{10E_v I_{f_g}} = 1.82 \text{ mm}$$

$$I_{f_v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 27234.91 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow f_{gv} = \frac{Ml^2}{10E_v I_{f_v}} = 3.37 \text{ mm}$$

✓ **flèche instantanée due à j « f_{ji} » :**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

- Paillasse : q₁=6.06 KN /ml

- Palier : q₂=3.75 KN/ml

$$\text{La charge équivalente : } q_{eq} = \frac{6.06 \times 2.31 + 3.75 \times 1.06}{3.37} = 5.33 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = 0.85 M_0 = 6.43 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y)/I = 15 \times 6.43 \times 10^3 (13.5 - 3.12) / 6087.13 = 164.47 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.078$$

$$I_{f_i} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 22293.58 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow f_{ji} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{f_i}} = 1.01 \text{ mm}$$

✓ flèche due à G+Q « f_{pi} » :

$$q_{eq} = 7.20 + 2.5 = 9.70 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = 0.85 M_0 = 11.70 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y) / I = 15 \times 11.70 \times 10^3 (13.5 - 3.12) / 6087.13 = 229.26 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho_s \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0.12$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \cdot \mu} = 18214.22 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{pi} = \frac{M l^2}{10 E_t I_{fp}} = 2.26 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ \Delta f_t = 3.37 - 1.01 + 2.26 - 1.82 = 2.80 \text{ mm} \\ \Delta f_t = 2.80 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On a aussi :

$$\bar{f} \leq L/500 \dots\dots\dots \text{si : } L \leq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} \leq 0.5 + L/1000 \dots\dots\dots \text{si : } L > 5 \text{ m}$$

$$L = 3.37 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = 3370/500 = 6.74 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 2.80 \text{ mm} \leq \bar{f} = 6.74 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Etude de la poutre palière :**

Définition :

La poutre est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l'action du poids de palier et paillasse.

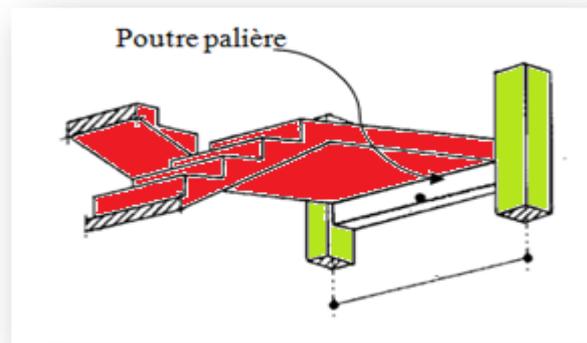


Fig.III.23. La poutre palier

Pré dimensionnement :

Selon BAEL91 les dimensionnements de la poutre sont :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}$$

Suivant les conditions de RPA99/version 2003.

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ b \geq 20 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h/b \leq 4 ; h/b = 35/30 = 1.17 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc : nous prenons la section de la poutre palier $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

calcul des sollicitations :**❖ A l'état limite ultime :**

-poids propre de la poutre : $G_P = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.65 \text{ KN/ml}$

-poids propre de la paillasse : $R = \left(\frac{q_u \times l}{2} \right) = 16.89 \text{ KN/ml}$

-Poids du mur : $G_{mur} = (3.24 - 0.35) \times 2.8 = 8.092 \text{ KN/ml}$

Donc : $q_{tot} = (1.35(G_P + G_{mur}) + R) = 1.35 \cdot (2.65 + 8.092) + 16.89 = 31.39 \text{ KN/ml}$

-Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{tot} l^2}{8} = 47.39 \text{ KN.m}$

-Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 40.28 \text{ KN.m}$

-Moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 14.21 \text{ KN.m}$

❖ A l'état limite service :

-poids propre de la poutre : $G_P=0.3 \times 0.35 \times 25=2.625$ KN/ml

-poids propre de la paillasse : $R = \left(\frac{q_{ser} \times l}{2} \right) = 12.19$ KN/ml

-Poids du mur : $G_{mur} = 8.092$ KN/ml

Donc : $q_{sertot} = (G_P + G_{mur} + R) = (2.65+8.092+12.19)=22.932$ KN/ml

-Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{sertot} l^2}{8} = 34.51$ KN.m

-Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 29.33$ KN.m

-Moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 10.35$ KN.m

Calcul des armatures longitudinal (flexion simple) :

$h=35$ cm ; $b=30$ cm ; $d=31.5$ cm

Section	b(cm)	d(cm)	Mu (KN.m)	μ	α	Z(cm)	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Aadopt (cm ²)
Travée	30	31.5	40.28	0.137	0.18	39.23	1.14	1.81	2T14=3.08
Appuis	30	31.5	14.21	0.048	0.061	30.73	1.14	0.60	2T12=2.26

Tableau III.20. Résultats du calcul du ferrailage de poutre palier

Vérification :❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc : $\bar{\tau} = 3.33$ MPa

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$; Avec T_u : l'effort tranchant maximal sur appui

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = 71.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{71.09 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.752 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à ELS :**

➤ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$ avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

- **En travée :** $\alpha = 0.425 \leq 0.436 \dots\dots\dots \text{CV}$
- **Sur appui :** $\alpha = 0.425 \leq 0.435 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{320} = 0.109 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow 0.109 \geq 0.0849 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0035 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Calcul des armatures longitudinales (à la torsion) :

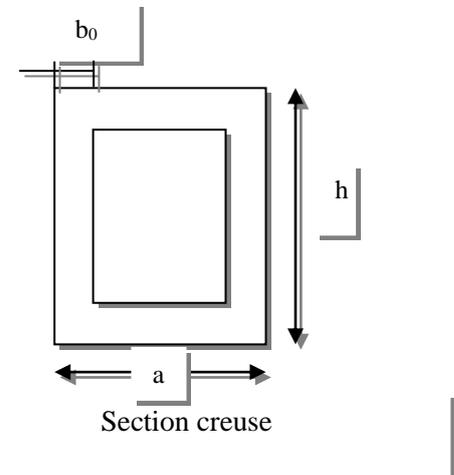
❖ **Calcul du moment dus à la torsion :**

$$M_a = 0.1 \times L / 2 \times v_u = 0.1 \times 70.09 \times 3.2 / 2 = 11.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor} = M_a \times L / 2 = 11.21 \times 3.9 / 2 = 21.85 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \Omega = (a - b_0) \times (h - b_0) \\ \text{Avec : } a = \min(b \times h) \\ b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$



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

❖ **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{21.85}{2 \times 0.05 \times 0.075 \times 1000} = 2.91 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle totale :**

On doit vérifier que : $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow (2.91)^2 + (0.742)^2 = 9.01 < 11.08$$

$$\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Calcul des armatures:**

$$\text{D'après le BEAL91 : } A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot u}{2 \times \Omega \times f_{ad}}$$

Avec : u : périmètre de la section efficace Ω .

A_s^{tor} : Armatures longitudinales de torsion.

$$U = [(h - b_o) + (b - b_o)] \times 2 = 1.1 \text{ m}$$

$$A_s^{tor} = \frac{21.85 \times 110 \times 10^5}{2 \times 750 \times 348 \times 10^2} = 4.60 \text{ cm}^2$$

Alors les aciers longitudinaux :

-en travée : $A_s^{fle} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

-sur appui : $A_s^{fle} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

- $A_s^{tor} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Pourcentage minimal :**

$$\text{D'après le BEAL91 on a : } \frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e = \frac{4.62}{5 \times 110} \times 400 = 3.36$$

Donc : $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$

Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2\Omega\sigma_s} = \frac{21.85 \times 10^5}{2 \times 750 \times 348 \times 10^2} = 0.041 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 31.5 ; 40\text{cm}) = 28.35\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 25\text{cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.041 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 1.025 \text{ cm}^2$$

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

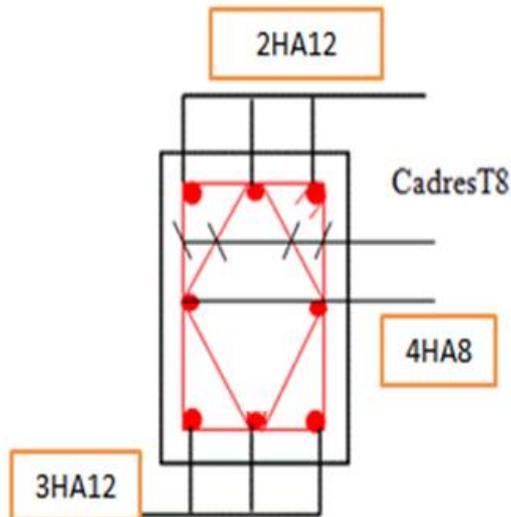


Fig.III.24. Ferrailage de la poutre palière

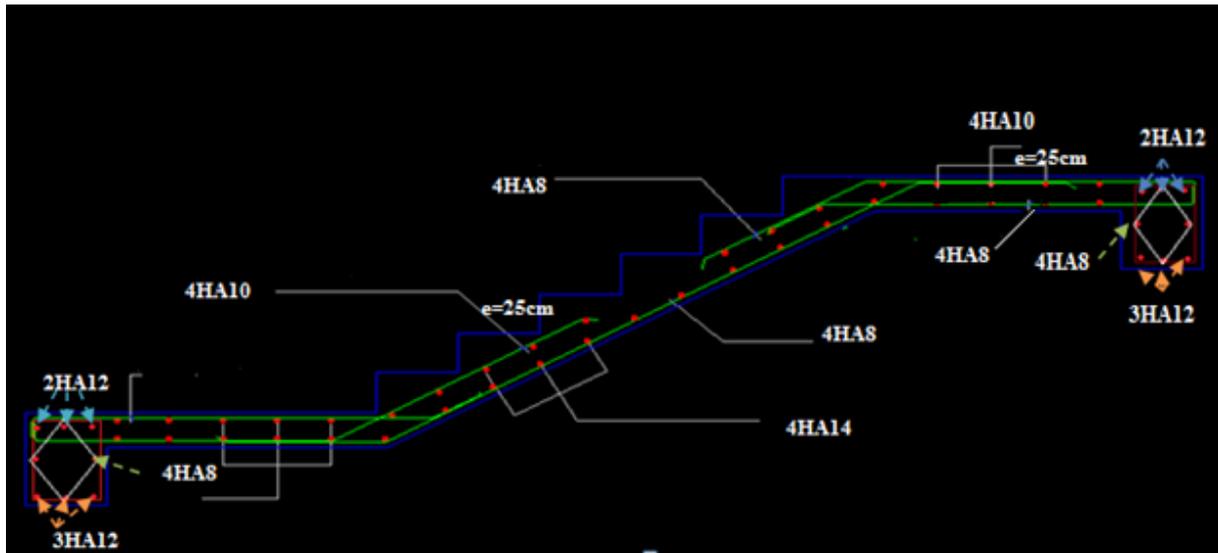


Fig.III.25. Ferrailage de l'escalier

Chapitre IV :
ETUDE SISMIQUE
de la structure

IV.1 Introduction :

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100 km, et de séisme Profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km. En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par « manière adéquate » la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

IV.2 L'objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000, ETABS, ROBOT...** » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV.3 Domaine d'application :

Les présentes règles sont applicables à toutes les constructions courantes. Par contre, elles ne sont pas directement applicables aux constructions telles que :

- Constructions et installations pour lesquelles les conséquences d'un dommage même léger peuvent être d'une exceptionnelle gravité : centrales nucléaires, installations GNL, installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, explosifs, toxiques, ou polluants...
- Ouvrages d'art (barrages, ouvrages maritimes, ponts, tunnels...).
- Réseaux et ouvrages enterrés.

Pour ces types de constructions, il y a lieu de se référer à des règles ou recommandations spécifiques.

Par ailleurs les dispositions du présent règlement ne s'appliquent pas en zone de sismicité négligeable de la classification des zones sismiques.

IV.4 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le RPA propose deux méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.
-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a. Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents 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 projeteur. (RPA.A99-ART4.1.2)

➤ **vérification des conditions**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation Avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les Conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**

➤ **Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- 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.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

➤ **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du **RPA 99**. Ces conditions sont restées inchangées.

b. Méthode d'analyse modale spectrale :

➤ **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.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

➤ **Modélisation :**

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 déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

1. 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.
2. 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 (02 translations horizontales et **une** rotation d'axe vertical).
3. 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.
4. 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.
5. 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).
6. 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.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

➤ **Domaine d'application :**

La méthode d'analyse modale spectrale est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

c. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.5 Choix de la méthode de calcul :

➤ **Critères de classification par RPA 99 version 2003 :**

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 IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **ZONE III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, Jijel se situe dans une zone de sismicité moyenne '**ZONE IIa**'.

b. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.

- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage de grande importance, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2). Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA99** pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente :

- Irrégularité en plan (*la hauteur (30.77m) > 23 m ou 7 niveaux*).

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau IV.1. Coefficient d'accélération de zone A

❖ **La classification du système de contreventement.**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau IV. 2. Classification de la structure selon le système de contreventement

Classification des zones sismique	Bâtiment implanté en zone IIa	A=0.15
Classification des ouvrages selon leur importance	Groupe 2	
Classification des sites	Site meuble S3	T ₁ = 0.15 s T ₂ = 0.70 s
Classification des systèmes de contreventements	Mixte portique/ voiles avec interaction.	R = 5 C _T = 0.05
Classification de l'ouvrage selon sa configuration	Irrégulier en plan régulier en élévation	Bâtiment irrégulier
La hauteur de la structure	H = 30.77m	> 23m

Tableau IV. 3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre du **RPA99v2003**, qui dépend des coefficients suivants :

❖ **Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

RPA (formule 4-4)

Q : facteur de qualité

P_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99**).

Critère q	P _q	Observer / non observer
Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	N.O
Redondance en plan	0.05	N.O
Régularité en plan	0.05	N.O
Régularité en élévation	0.05	Observé
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	N.O
Contrôle de qualité de l'exécution	0.1	
Σ q	0.30	

Tableau IV. 4. Pénalité P_q en fonction des critères de qualités

$$Q = 1 + 0.30 = 1.30$$

❖ Périodes associées à la catégorie du site T_1 et T_2 :

Donnée par **RPA99v2003 (tab4.7 page 56)** Site de catégorie S3 (Site meuble)

$$T_1 = 0.15 \quad T_2 = 0.70$$

❖ facteur de correction d'amortissement η :

Donnée par **RPA99v2003 (for 4.3 page 46)** $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

❖ pourcentage d'amortissement critique ξ :

$\xi(\%)$: Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau 4.2** du RPA99 **Art 4.2.3**.
Portique en béton armé avec remplissage dense $\xi = 7\%$.

IV.6 La modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera par un logiciel de calcul "**ETABS 9.7.1**"; ce logiciel offre la possibilité de faire d'une étude statique et dynamique de la structure

IV.6.1 Présentation du logiciel ETABS 9.7.1 :

L'**ETABS 9.7.1** est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

ETABS offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

➤ **Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale $[F]$ au déplacement $[\delta]$ peut-être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité $[K]$ de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

➤ **Pourquoi l'ETABS :**

Nous avons fait appeler au logiciel (**ETABS**) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

➤ **Démarches de modélisation de notre structure :**

Lors de modélisation de notre structure en **ETABS** dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

1. Définition de la géométrie de la structure.
2. Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
3. Détermination des conditions aux appuis.
4. Détermination des chargements de la structure.
5. Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.
6. Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.

➤ **Etapas de modélisation :**

1. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Frame »
2. Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
3. Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».
4. Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
5. Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.
6. La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré.

Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

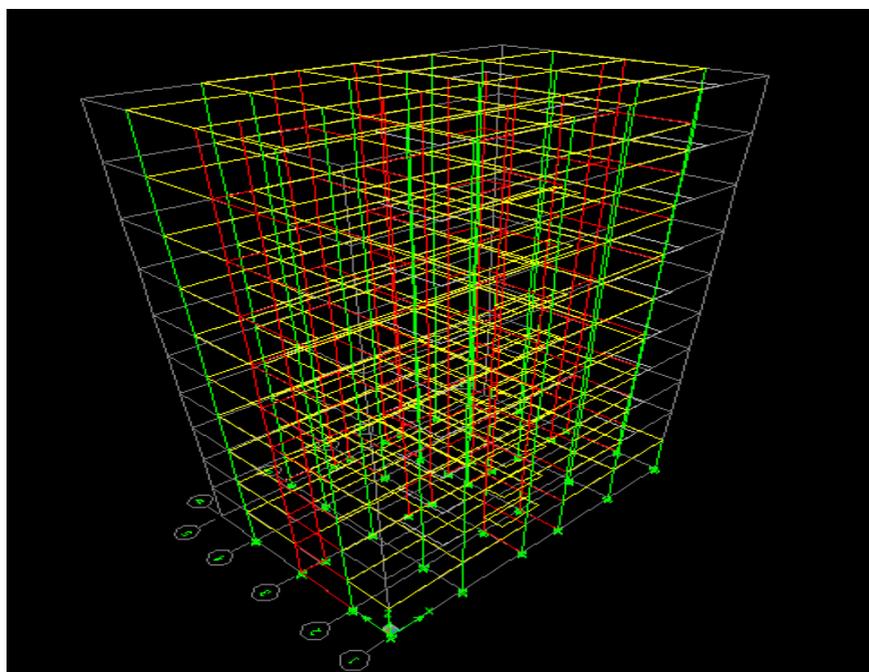


Fig.IV.1. La vue en 3D de la structure

IV.6.2 L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'**ETABS** offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

IV.6.2.1 Analyse dynamique :

L'analyse dynamique disponible dans l'**ETABS** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

Analyse modale :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices $[k]$ et $[M]$ de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

➤ **Spectre de réponse de calcul :**

Le **RPA99/version 2003** impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante.

$$Sa/g = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \times n \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

➤ **Combinaisons d'action :**

- **ELU** : $1,35 * G + 1,5 * Q$. **BAEL 91**
- **ELS** : $G + Q$. **BAEL 91**
- $G + Q \pm E_x$. **RPA 2003,5.2**
- $G + Q \pm E_y$. **RPA 2003,5.2**
- $0,8 * G \pm E_x$. **RPA 2003,5.2**
- $0,8 * G \pm E_y$. **RPA 2003,5.2**

➤ **Nombre de mode à considérer :**

D'après les **RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a)** pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

1. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
2. 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.
3. Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée. Donc le nombre des modes minimum **K** est égal à $K = 3 * \sqrt{N}$, notre cas $K = 12$ mode.
 - N : Le nombre des niveaux au-dessus du sol.
 - T_K : la période du mode **K** → $T_k \leq 0,20$ secondes.

➤ **Période fondamentale théorique :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la valeur obtenue par les formules **4-6** du **RPA99/version2003**.

On a donc :

$$T = C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- **T** : Période fondamentale de la structure.
- **h_N** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
→ $h_N = 30.77$ m

- C_T : Est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau 4.6** du **RPA99/version2003 art 4.2.4**

	C_T	h_N (m)	$C_t \times h_N^{\frac{3}{4}}$	T_{emp} (s)
Sens-X	0,05	30.77	0.653	0.653
Sens-Y	0,05	30.77	0.653	0.653

Tableau IV. 5. Période fondamentale de la structure

D’après **RPA99 version 2003** (Art 4.2.4.4 page54), il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques T_{emp} appropriées de plus de 30%.q

Nous avons $1,3 * T_{emp} = 0.849sec.$

➤ **Disposition des voiles :**

a. La variante proposée (architecturale) :

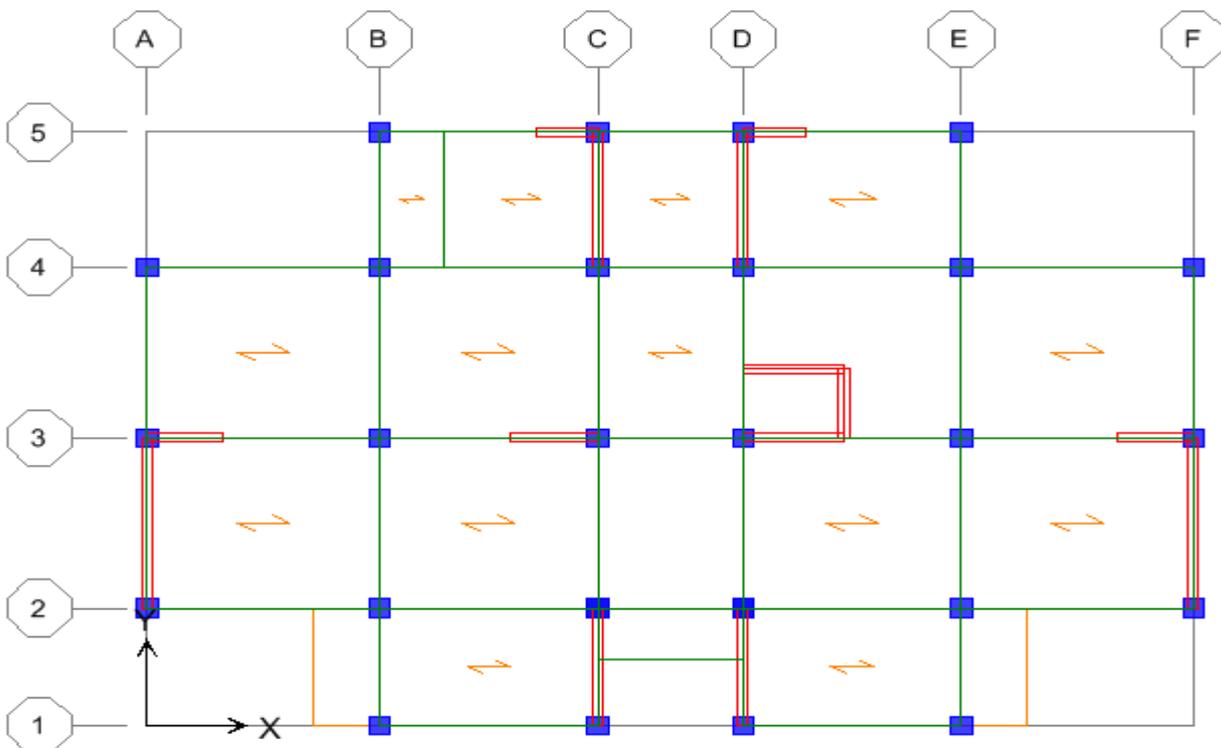


Fig.IV.2. Disposition des voiles (var1)

1. Résultats de l'analyse :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel « ETABS » sont données dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX%	UY%	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,834067	68,8658	0,0250	68,8658	0,0250	2,9206	2,9206
2	0,630602	0,9248	52,8761	69,7906	52,9011	11,9528	14,8734
3	0,581203	2,6658	12,9530	72,4565	65,8541	50,7155	65,5889
4	0,25988	12,7108	0,0004	85,1673	65,8545	0,6065	66,1954
5	0,144417	0,1929	12,7636	85,3602	78,6181	6,5845	72,7799
6	0,137743	0,3784	6,5489	85,7386	85,1670	12,0797	84,8596
7	0,125422	5,5831	0,0083	91,3217	85,1753	0,5419	85,4015
8	0,073129	3,3692	0,0012	94,6909	85,1765	0,0536	85,4551
9	0,062260	0,0417	2,9149	94,7326	88,0914	4,5428	89,9978
10	0,059921	0,0106	4,4846	94,7432	92,5759	2,9097	92,9075
11	0,048394	1,9513	0,0012	96,6945	92,5771	0,0312	92,9387
12	0,042601	0,1518	0,0004	96,8462	92,5775	0,0470	92,9857

Tableau IV. 6. Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique variante 1

1. Les modes propres :

- 1er mode (translation) :

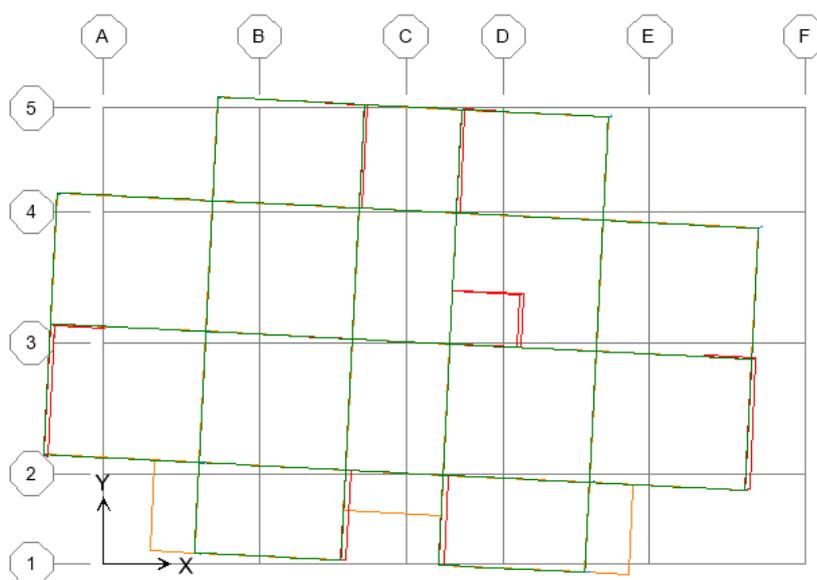


Fig.IV. 3. mode 1 T=0.834 sec

- 2^{ème} mode (translation) :

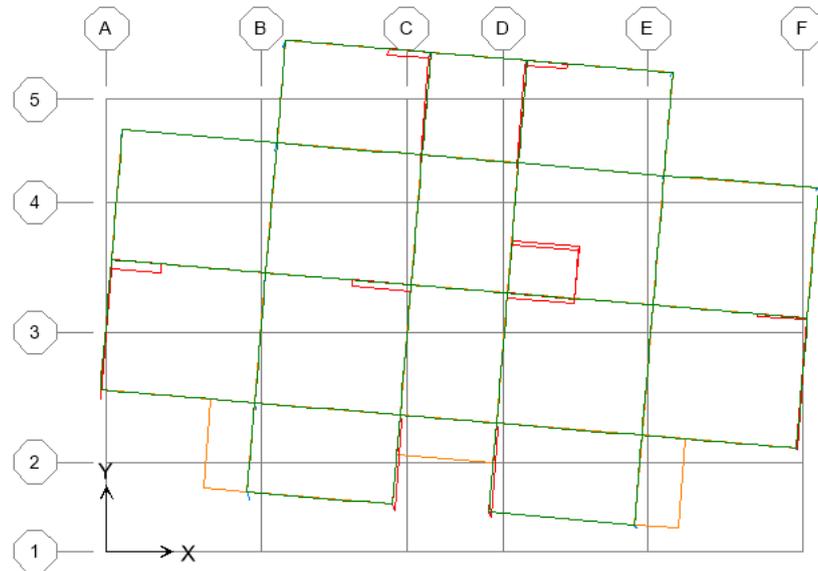


Fig.IV. 4. mode 2 T= 0.630 sec

- 3^{ème} mode (Rotation) :

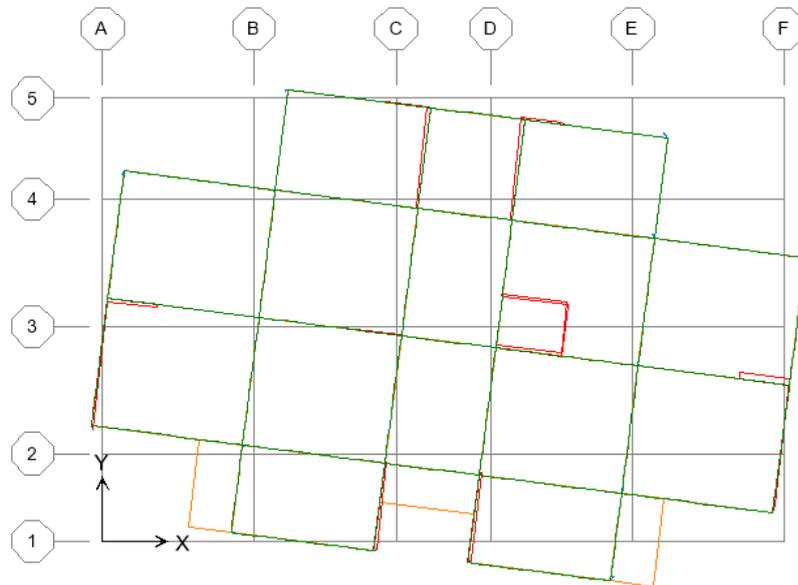


Fig.IV. 5. mode 3 T=0.581 sec

2. Vérification de règlement :

La période fondamentale doit être inférieure à la période empirique (T) :

- On a: $T_{emp} = 0.653 \text{ sec}$

Après majoration : $\rightarrow 1,3 * T_{emp} = 0.849 \text{ sec.}$

- Variante 1 : $T_{dyn} = 0,834\text{sec} < T_{emp} = 0.853 \text{ sec} \dots\dots\dots(\text{CV})$
- Le 1^{er} mode et le 2^{em} mode sont des modes de translation et le 3^{em} mode est rotation.
- La somme modale effective atteint **90%** de la masse totale de la structure dans les deux sens (X ,Y) : au 7^{eme} et 8^{eme} mode respectivement
- Le nombre de mode à retenir est telle que ;

$$\bar{K} \geq 3 \times \sqrt{N} \rightarrow \bar{K} \geq 3 \times \sqrt{10} \rightarrow K \geq 9.49 \text{ donc } K = 12 \text{ mode}$$

$$T_K \leq 0,20 \text{ sec.}$$

RPA 99V2003 art4.3.4. b

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

b. La variante proposée 2 :

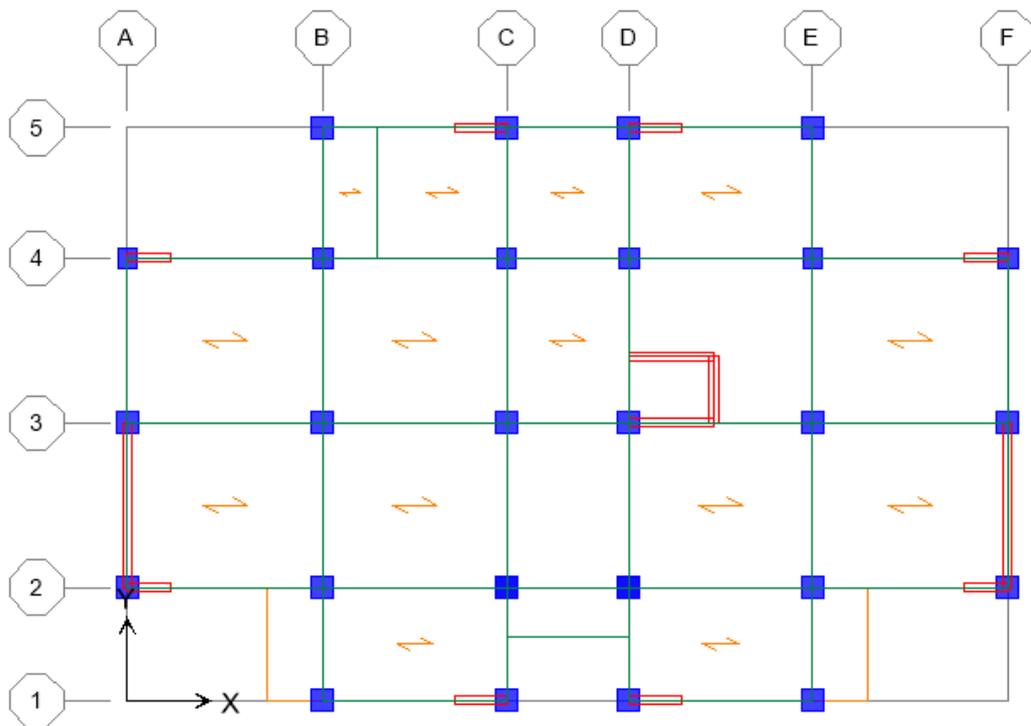


Fig.IV. 6. Disposition des voiles (var2)

1. Résultats de l'analyse :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel « ETABS » sont données dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX%	UY%	SumUX	SumUY	RZ%	SumRZ
1	0,808293	71,9941	0,0037	71,9941	0,0037	0,0044	0,0044
2	0,750868	0,0031	66,3732	71,9972	66,3769	0,4131	0,4175
3	0,570224	0.0363	0,4235	72, 0335	66,8003	65,8948	66,3123
4	0,262381	13,2947	0,0013	85,3282	66,8016	0,0025	66,3148
5	0,186078	0,0033	18,6321	85,3315	85,4338	0,1065	66,4213
6	0,138302	0,0172	0,0953	85,3487	85,5290	18,6921	85,1133
7	0,126850	5,8793	0,0003	91,2279	85,5294	0,0045	85,1179
8	0,082486	0,0001	7,2693	91,2280	92,7987	0,0407	85,1586
9	0,073995	3,2499	0,0004	94,4779	92,7991	0,0027	85,1613
10	0,064190	0,1467	0,0006	94,6247	92,7997	0,0724	85,2338
11	0,061045	0,0003	0,0360	96,6250	92,8357	7,3244	92,5581
12	0,049663	0,0020	3,5419	96,6270	96,3776	0,0227	92,5808

Tableau IV. 7. Les valeurs des périodes et facteurs de participations massique variante 2

2. Les modes propres :

- 1^{er} mode (Translation suivant X) :

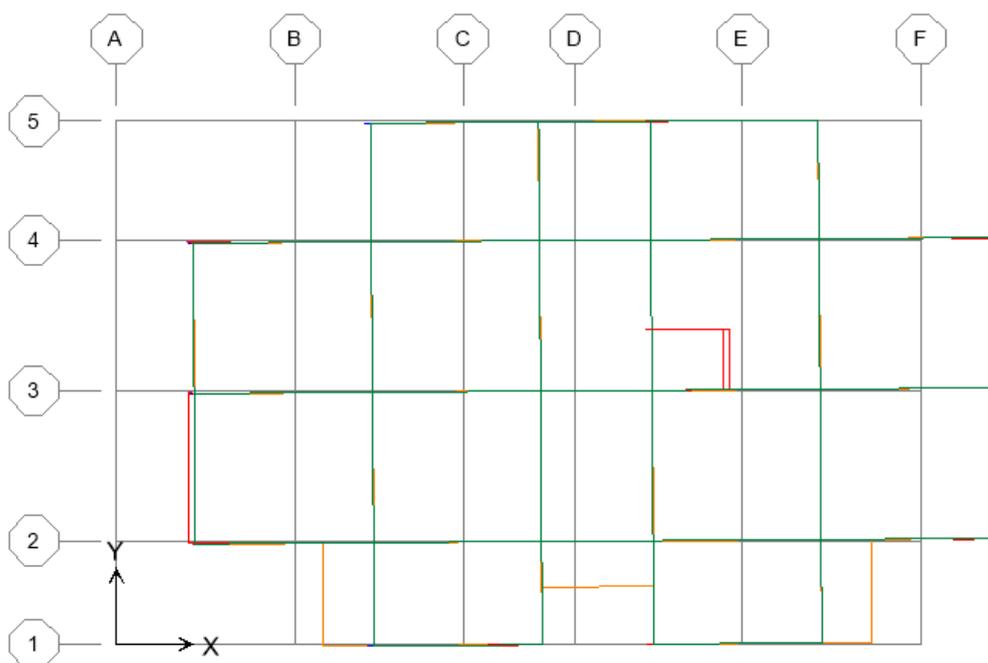


Fig.IV. 7. mode 1 T=0.808 sec

- 2^{ème} mode (Translation suivant Y) :

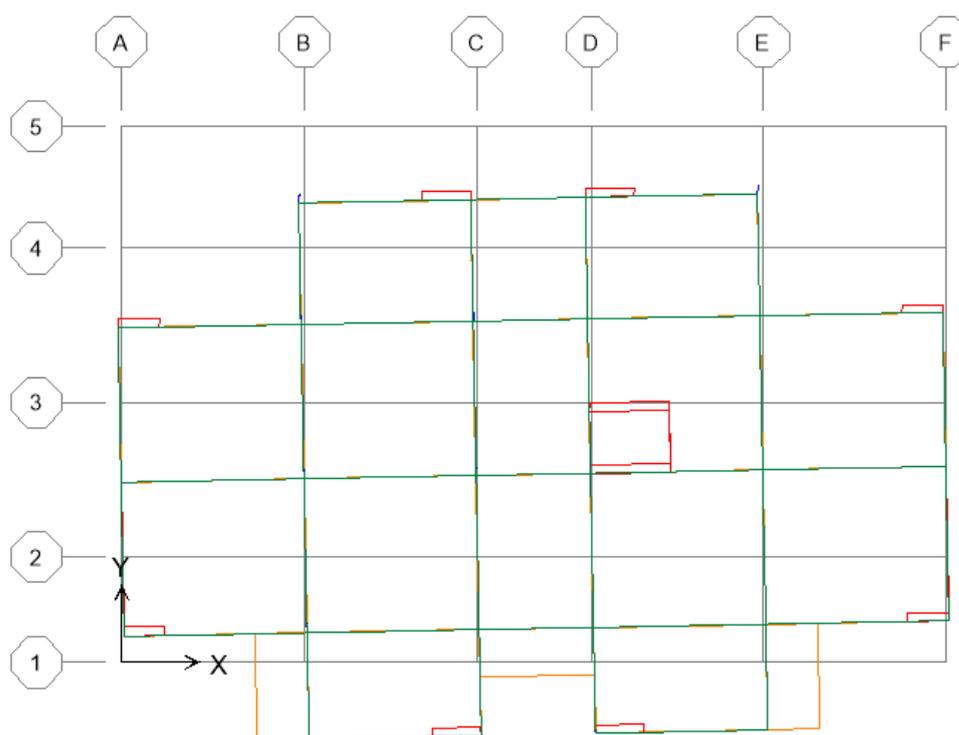


Fig.IV. 8. mode 2 T=0.750 sec

- 3^{ème} mode (Rotation) :

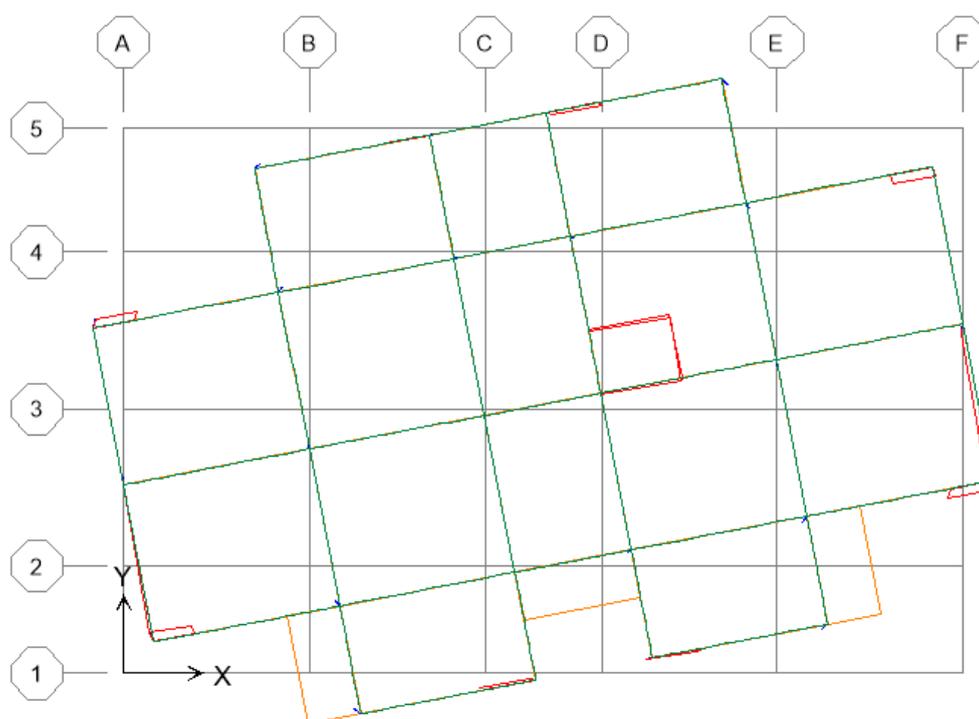


Fig.IV. 9. mode 3 T=0.570 sec

- Le 1^{er} mode et le 2^{em} mode sont des modes de translation et le 3^{em} mode est rotation.
- La somme modale effective atteint **90%** de la masse totale de la structure dans les deux sens (X ,Y) : au 7^{em}e et 8^{em}e mode respectivement
- Le nombre de mode a retenir est telle que ;

$$\bar{K} \geq 3 \times \sqrt{N} \rightarrow \bar{K} \geq 3 \times \sqrt{10} \rightarrow K \geq 9.49 \text{ donc } K = 12 \text{ mode}$$

$$T_K \leq 0,20 \text{ sec.} \qquad \text{RPA 99V2003 art4.3.4. b}$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K .

3. Vérification vis-à-vis du RPA:

3-1 vérification de la période :

La période fondamentale doit être inférieure la période empirique (T) :

- On a: $T_{emp} = 0.653 \text{ sec}$

Après majoration $\rightarrow 1,3 * T_{emp} = 0.849 \text{ sec.}$

$$T_{dyn} = 0,808 \text{ sec} < 1.3 * T_{emp} = 0.849 \text{ sec} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

$$T_{12} = 0,042601 < 0,20 \text{ sec} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

Remarque :

On prend la dernière disposition des voiles (variante 2), dans notre étude car elle donne des meilleurs résultats.

Détermination de centre des masses par étages :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure, Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i * X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i * Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- M_i : la masse de l'élément i .
- X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

Détermination de centre de rigidité par étages :

Les coordonnées de centre de torsion sont définies comme suit :

$$X_{cr} = \frac{\sum I_{xi} * X_i}{\sum I_{xi}} \quad Y_{cr} = \frac{\sum I_{yi} * Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

- I_{xi} : Inertie d'un poteau suivant X.
- I_{yi} : Inertie d'un poteau suivant Y.
- X_i : distance algébrique d'un poteau suivant X.
- Y_i : distance algébrique d'un poteau suivant Y.

IV.6.2.2 Calcul de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculée dans les deux directions par la formule suivante :

$$e_x = |X_{cr} - X_m| \quad e_y = |Y_{cr} - Y_m|$$

➤ L'excentricité accidentelle :

Selon RPA version 2003, pour tous les structures composantes les planchers ou des diaphragmes horizontales rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

→ 5% De plus grand dimension de bâtiment à ce niveau.

→ Excentricité théorique résultante du plan.

RDC jusqu'à 9^{ème} étage :

- Sens X : $e_{xa} = 0,05 * L_x = 0,05 * 20.60 = \mathbf{1.030 \text{ m}}$.
- Sens Y : $e_{ya} = 0,05 * L_y = 0,05 * 13.55 = \mathbf{0,677 \text{ m}}$.

Etages	XCM	YCM	XCR	YCR	e _{x thé}	e _{y thé}	e _{xa}	e _{ya}
RDC	10,089	5,983	10,526	6,260	0,437	0,277	1,030	0,677
1 ^{er} étage	10,086	6,285	10,477	5,874	0,391	0,411	1,030	0,677
2 ^{ème} étage	10,086	6,297	10,468	5,854	0,382	0,443	1,030	0,677
3 ^{ème} étage	10,085	6,294	10,470	5,954	0,385	0,340	1,030	0,677
4 ^{ème} étage	10,085	6,292	10,479	6,083	0,394	0,209	1,030	0,677
5 ^{ème} étage	10,085	6,292	10,489	6,213	0,404	0,079	1,030	0,677
6 ^{ème} étage	10,085	6,291	10,500	6,333	0,415	0,042	1,030	0,677
7 ^{ème} étage	10,085	6,286	10,512	6,438	0,427	0,152	1,030	0,677
8 ^{ème} étage	10,084	6,327	10,526	6,536	0,442	0,209	1,030	0,677
9 ^{ème} étage	10,112	6,450	10,539	6,620	0,427	0,170	1,030	0,677

Tableau IV. 8. Centre de masse et rigidité de chaque étage

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans le tableau précédent, l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0,05 \times L_i$ dans chaque direction .

Justification de l'interaction portiques voiles :

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

1. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
 - Les sollicitations verticales totales de la structure : 39427.50 KN.
 - Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 15130.95 KN.

$$\frac{15130.95}{39427.50} * 100\% = 38.37\% < 20\% \dots \dots \dots \text{(CNV)}.$$

N _U (total)	N _{VOIL}	N _{VOIL} (%)	Vérification
39427,50	15130.95	38.37%	CNV

Tableau IV. 9. Pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles

2. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

- **Sens transversal (X-X) :**

- L'effort tranchant total à la base : 2143.63 KN.

- L'effort tranchant à la base repris par les portiques : 573.66 KN.

$$\rightarrow \text{Donc : } \frac{573.66}{2143.63} \times 100\% = 26.76\% > 25\% \dots\dots(\text{CV})$$

- **Sens longitudinal (Y-Y) :**

- L'effort tranchant total à la base : 2163.32 KN.

- L'effort tranchant la base repris par les portiques : 559.96 KN.

$$\rightarrow \text{Donc : } \frac{559.96}{2163.32} \times 100\% = 25.88\% < 25\% \dots\dots(\text{CV})$$

	V_{TOTAL} (KN)	V_{PORTIQUE}	V_{PORT} (%)
Sens X	2143.63	573.66	26.76%
Sens-Y	2163.32	559.96	25.88%

Tableau IV. 10. Pourcentage de l'effort tranchant repris par les portiques

Remarque :

Au début de calcul, on a pris $R = 5$, mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par RPA (l'effet de l'interaction voile-portique), donc on a changé sa valeur par $R = 4$ puisque la charge supportée par les voiles est $38.37\% > 20\%$.

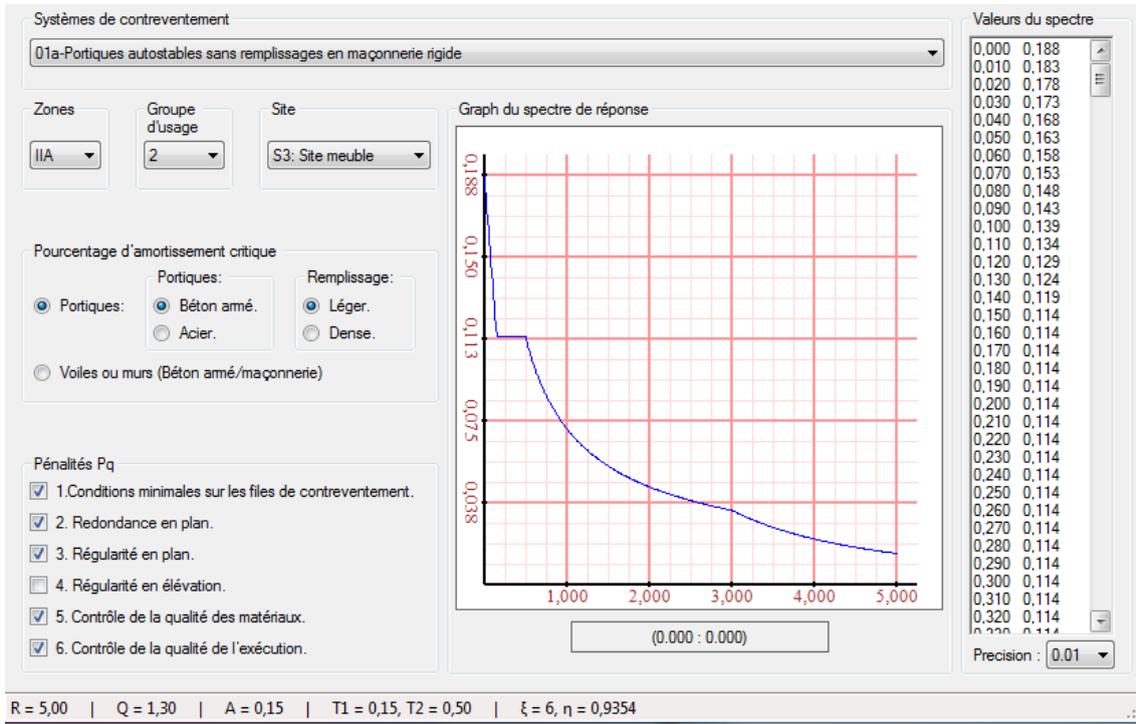


Fig.IV.10. Diagramme de spectre de RPA R=5.00

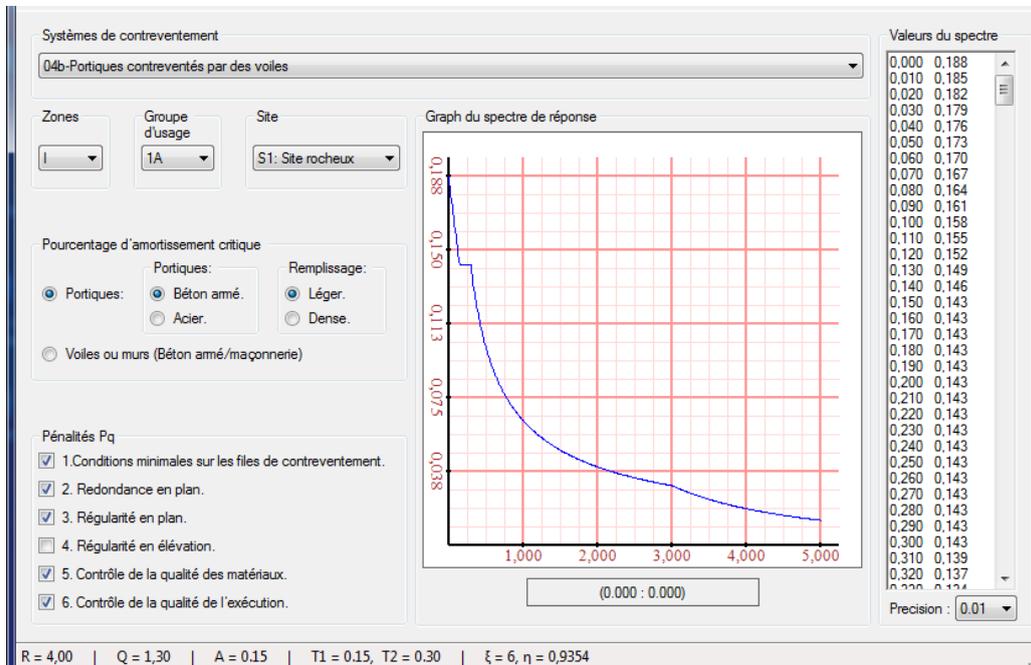


Fig.IV. 11. Diagramme de spectre de RPA R=4.00

Vérification de l'étude sismique aux conditions du RPA :

L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode **statique équivalente**.

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules **4-6** et **4-7** du **RPA99/version2003**.

On a donc :

$$T_e = \min \left\{ c h_n^{3/4}; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L}} \right\}$$

Avec :

- **T** : Période fondamentale de la structure.
- **h_N** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
→ **h_N = 30.77 m**.
- **C_T** : Est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau 4.6** du RPA99/version2003 **art 4.2.4**
- **L** : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

	C_T	h_N (m)	L (m)	C_t * h_N^{3/4}	0,09 × $\frac{h_N}{\sqrt{L}}$
Sens-X	0,05	30.77	20.60	0.653	0.610
Sens-Y	0,05	30.77	13.55	0.653	0.652

Tableau IV. 11. Période fondamentale statique de la structure

Calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale « **V** » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon RPA99.Art (4.2.3) la formule :

$$V = A \times D \times Q \times \frac{W_{total}}{R}$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) page 26 de **RPA 99/version 2003** en Fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

→ Donc : **Zone IIa**, Groupe d'usage **2**, (RPA99/version 2003 art 3.2). → $A = 0,15$.

- **R** : coefficient de comportement global de la structure : Sa valeur unique est donnée par le tableau (4-3) en fonction du système de contreventement tel que défini en page 28 du RPA **99**. Pour une structure mixte (portique +voiles) en béton armé avec **Portiques contreventé par des voiles** on a : $R = 4$
- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

→ **Art 4.2.3** du RPA99/ version 2003, (**site meuble (S3)**) :

- $T_1 = 0.15 \text{ sec.}$
- $T_2 = 0.70 \text{ sec.}$

Avec :

- T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site (**Tableau 4.7**).
- η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule : $\eta = \left[\frac{1}{2+\xi}\right]^2 \geq 0,7$.

Où :

- $\xi(\%)$: Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau 4.2** du RPA99 **Art 4.2.3**. Portique en béton armé avec remplissage dense $\xi = 6\%$.

Alors : → $\eta = 0,9354 > 0,6$

D'après [RPA99/version 2003], il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

- $0 \leq T_x \leq T_2 \rightarrow D_x = 2,5 \times \eta = 2.3385$

- $0 \leq T_y \leq T_2 \rightarrow D_y = 2,5 \times \eta = 2.3385$

Q : est le facteur de qualité et est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction

Sa valeur est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q.$$

Critère q	P_q		Données
	Observé	N/observé	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	0,1

Tableau IV. 12. La valeur de facteur de qualité

→ Dans notre cas on obtient : $Q = 1 + 0,30 = 1,30$

- W : Poids total du bâtiment. W : est égale à la somme des poids W_i , de chaque niveau(i).

$$\rightarrow W = \sum W_i$$

- $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

D'après le RPA 99 (Tableau 4.5) on prend $\beta = 0,2$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.
- W_{Qi} : charge d'exploitation.

Niveau	Wi
R+9	2328,12
R+8	2481,78
R+7	2571,70
R+6	2603,20
R+5	2603,21
R+4	2603,20
R+3	2686,10
R+2	2686,11
R+1	2757,37
RDC	2996,26
Total	26317,05 KN

Tableau IV. 13. Poids de chaque niveau

Pour notre bâtiment le poids total est : = **26317.05 KN**.

$$V_{x\text{sta}} = \frac{0,15 \times 2,3385 \times 1,3 \times 26317,05}{4} = 3428,79 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{sta}} = \frac{0,15 \times 2,3385 \times 1,3 \times 26317,05}{4} = 3428,79 \text{ KN}$$

Vérification de l'effort tranchant à la base vis-à-vis du RPA:

L'effort tranchant à la base donné par la méthode d'une analyse modale spectrale doit être supérieure ou égale 80% de celui donné par ma méthode statique équivalente pour le mode fondamentale

➤ Les réactions à la base :

	$\sum F_x(\text{KN})$	$\sum F_y(\text{KN})$
E_x	2780.14	1019.31
E_y	2517.12	2183.66

Tableau IV. 14. Valeur de Fx et Fy

- $V_x \text{ dyn} = \sqrt{|f_x^2| + |f_y^2|} = 2961.10 \text{ KN.}$
- $V_y \text{ dyn} = \sqrt{|f_x^2| + |f_y^2|} = 3332.30 \text{ KN.}$

	$V_{\text{dyn}}(\text{KN})$	$0,8 \times V_{\text{sta}}(\text{KN})$	$0,8 \times V_{\text{sta}} < V_{\text{dyn}}$
E_x	2961.10	2743.03	Condition Vérifiée
E_y	3332.30	2743.03	Condition Vérifiée

Tableau IV. 15. Vérification des résultats

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4.2.5 RPA 99/version2003) :

$$V = F_t + \sum F_i$$

- $F_t = 0,07 \times T \times V$ Si $T > 0,7 \text{ sec}$
- $F_t = 0$ Si $T < 0,7 \text{ sec}$

Notre cas :

Sens-X :

- $T = 0,610 < 0,7 \text{ sec} \rightarrow F_{tx} = 0$

Sens-Y :

- $T = 0,652 < 0,7 \text{ sec} \rightarrow F_{ty} = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression

(art 4.11 RPA99/version2003). $F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot H_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot H_j}$, avec $F_t = 0$ donc :

$$F_i = \frac{V \cdot W_i \cdot H_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot H_j}$$

Avec :

- F_i : force horizontale au niveau i.

- W_i : Poids du niveau i .
- H_i : niveau du plancher.
- F_t : force concentrée au sommet de la structure.

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule : $V_k = F_t + \sum F_i$. Avec $F_t=0$

$$V_k = \sum F_i.$$

➤ **Distribution des forces suivant X :**

Plancher	W_i	h_i	$W_i \cdot h_i$	$\sum h_i \cdot W_i$ (KN. m)	V_x	F_{xi} (KN)
9 ^{ème} étage	2328.12	30,77	71636.25	433982,21	3428,79	565,98
8 ^{ème} étage	2481.78	27,71	68770.12	433982,21	3428,79	543,33
7 ^{ème} étage	2571.70	24,65	63392.40	433982,21	3428,79	500,84
6 ^{ème} étage	2603.20	21,59	56203.08	433982,21	3428,79	444,04
5 ^{ème} étage	2603.21	18,53	48237.48	433982,21	3428,79	381,11
4 ^{ème} étage	2603.20	15,47	40271.50	433982,21	3428,79	318,17
3 ^{ème} étage	2686.10	12,41	33334.50	433982,21	3428,79	263,36
2 ^{ème} étage	2686.11	9,35	25115.12	433982,21	3428,79	198,42
1 ^{er} étage	2757.37	6,29	17343.85	433982,21	3428,79	137,02
RDC	2996.26	3,23	9677.91	433982,21	3428,79	76,46

Tableau IV. 16. Distribution des forces suivant X

➤ **Distribution des forces suivant Y :**

Plancher	W_i	h_i	$W_i \cdot h_i$	$\sum h_i \cdot W_i$ (KN. m)	V_y	F_{yi} (KN)
9 ^{ème} étage	2328.12	30,77	71636.25	433982,21	3428,79	565,98
8 ^{ème} étage	2481.78	27,71	68770.12	433982,21	3428,79	543,33
7 ^{ème} étage	2571.70	24,65	63392.40	433982,21	3428,79	500,84
6 ^{ème} étage	2603.20	21,59	56203.08	433982,21	3428,79	444,04
5 ^{ème} étage	2603.21	18,53	48237.48	433982,21	3428,79	381,11
4 ^{ème} étage	2603.20	15,47	40271.50	433982,21	3428,79	318,17

3 ^{ème} étage	2686.10	12,41	33334.50	433982,21	3428,79	263,36
2 ^{ème} étage	2686.11	9,35	25115.12	433982,21	3428,79	198,42
1 ^{er} étage	2757.37	6,29	17343.85	433982,21	3428,79	137,02
RDC	2996.26	3,23	9677.91	433982,21	3428,79	76,46

Tableau IV. 17. Distribution des forces suivant Y

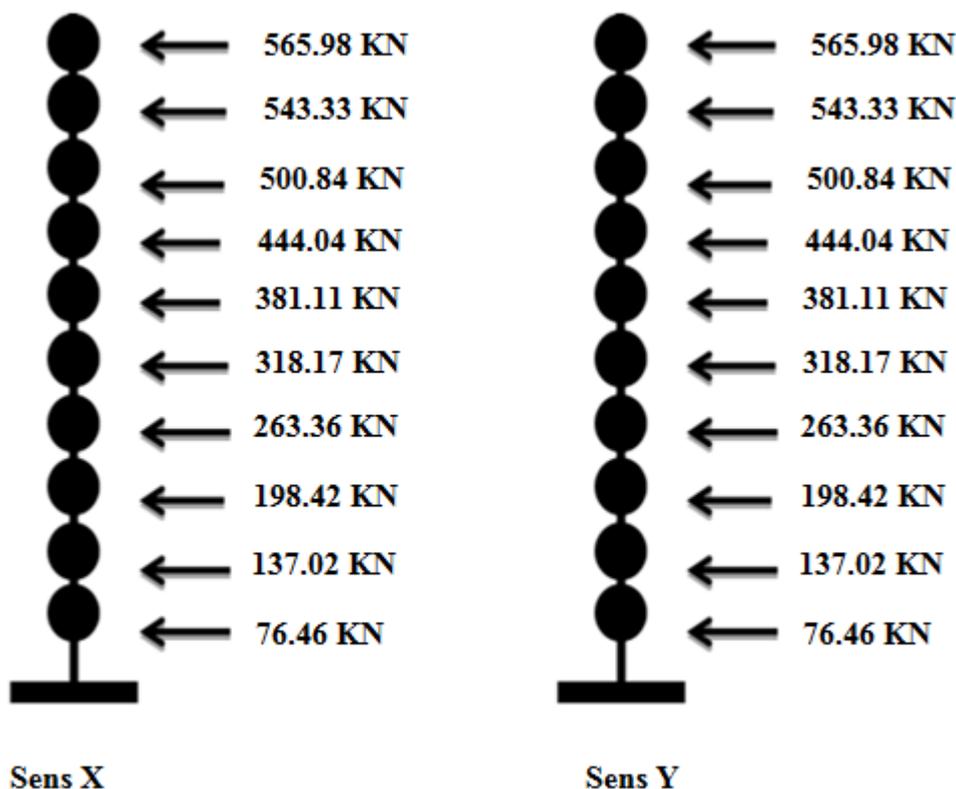


Fig.IV.12. Distribution des forces sismiques selon la hauteur

IV.7 Distribution de l’effort tranchant selon la hauteur :

L’effort tranchant au niveau de l’étage **K** est donné par la formule : $V_k = \sum F_i$.

➤ **Distribution de l’effort tranchant suivant X :**

Plancher	h_i (m)	F_{xi} (KN)	V_{xi} (KN)
9 ^{ème} étage	30,77	565,98	565,98
8 ^{ème} étage	27,71	543,33	1109,31
7 ^{ème} étage	24,65	500,84	1610,15
6 ^{ème} étage	21,59	444,04	2054,19
5 ^{ème} étage	18,53	381,11	2435,30
4 ^{ème} étage	15,47	318,17	2753,47

3 ^{ème} étage	12,41	263,36	3016,83
2 ^{ème} étage	9,35	198,42	3215,25
1 ^{er} étage	6,29	137,02	3352,27
RDC	3,23	76,46	3428,73

Tableau IV. 18. Distribution de l'effort tranchant suivant X

➤ Distribution de l'effort tranchant suivant Y :

Plancher	h _i (m)	F _{yi} (KN)	V _{yi} (KN)
9 ^{ème} étage	30,77	565,98	565,98
8 ^{ème} étage	27,71	543,33	1109,31
7 ^{ème} étage	24,65	500,84	1610,15
6 ^{ème} étage	21,59	444,04	2054,19
5 ^{ème} étage	18,53	381,11	2435,30
4 ^{ème} étage	15,47	318,17	2753,47
3 ^{ème} étage	12,41	263,36	3016,83
2 ^{ème} étage	9,35	198,42	3215,25
1 ^{er} étage	6,29	137,02	3352,27
RDC	3,23	76,46	3428,73

Tableau IV. 19. Distribution de l'effort tranchant suivant Y

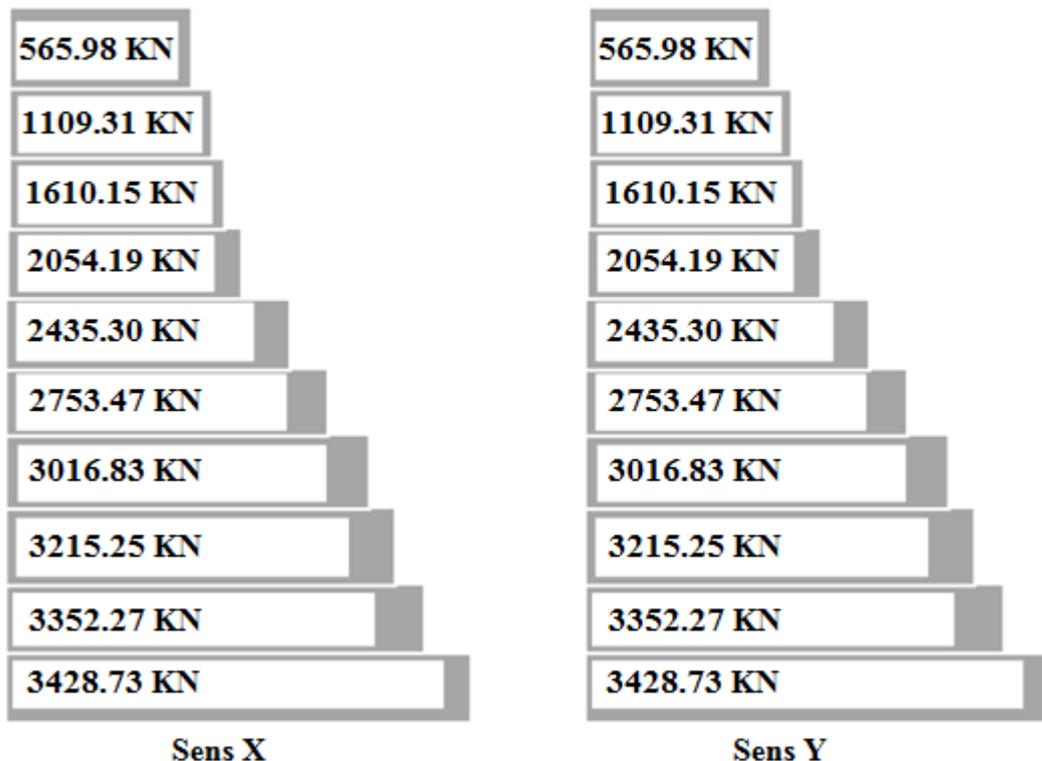


Fig.IV. 13. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

❖ Vérification des déplacements latéraux inters étage :

➤ Justification Vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

- $\delta_x^k \leq \delta_{adm}$
- $\delta_y^k \leq \delta_{adm}$

Donc : $\delta_{adm} = \frac{h}{100}$ ou δ_{adm} : le déplacement relatif admissible.

VI.8 Calcul des déplacements :

D'après **RPA99 v2003** (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau "**k**" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques **Fi** (y compris l'effet de torsion).
- **R** : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "**k**" par rapport au niveau "**K - 1**" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures ETABS **v16.2.0** on peut avoir le déplacement dans chaque niveau dans la combinaison

$$G + Q \pm E.$$

Plancher	δ_{ex} (cm)	δ_x (cm)	δ_{ey} (cm)	δ_y (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	Δ_a (cm)	OB
9 ^{ème} étage	3,14	10,99	2,74	9,59	0,70	1,47	3.06	cv
8 ^{ème} étage	2,94	10,29	2,51	8,75	0,35	1,26	3.06	cv
7 ^{ème} étage	2,84	9,94	2,04	7,14	1,26	3,92	3.06	cv
6 ^{ème} étage	2,48	8,68	1,68	5,88	1,75	1,09	3.06	cv
5 ^{ème} étage	1,98	6,93	1,37	4,79	1,37	1,43	3.06	cv
4 ^{ème} étage	1,59	5,56	0,96	3,36	1,22	0,77	3.06	cv
3 ^{ème} étage	1,24	4,34	0,74	2,59	1,66	0,45	3.06	cv

2 ^{ème} étage	0,78	2,73	0,47	1,64	1,23	0,84	3.06	cv
1 ^{er} étage	0,43	1,50	0,23	0,80	1,45	0,52	3.06	cv
RDC	0,014	0.049	0,08	0,28	0.049	0.28	3.23	cv

Tableau IV. 20. Vérification des déplacements

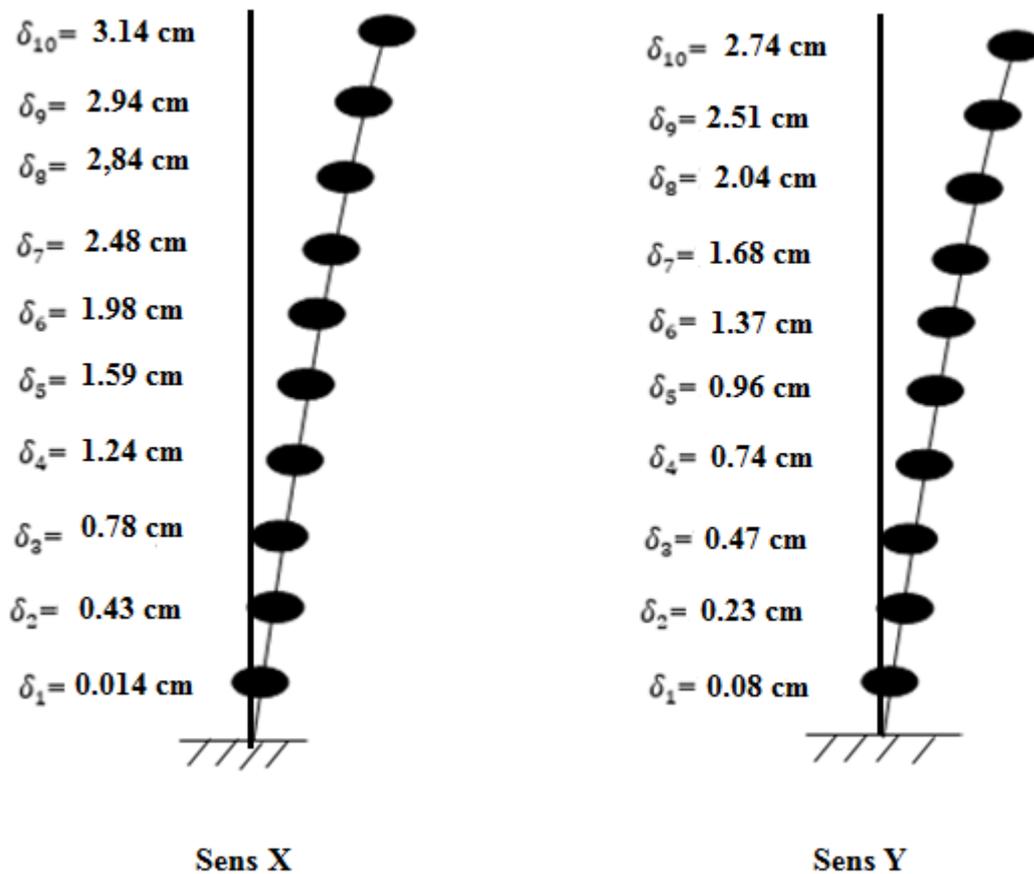


Fig.IV. 14. Déplacements horizontaux selon les deux directions

IV.9 Justification vis à vis de l'effet P – Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P – Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10.$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k », $P_k = \sum(WGi + \beta \times WQi)$. (voir paragraphe 4.2.3 calcul de W).
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum Fi$.
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 » (voir

paragraphe 4.2.10).

- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si : $10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets $P - \Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si : $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ Sens X-X :

Planchers	Wi	P	Δx (cm)	V_x	h_i (cm)	θ_x
9 ^{ème} étage	2328,12	2328,12	10,99	412,41	306	0,0431
8 ^{ème} étage	2481,78	4809,90	0,70	772,02	306	0.0207
7 ^{ème} étage	2571,70	7381,60	0,35	1069,30	306	0.0135
6 ^{ème} étage	2603,20	9984,80	1,26	1329,99	306	0.0102
5 ^{ème} étage	2603,21	12588,01	1,75	1551,75	306	0.0794
4 ^{ème} étage	2603,20	15191,21	1,37	1741,01	306	0.0065
3 ^{ème} étage	2686,10	17877,31	1,22	1898,43	306	0.0059
2 ^{ème} étage	2686,11	20563,42	1,66	2020,92	306	0.0086
1 ^{er} étage	2757,37	23320,79	1,23	2105,99	306	0.0042
RDC	2996,26	26317,05	1,45	2143,63	323	0.0035

Tableau IV. 21. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X

➤ Sens Y-Y :

Planchers	Wi	P	Δy (cm)	V_y	h_i (cm)	θ_y
9 ^{ème} étage	2328,12	2328,12	9,59	451,96	306	0.0431
8 ^{ème} étage	2481,78	4809,90	1,47	831,60	306	0.0208
7 ^{ème} étage	2571,70	7381,60	1,26	1125,03	306	0.0135
6 ^{ème} étage	2603,20	9984,80	3,92	1373,36	306	0.0100
5 ^{ème} étage	2603,21	12588,01	1,09	1581,18	306	0.0079
4 ^{ème} étage	2603,20	15191,21	1,43	1757,68	306	0.0065
3 ^{ème} étage	2686,10	17877,31	0,77	1907,38	306	0.0059
2 ^{ème} étage	2686,11	20563,42	0,45	2026,97	306	0.0048
1 ^{er} étage	2757,37	23320,79	0,84	2115,28	306	0.0042
RDC	2996,26	26317,05	0,52	2163,32	323	0.0038

Tableau IV. 22. Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y

On remarque que tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10. Donc l'effet $P - \Delta$ est négligé.

IV.10 Justification de la stabilité au renversement :

Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

- $\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$.

Avec :

Ms: Moment stabilisant, $M_s = \frac{W \times l}{2}$

Mr: Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$

W: Poids du bâtiment.

Fi: Force sismique au niveau i.

	L (m)	Mr (KN. m)	Ms (KN. m)	Ms/Mr	OB
Sens-X	20,60	53395,007	271065,61	5,07	CV
Sens-Y	13,55	53395,007	178298,01	3,33	CV

Tableau IV. 23. Vérification de la stabilité au renversement

La tour est stable suivant **X** et **Y** selon les exigences du **RPA/2003**, donc il y'a pas de risque de renversement.

IV.7.12 Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3) :

- $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$

On doit vérifier que : $v \leq 0,30$.

Poteaux	50 × 50	45 × 45	40 × 40	30 × 30
Nd (KN)	1850,361	1506,15	1125,88	422,50
v	0,29	0,29	0,28	0,18
v ≤ 0,30	CV	CV	CV	CV

Tableau IV. 24. Vérification de l'effort normal réduit

IV.11 Conclusion :

L'étude de ce chapitre nous a permis de déterminer les valeurs propres du bâtiment, les modes propres ; périodes propres et facteur de participation relatifs à chaque mode.

Ces résultats seront utilisés pour déterminer les efforts dans la structure dus à un séisme.

ET on peut dire aussi que suivant les règles parasismiques algériennes **RPA99 / version 2003** notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Chapitre V :
FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS DE
CONTREVENTEMENT

V.1 Introduction :

La structure est un ensemble bidimensionnel des poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il devient possible de procéder à leur ferraillage. Il s'effectuera selon le règlement **BAEL.91**, les règles **C.B.A.93** « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99/ 2003**). Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à Travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des Différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.

2. Traction simple.

3. Flexion simple.

4. Flexion composée.

- Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

V.2 Ferraillage des portiques :

V.2.1 Ferraillage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux voiles. Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du **BAEL 91 Modifie 99**, on se rapportera aussi au **RPA 99 modifie 2003** pour la vérification.

V.2.1.1 Combinaisons des charges :

❖ Etat limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1,35G+1,5Q.....\text{Selon } \mathbf{BAEL93}$$

❖ **Etat limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d’exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par

$$\text{relation : } G+Q \dots \text{Selon BAEL93}$$

❖ **Etat limite accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d’exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

$$G+Q \pm E \dots \text{selon RPA2003}$$

$$0.8G \pm E \dots \text{selon RPA2003}$$

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- Selon BAEL 91 : Situation durable

1,35G+1,5Q : pour déterminer le moment maximum en travée.

- Selon les R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 49)

0,8G E : pour déterminer le moment négatif en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage inférieur au niveau des appuis.

- **G + Q+E** : pour le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

Avec : **G** : charges permanentes.

Q : charges d’exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Les armatures sont obtenues à l’état limite ultime (E.L.U) sous l’effet des sollicitations Les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

situation	γ_b	γ_s	$f_{c28} (MPa)$	$f_{bu} (MPa)$	$f_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau V.1. Résumé de résultats

VI.2.1.2 Calcul de ferrailage :

VI.2.1.2.1 Ferrailage des poutres principales:

- ❖ Ferrailage en travée : ELU(1.35G + 1.5 Q)
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure): G+Q ± E
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : 0,8G ± E

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par B.A.E.L 91 :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$.
- $\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}})$.
- $z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

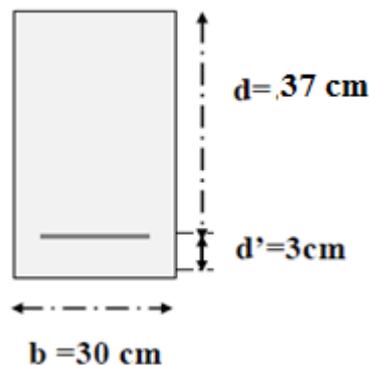


Fig.V.1. Schéma de la poutre principale

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats de l'ETABS :

	ELU	G+Q+E	0.8G+E
Moment(KN.m)	69.56	81,666	82,23

Tableau V.2. Les moments maximums 30/40

Position	M _{max} (KN.m)	b(cm)	d(cm)	μ	α	Z(cm)	As(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)
Travée	69.56	30	37	0,0388	0,0494	41.17	4.12	1,52	6,00

Appuis Sup	81,666	30	37	0,1086	0,1440	39,80	5.89	1,52	6,00
Appuis Inf	82,23	30	37	0,1094	0,1451	39,56	5.97	1,52	6,00

Tableau V.3. Calcul du ferrailage des poutres principales

❖ **Choix des barres :**

- En travée: **3HA16** ⇒ A_s adoptée = 6.03 cm².
- Sur appui : nappe sup **3HA16** ⇒ A_s adoptée = 6.03 cm².
Nappe inf. **3HA16** ⇒ A_s adoptée = 6.03 cm².

❖ **Vérification du ferrailage des poutres principales :**

- **Section minimale (RPA):** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm}$

$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6.00\text{cm}^2$

- **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$A_{\max} = 4 \% b \times h = 4 \% 30 \times 40 = 54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone courante.}$

$A_{\max} = 6 \% b \times h = 6 \% 30 \times 40 = 81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone de recouvrement}$

La section d'armature sur appuis :

$A_s = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$

$A_s = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$

Donc : $6.03 + 6.03 = 12.06 \text{ cm}^2 \rightarrow 14.32 \text{ cm}^2 < 60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(CV)}$

- **Condition de non fragilité :**

$A_{\min} = 0.23 \times \frac{(f_{t28} \times b \times d)}{f_e} = 1,70 \text{ cm}^2$

$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{(C,V)}$

❖ **Vérification à L'ELU :**

a. vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicitée ; $T_{\max} = 89.12 \text{ KN}$

Avec : $b = 30\text{cm} ; d = 37\text{cm}$

$\tau_u = T_{\max} / b.d = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

b. Calcul de la section des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi\right)$$

choix du diamètre : On a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = 10mm$$

→ On prend : T8 (HA. Fe. E400).

Espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min(0.9x_d; 40cm) = 37.8 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } s_t = 35 \text{ cm}$$

$$A_{tfe} / b \times S_t \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}, 0,4MPa\right] \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 300 \times 450 / 400 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit : **At = 4T8 = 2.01 cm²**

- **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0,9.d, 40cm) = 35 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_{tfe} / 0,4.b = (2,01 \times 400) / (0,45 \times 30) = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 35 \text{ cm}$$

- **Espacement exigé par RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(45/4, 12 \times 1.6) = 11.25 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 45 / 2 = 22.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10\text{cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15\text{cm}$ En zone courante.

- **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$A_{t\min} = 1,35\text{cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de **40∅** poutre longitudinale : **40∅ = 80 cm** Avec : **∅ = 20 mm**.

❖ **vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure : $A_t = 6.03 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de σ_b :**

• $\frac{b \cdot y^2}{2} + n \cdot A_s \cdot y - n \cdot d \cdot A_s = 0 \Rightarrow 15 \cdot y^2 + 90 \cdot 4 \cdot y - 3346 \cdot 6 = 0$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 10.02\text{cm}$

• $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 58230.25 \text{ cm}^4$

• Soit la poutre la plus sollicitée B4 étage 9

Avec : $M_{\text{ser}} = 24.744 \text{ KN.m}$

• $\sigma_b = M_{\text{ser}} \cdot Y / I = 4.26 \text{ Mpa} \leq \sigma_{\text{badm}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\text{CV}$

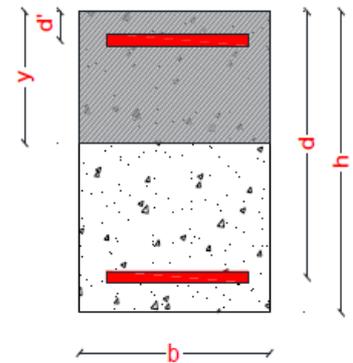


Fig.V.2. Schéma de la poutre

❖ **La vérification de la flèche :**

$M_0 = (G + Q) L^2 / 8$

avec :
$$\begin{cases} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{\text{plancher}}) = 23.05\text{KN}/\text{ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{\text{poutre}}\right) \times Q = 18.65 \text{ KN}/\text{ml}. \\ L = 3.80\text{m} . \end{cases}$$

$M_0 = \frac{(23.05+18.65) \times 3.8^2}{8} = 75.26\text{KN.m}.$

En travée : $A_s = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$

- $h / L \geq 1 / 16 = 0,118 > 0,0625 \dots\dots\dots\text{CV}.$
- $h / L \geq M_{\text{tser}} / 10 M_0 \Rightarrow 0,118 > 0,032 \dots\dots\dots\text{CV} .$
- $A_s / b \times d \leq 4,2 / f_c \Rightarrow 0,0036 < 0,0105 \dots\dots\dots\text{CV}.$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

NB : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$L_{max} / 5$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 0,76 m.

$L_{max} / 4$: Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 0,95 m.

➤ Schéma de ferrailage :

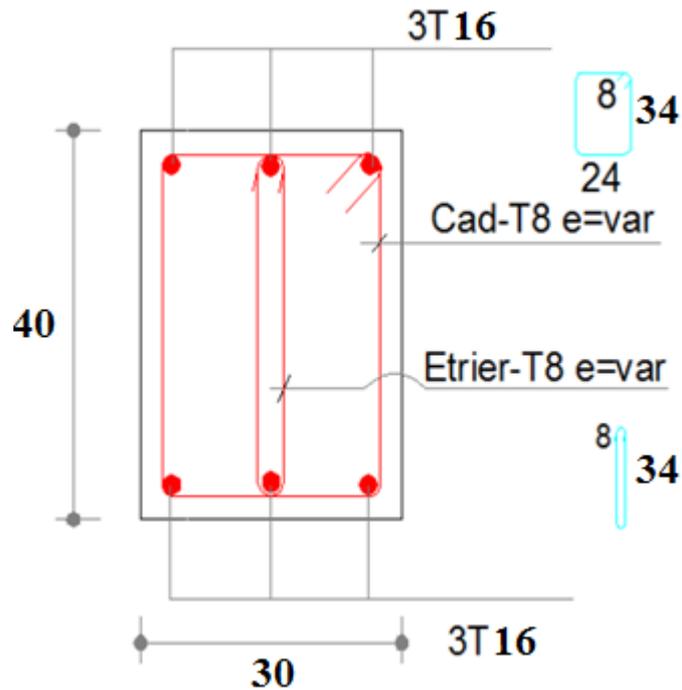


Fig.V.3. Ferrailage des poutres principales en appuis 30*40

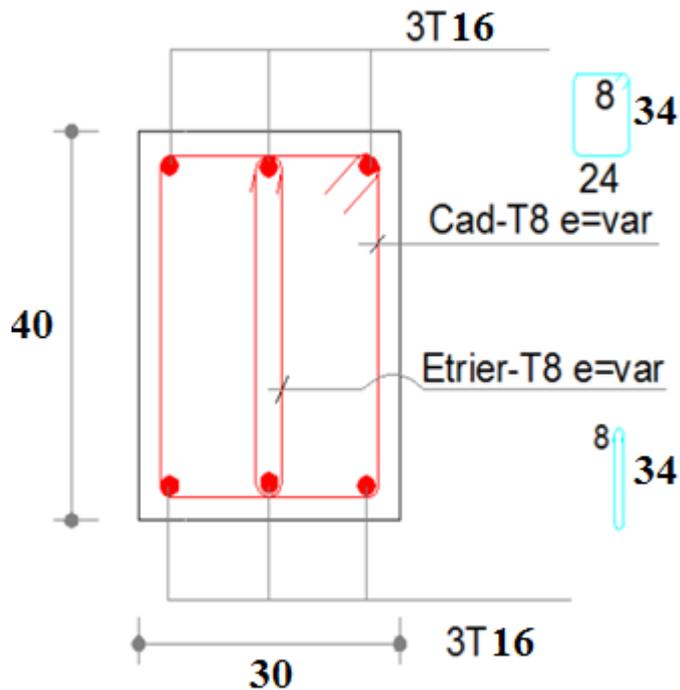


Fig.V.4. Ferrailage des poutres principales en travée 30*40

V.2.1.2.2 Ferrailage des poutres secondaire :

- ❖ Ferrailage en travée : ELU
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure): G+Q+E
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : 0,8G+E

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par **B.A.E.L 91** :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$.
- $\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$.
- $z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$

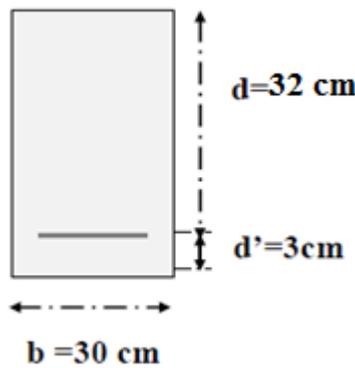


Fig.V.5. Schéma de la poutre secondaire

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats de l'ETABS :

	ELU	G+Q+E	0.8G+E
Moment(KN.m)	58,65	120,252	128,987

Tableau V.4. Les moments maximums 30/35

Position	M _{max} (KN.m)	b(cm)	d(cm)	μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)
Travée	58,65	30	32	0,1005	0,1326	35.03	4.04	1,34	5,25

Appuis Sup	120,252	30	32	0,2061	0,2916	32.68	8.57	1,34	5,25
Appuis Inf	128,987	30	32	0,2211	0,3164	32.31	9.47	1,34	5,25

Tableau V.5. Calcul du ferrailage des poutre secondaires

❖ **Choix des barres :**

- En travée: **3HA16** ⇒ A_s adoptée = 6.03 cm².
- Sur appui : nappe sup **3HA16+3HA12** ⇒ A_s adoptée = 9.42 cm².
 Nappe inf. **3HA16+3HA14** ⇒ A_s adoptée = 10.65 cm².

❖ **Vérification du ferrailage des poutres secondaires :**

- **Section minimale (RPA):** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm}$

$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2$

- **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$A_{max} = 4\% b \times h = 4\% 30 \times 35 = 48 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Zone courante.

$A_{max} = 6\% b \times h = 6\% 30 \times 35 = 72 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Zone de recouvrement

La section d'armature sur appuis :

$A_s = 3HA16+3HA12 = 9.42 \text{ cm}^2$

$A_s = 3HA16+3HA14 = 10.65 \text{ cm}^2$

Donc : $9.42 + 10.65 = 20.07 \text{ cm}^2 \rightarrow 20.07 \text{ cm}^2 < 60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0.23 \times \frac{(f_{t28} \times b \times d)}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2$

$A_s > A_{min} \dots \dots \dots \text{ (C,V)}$

❖ **Vérification à L'ELU :**

a. vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicitée ; $T_{max} = 109.29 \text{ KN}$

Avec : $b = 30 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm}$

$$\tau_u = T_{\max} / b.d = 0.098 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. Calcul de la section des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi\right)$$

choix du diamètre : On a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = 10 \text{ mm}$$

→ On prend : T8 (HA. Fe. E400).

Espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min(0.9x_d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } s_t = 35 \text{ cm}$$

$$A_{tfe} / b \times S_t \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right] \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 300 \times 400 / 400 = 0.90 \text{ cm}^2$$

Soit : **At = 4T8 = 2.01 cm²**

- **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9.d, 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_{tfe} / 0.4.b = (2.01 \times 400) / (0.45 \times 30) = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 33.3 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

- **Espacement exigé par RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(40/4, 12 \times \phi) = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 40 / 2 = 20 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

- **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{t \min} = 0.003.S_t.b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min} = 1,35\text{cm}^2 \leq 2,01\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est de **40∅** poutre longitudinale : **40∅ = 80 cm** Avec : **∅ = 20 mm**.

❖ **vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure : $A_t = 10.65\text{ cm}^2$

➤ **Calcul de σ_b :**

- $\frac{b \cdot y^2}{2} + n \cdot A_s \cdot y - n \cdot d \cdot A_s = 0 \Rightarrow 15 \cdot y^2 + 159,75 \cdot y - 5112 = 0$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 16.68\text{ cm}$

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 131258.93\text{ cm}^4$

- Soit la poutre la plus sollicitée B62 étage 8

Avec : $M_{\text{ser}} = 42.647\text{ KN.m}$

- $\sigma_b = M_{\text{ser}} \cdot Y / I = 3.24\text{ Mpa} \leq \sigma_{\text{badm}} = 15\text{ MPa} \dots\dots\text{CV}$

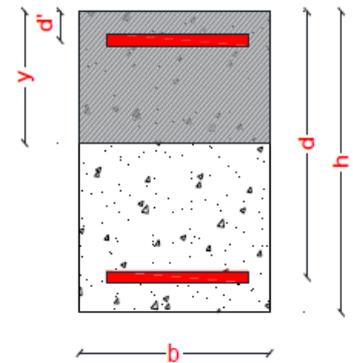


Fig.V.6. Schéma de la poutre

❖ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = (G + Q) L^2 / 8$$

avec :

$$\begin{cases} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{\text{plancher}}) = 37.99\text{KN/ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{\text{poutre}}\right) \times Q = 16.135\text{KN/ml} \\ L = 2.27\text{m} . \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{(37.99 + 16.135) \times 2.27^2}{8} = 34.86\text{ KN.m}.$$

En travée : $A_s = 4T8 + 4T12 = 6.53\text{ cm}^2$

- $h / L \geq 1 / 16 = 0,176 > 0,0625 \dots\dots\dots\text{CV}.$
- $h / L \geq M_{t\text{ser}} / 10 M_0 \Rightarrow 0,176 > 0,084 \dots\dots\dots\text{CV} .$
- $A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,0058 < 0,0105 \dots\dots\dots\text{CV}.$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

NB : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$L_{max} / 5$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 0,454 m.

$L_{max} / 4$: Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 0,567 m.

➤ Schéma de ferrailage :

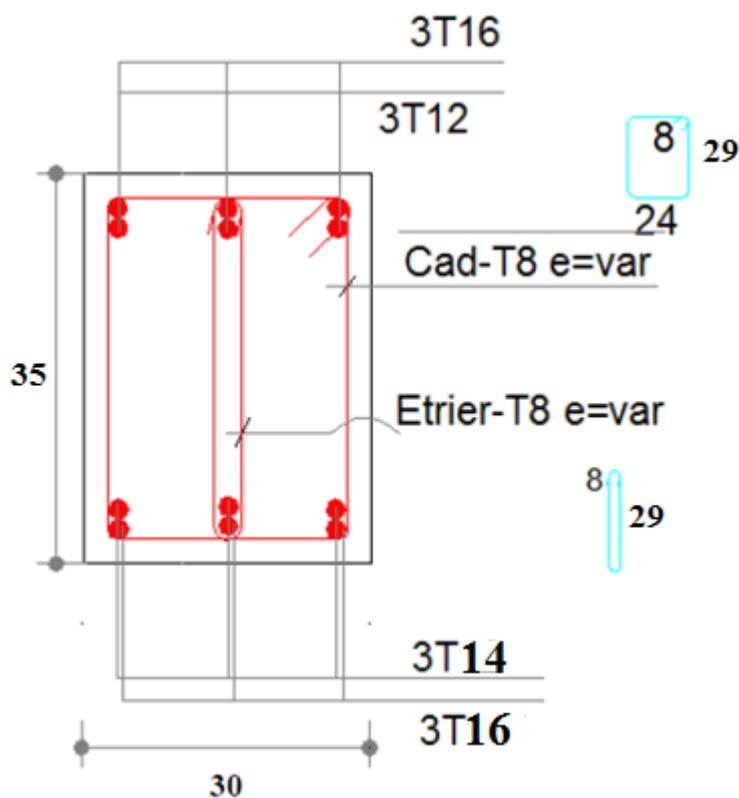


Fig.V.7. Ferrailage des poutres secondaires en appuis 30*35

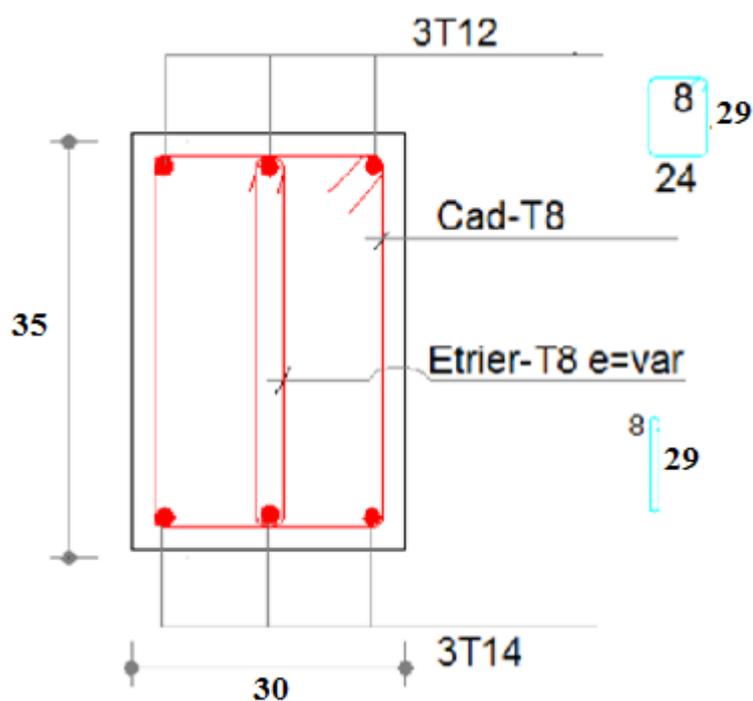


Fig.V.8. Ferrailage des poutres secondaires en travée 30*35

V2.1.4 Conclusion :

On constate qu'il été plus judicieux de prendre un f_{c28} plus important pour éviter un dimensionnement imposant pour les poteaux et les poutres.

le choix de la résistance caractéristique à la compression du béton (f_{c28}) à une influence majeur sur le choix des sections des éléments (poteaux ; poutres,...) à adopter. En effet en choisissant une résistance à la compression importante ; la quantité d'armatures nécessaire pour ferrailer un élément peut se retrouver diminuée.

V.2.2 Ferrailage des poteaux :

V.2.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculés en flexion composée avec des fissurations préjudiciable.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les Plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS** dans l'ordre suivant :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

V.2.2.2 Combinaison de ferrailage des Poteaux :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- Selon BAEL 91 : **Situation durable**

$1,35G+1,5Q$: pour obtenir les efforts normale

- Selon les R.P.A 99 : **Situation accidentelle (article 5.2 page 49)**

$0.8G \pm E$: pour obtenir les efforts tranchants.

$G + Q \pm E$: pour obtenir les moments fléchissant.

Avec: **G** : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

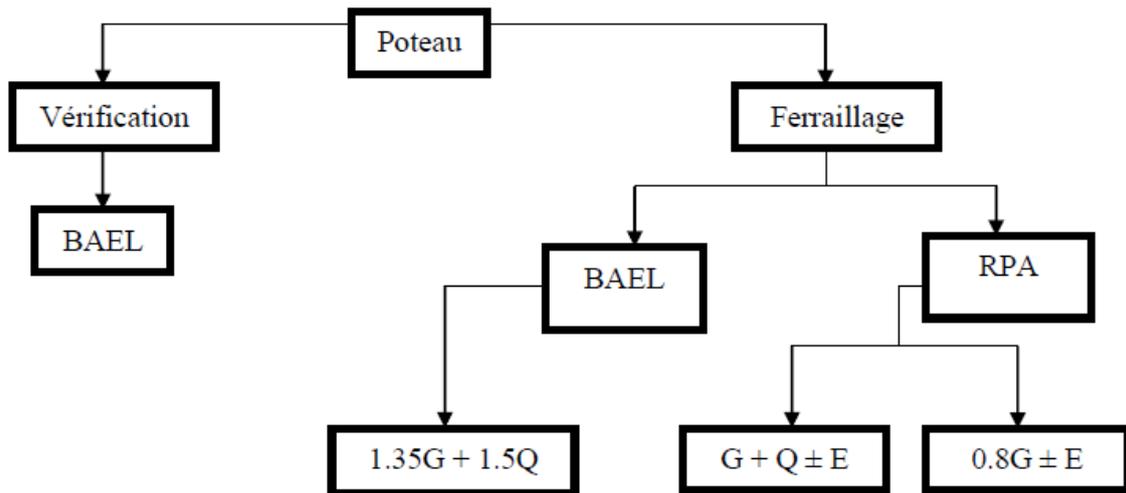


Fig.V.9. Schéma des combinaisons de ferrailage des poteaux

➤ **Calcul des armatures :**

- Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel «**ETABS .V.9.4**», en prenant les poteaux les plus sollicités.
- Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel « **ETABS** ».
- Nous avons retenu (04) types pour l'étude du ferrailage des poteaux.
 - Type 1 : poteau (50×50)
 - Type 2 : poteau (45×45)
 - Type 3 : poteau (40×40)
 - Type 4 : poteau (30×30)

V.2.2.3 Recommandation du RPA99/version 2003 :

➤ **Les armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 61), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 * h_1$ (zone IIa).
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante (zone IIa).
 - 6 % en zone de recouvrement (zone IIa).
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ (zone IIa).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le noeud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1.).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right).$$

$$l' = 2 * h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b_1 ; h_1$: Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** Sont apportées dans le tableau suivant :

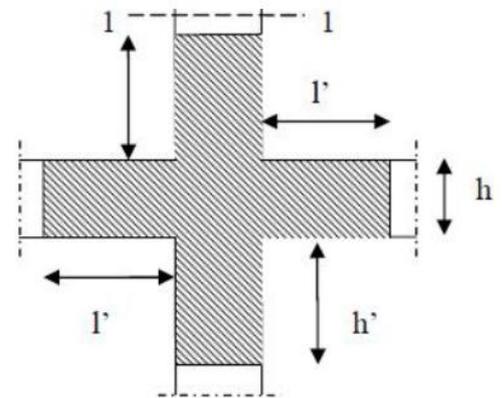
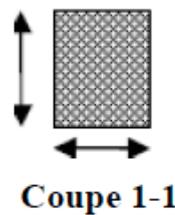


Fig.V.10. la zone nodale

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} \quad (\text{Art : 7.4.2.2}).$$

Avec :

- v_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales. $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
- ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture). $\rho_a = 2.5$ Si l'élanement géométrique ≥ 5 . $\rho_a = 3.75$ Si l'élanement géométrique < 5 .
- t : Espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale :

- $t \leq \min (10\phi , 15\text{cm})$. En zone IIa

Dans la zone courante :

- $t' \leq 15\phi$. En zone IIa

Où :

ϕ : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures minimale ($\frac{A_t}{b_1 \times t} \times \%$) est donnée par :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

- $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

Avec :

a et **b** : les dimensions de la section du poteau.

➤ **Calcul de Ferrailage :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_x-x , M_y-y).

Les poteaux seront ferrailés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « **ETABS** » :

➤ **Combinaison de calcul :**

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G + Q ± E**) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

Ferrailage des Poteaux :

Le résumés des sollicitations données par le logiciel ETABS.

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $c = 3 \text{ cm}$ (enrobage).

Poteau	50 × 50	45 × 45	40 × 40	30 × 30
Combinaison	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E
M _{max} (KN.m)	47,468	77,648	81,791	46,438
N _{cor} (KN)	1197,48	525,66	160,07	14,16

Combinaison	0, 8G ± E			
M_{max} (KN.m)	45,217	69,851	71,61	40,155
N_{cor} (KN)	1333,05	620,08	220,00	28,82
Combinaison	ELU	ELU	ELU	ELU
M_{max} (KN.m)	18,199	29,306	38,977	24,623
N_{cor} (KN)	503,84	337,30	103,27	7,94

Tableau V.6. Les sollicitations dans les différents poteaux

- $A_{s \text{ min RPA}} = 0,008 * b * a.$ **RPA (Art 7.4.2.1 P61)**
- $A_{s \text{ min BAEL}} = \min \left[4 \frac{cm^2}{m} * U, 0,2 * \frac{B}{100} \right].$ **BAEL91 P94**

Avec :

U: Périmètre du poteau.

Le ferrailage des poteaux :

Poteaux	M (KN. m)	N (KN)	A_{s cal} (cm²)	A_{s min BAEL} (cm²)	A_{s min RPA} (cm²)	A_{s adop} (cm²)
50 × 50	47.46	1197.48	3.757	5	20	4T16 + 8T14 = 20.36
45 × 45	77.648	525.66	6.24	4.05	16.20	4T16 + 8T12 = 17.09
40 × 40	81.791	160.07	10.11	3.20	12.80	4T16 + 4T14 = 14. 20
30 × 30	46.438	14.16	4.72	1.8	7.20	4T16=8.04

Tableau V.7. Résultats de ferrailage des poteaux

Remarque :

On remarque que **A_{s min Rpa}** est supérieure par rapport à **A_{s cal}**, donc il faut prévoir des sections minimales requises par les règlements en vigueur.

Vérification de ferrailage des poteaux :

➤ **Section d'armature selon l'RPA99V2003 :**

- $A_{s \text{ min}} = 0,8\% * b * a.$
- $A_{s \text{ max}} = 4\%b * a \rightarrow$ En zone courante.
- $A_{s \text{ max}} = 6\%b * a \rightarrow$ En zone de recouvrement.

➤ Section d'armature selon BAEL91 :

- $A_{s \min} = 0,2 \times \frac{B}{100}$.
- $A_{s \max} = 5 \times \frac{B}{100}$

Poteau	$A_{sminBAEL}$	$A_{sminRPA}$	$A_{smaxBAEL}$	$A_{smaxRPA}$	$A_s \text{ adop}$	OB
50×50	5	20	125	150	20.36	CV
45×45	4.05	16.20	101.25	121.5	17.09	CV
40×40	3.20	12.80	80	96	14.20	CV
30×30	1.8	7.20	45	54	8.04	CV

Tableau V.8. Résultats de vérification de ferrailage des poteaux

Vérification à l'E.L.U :

- Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :

➤ D'après le BAEL :

Exemple de calcul : Poteau (50*50) cm²

Fissuration préjudiciable :

- $\tau_u = \min [0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}] = 2.5 \text{ Mpa}$.

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 28.80 \text{ KN}$.

- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = 0,204 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$b \times a$	T_{\max}	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OB
50×50	28.80	0.204	2.5	CV
45×45	45.24	0.320	2.5	CV
40×40	49.32	.0349	2.5	CV
30×30	30.28	0.214	2.5	CV

Tableau V.9. Vérification selon BAEL

➤ D'après l'RPA :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Avec : $\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$

- $\rho_d = 0,075 \dots \dots \dots$ si : $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_d = 0,04 \dots \dots \dots$ si : $\lambda_g < 5$

Où : λ_g : L'élancement géométrique. $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$.

$a = 50 \text{ cm} , l_f = 0,7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}.$

$a = 50 \text{ cm} , l_f = 0,7 \times l_0 = 0.7 \times 3.23 = 2.26 \text{ m}.$

Donc : $\rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.14}{0.50} = 4.28 < 5 \rightarrow \rho_d = 0.04.$

$\bar{\tau}_u = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u = 0.204 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b × a (cm²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d
50×50	2.26(RDC)	4.46	0.04
	2.14(étage)	4.28	0.04
45×45	2.14	4.75	0.04
40×40	2.14	5.35	0.075
30×30	2.14	7.13	0.075

Tableau V.10. Vérification selon RPA

Calcul des armatures transversales :

➤ **Choix du diamètre :**

- $\phi_t \geq [\frac{1}{3}] * \phi_l.$
- $\phi_t \geq [\frac{1}{3}] * 20 = 6.67 \text{ mm}.$

On adopte un cadre : **T8**

➤ **Espacement entre les cadres :**

- $St \leq \min[15\phi_l \text{ min}; 40 \text{ cm}; a + 10].$
- $St \leq \min[15 * 1.6 = 24 \text{ cm}; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}].$

Donc : **St = 20cm.**

➤ **Espacement des cadres d’après le RPA :**

Dans la zone nodale :

- $St \leq \min[10\phi_l; 15 \text{ cm}].$ En Zone I et IIa.

Donc : **St = 10 cm.**

Dans la zone courante :

- $St \leq 15\phi_l.$ En Zone I et IIa.

Donc : **St = 20 cm.**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots (\text{Art : 7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul (T_{max}).

h₁ : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

S_t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

- **ρ_a** = 2,5 Si λ_g ≥ 5.
- **ρ_a** = 3,75 si λ_g < 5.

➤ **Exemple de calcul : (50*50) cm² :**

Donc : **ρ_a** = 3,75 → **A_t** = 1.01 cm²

Soit : **A_t** = **3T8** = **1.51 cm²**.

b × a	T_{max} (KN)	λ_g	ρ_a	A_t (cm²)	A_{t adop} (cm²)
50×50(RDC)	28.80	4.76	3.75	1.76	3T8 = 1.51
50×50(étage)	28.80	4.28	5.75	1.67	3T8 = 1.51
45×45	45.24	4.75	3.75	2.77	3T8 = 1.51
40×40	49.32	5.35	2.5	2.01	3T8 = 1.51
30×30	30.28	7.13	2.5	1.23	3T8 = 1.51

Tableau V.11. Les armatures transversales des poteaux

➤ **Détermination de la zone de recouvrement :**

Selon **RPA (Art 7.4.2.1)** La longueur minimale de recouvrement est :

- 40∅ → En zone IIa.

b × a	50×50	45×45	40×40	30×30
∅_{max} (mm)	16	16	16	16
40∅ (cm)	64	64	64	64

Tableau V.12. Longueur de recouvrement

Vérification de la contrainte à l'E.L.S :

- Contrainte admissible de béton comprimé : **σ_{bc adm}** = 0,6 * f_{c28} = 15 Mpa.
- Contrainte admissible d'acier tendu : **σ_{st adm}** = 201.63 Mpa.

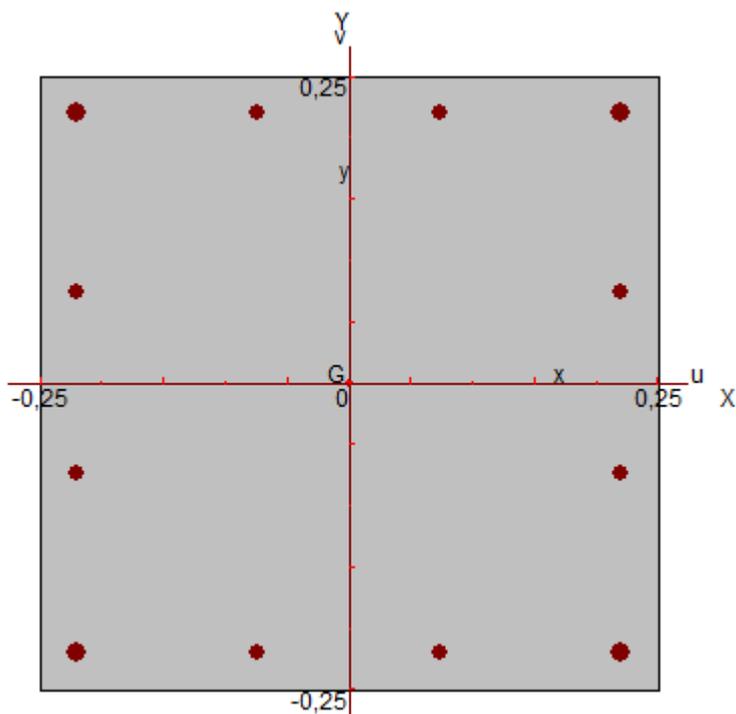


Fig.V.11. Schéma de poteau (50*50) de logiciel SOCOTEC

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

b × a	N_{ser}	M_{ser}	A_s	σ_{bc}	σ_{bc adm}	σ_{st}	σ_{st adm}	OB
50×50	138.99	13.305	20.36	4.50	15	21.07	201,63	CV
45×45	1025.18	21.215	17.09	1.48	15	40.48	201,63	CV
40×40	751.58	28.241	14.20	2.38	15	67.51	201,63	CV
30×30	369.40	17.863	8.04	6.75	15	71.45	201,63	CV

Tableau V.13. vérification des contraintes à l'ELS

➤ Schéma de ferrailage :

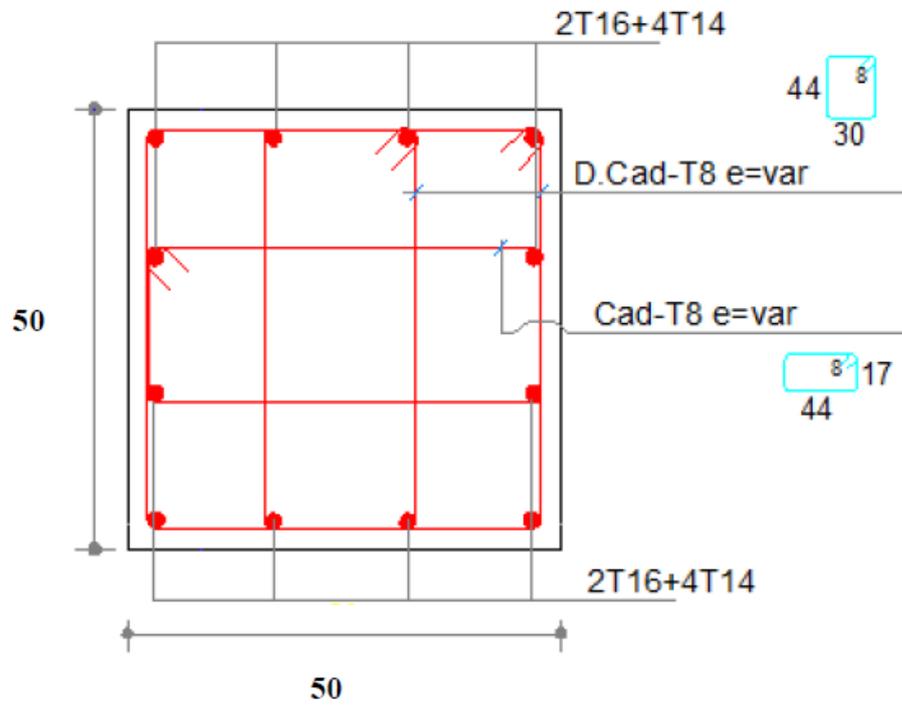


Fig.V.12. Ferrailage de poteau (50*50)

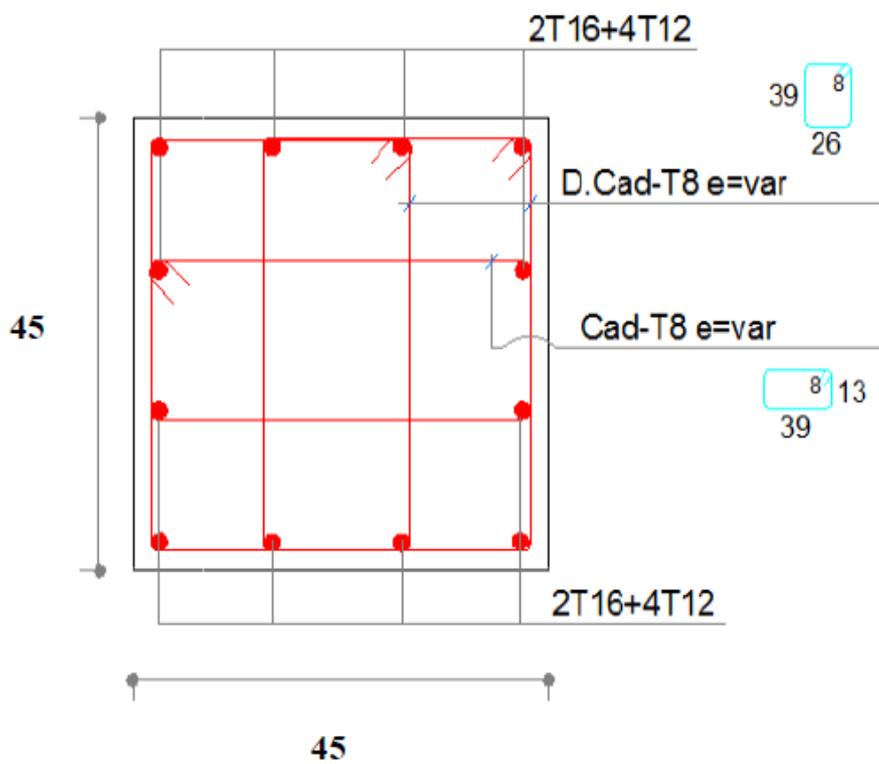


Fig.V.13. Ferrailage de poteau (45*45)

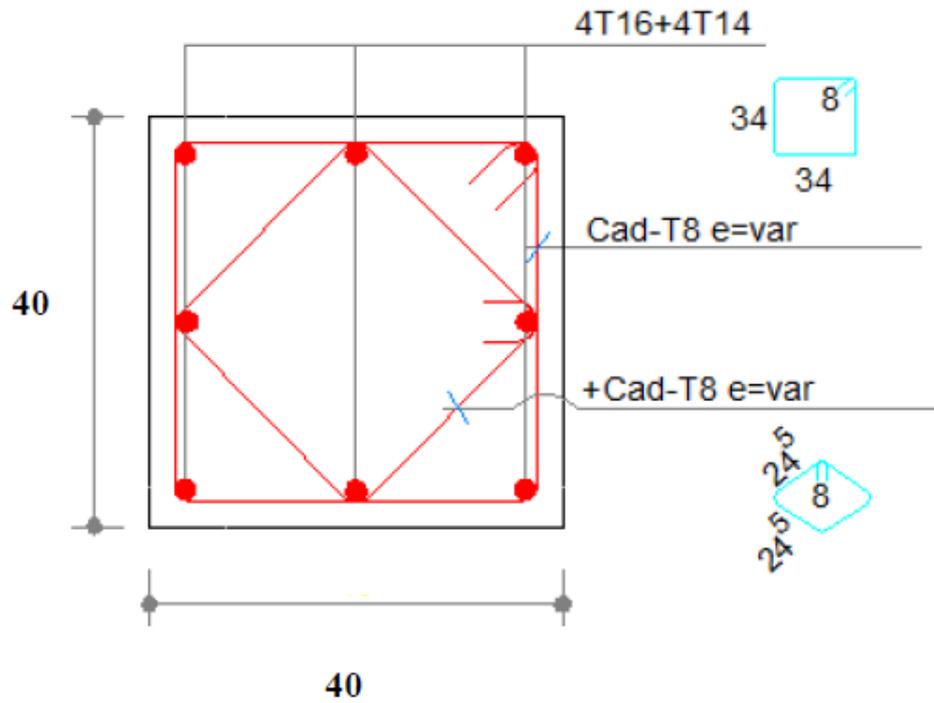


Fig.V.14. Ferrailage de poteau (40*40)

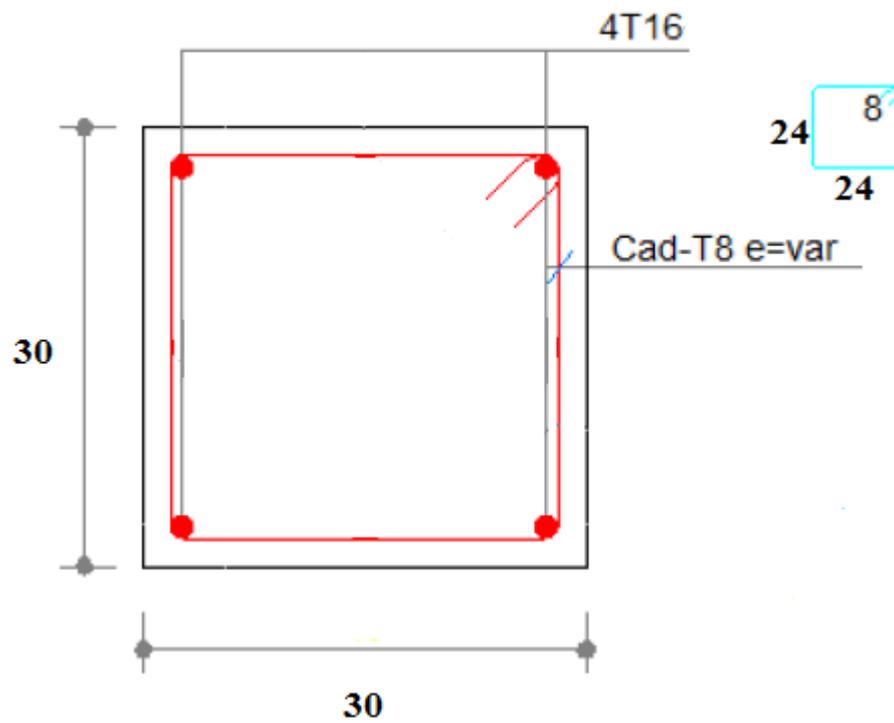


Fig.V.15. Ferrailage de poteau (30*30)

V.3 Voiles pleins :

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 la 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 $(\frac{1}{10})$ de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

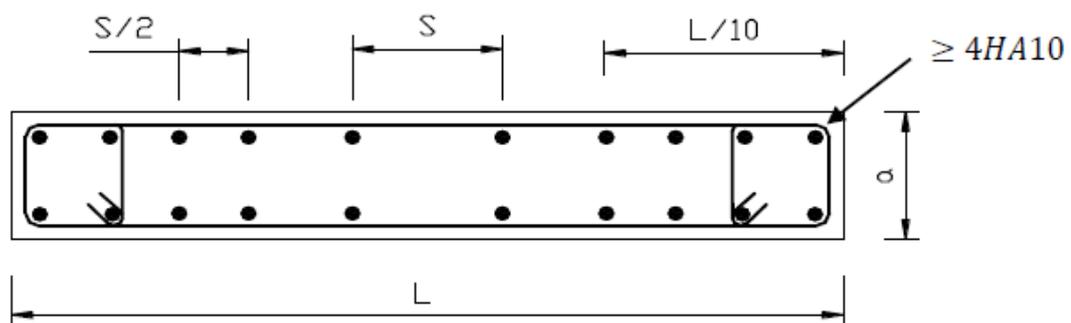


Fig.V.16. Section transversale de voile

➤ **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.

➤ **Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1, 5 \times e ; 30 \text{ cm})$$

Avec :

- **e** : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre $\emptyset t$ des épingles est :

- $\emptyset t = 6 \text{ mm} \rightarrow$ Lorsque $\emptyset v \leq 20 \text{ mm}$.
- $\emptyset t = 8 \text{ mm} \rightarrow$ Lorsque $\emptyset v > 20 \text{ mm}$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

➤ **Calcul du ferrailage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min \left[\frac{h_e}{2} ; \frac{2 \times l'}{3} \right]$$

Avec :

- **l'** : étant la largeur de la zone comprimée.
- **h_e** : étant la hauteur entre nœuds de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

➤ **Etude des sections :**

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **Formule de NAVIER BERNOULLI** ». $\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times y$

Avec :

- **A** : Surface.
- **I** : Moment d'inertie.
- **M** : Moment de flexion.

➤ **Section partiellement comprimée SPC :**

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times y$$

Si :

- **M** > 0 → **σ_A** > 0 et **σ_B** < 0.

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer 'L_t' en utilisant les triangles semblables :

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{L - L_t}$$

$$\text{Où : } L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} .$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : **T** = 0.50 × **σ_B** × **L_t** × **b**.

La section d'armature nécessaire est donnée par : **A_{cal}** = **T** × $\frac{\gamma_s}{f_e}$.

Si : **M** < 0 → **σ_A** < 0 et **σ_B** > 0 :

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{L - L_t}$$

$$\text{Où : } L_t = \frac{L \times \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B} .$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : **T** = 0.50 × **σ_A** × **L_t** × **b**.

La section d'armature nécessaire est donnée par : **A_{cal}** = **T** × $\frac{\gamma_s}{f_e}$.

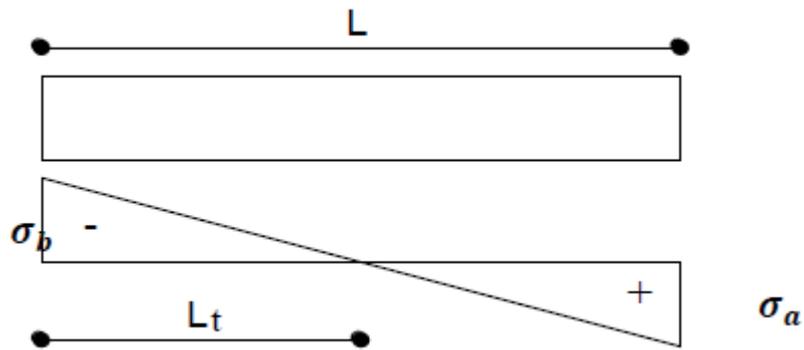


Fig.V.17. S P C

➤ **Section entièrement comprimée SEC :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression (σ_A , σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 \times L \times b.$$

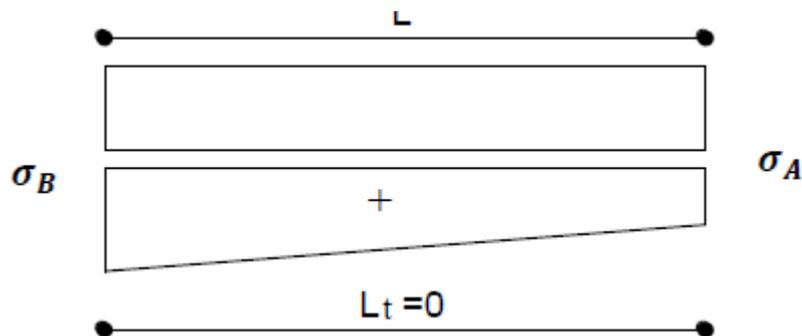


Fig.V.18. S E C

➤ **Section entièrement tendue. SET :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction (σ_A , σ_B) :

- la longueur tendue est égal à « L »..... $L=L_T$.
- l'effort de traction est donnée par : $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times \frac{L \times b}{2}$.
- La section d'armatures nécessaire est donnée par : $A_{sc} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

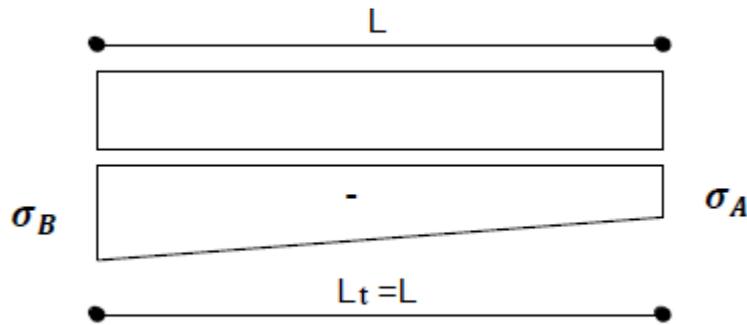


Fig.V.19. S E T

➤ **Ferrailage des voiles :**

Les combinaisons à considérer sont :

- $G + Q \pm E$.
- $0.8G \pm E$.

➤ **Calcul de ferrailage vertical :**

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

- $A_{min} = 0.15\% b \times L \rightarrow$ Globalement dans la section du voile.
- $A_{min} = 0.10\% b \times L \rightarrow$ Dans la zone courante.

➤ **Espacement des armatures verticales :**

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

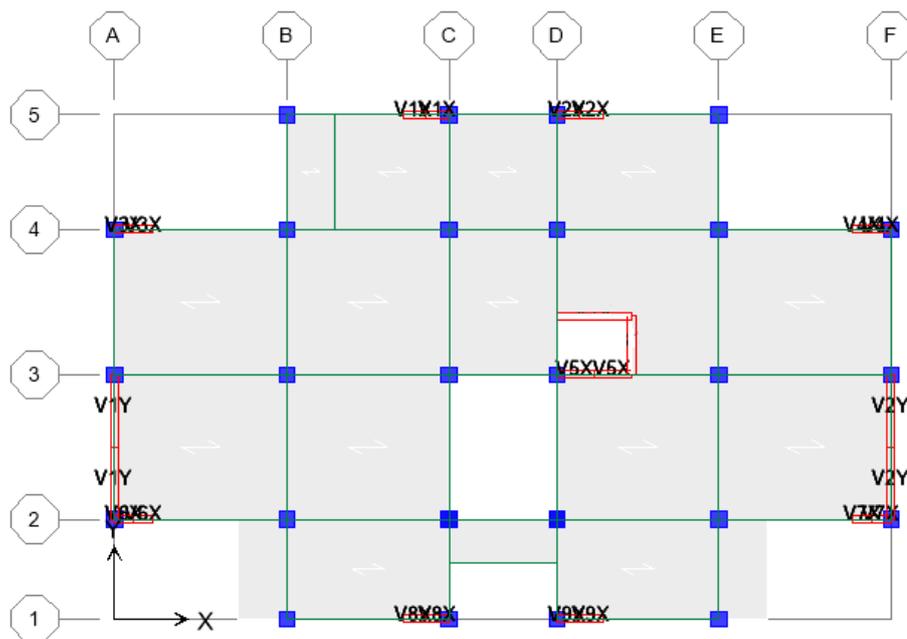


Fig.V.20. Vue en plan des voiles existants

V.3.1 voiles dans le sens X-X :➤ **Exemple de calcul (Voile Vx4) :**

Les données utilisées sont les suivantes :

Dimension :

- $L = 1.00 \text{ m}$.
- $b = 0,20 \text{ m}$.

Caractéristique géométrique :

- $I = 0.0166 \text{ m}^4$.
- $B = 0.200 \text{ m}^2$.

Les sollicitations sont :

- $M = 458.586 \text{ KN. m}$
- $N = 691.48 \text{ KN}$.

Les contraintes:

- $\sigma_A = 17270.23 \text{ KN/m}^2$.
- $\sigma_B = -10355.43 \text{ KN/m}^2$.

Les deux contraintes de signe opposés, alors **SPC** .

- $L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 0.374 \text{ m}$
- $T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b = 387.29 \text{ KN}$
- $A_{cal} = T \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 9.48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone tendue.}$

➤ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (**Art 7.7.4.1**) : **Arpa = 0, 20% b × Lt.**

- **b**: Epaisseur du voile.
- **Lt** : Longueur de la section tendue.

Alors :

- $A_{RPA} = 0,20\% b * L_t = 1.50 \text{ cm}^2$
- $A_{min} = 0,0015 * b * L = 3 \text{ cm}^2$

$$A_s \text{ adopté} = \text{MAX} [A_{cal} ; A_{RPA}] = 9.48 \text{ cm}^2.$$

➤ **Ferrailage (armatures adoptés) :**

- **Pour la zone tendue :**

$A_{s \text{ adop}} = 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 10 \text{ cm.} \rightarrow \text{zone d'about.}$

$2T10 = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow St = 20 \text{ cm.}$

- Pour la zone comprimée :

$$A_{s \text{ adop}} = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

Pour toute la longueur du voile :

$$A_s = 2 \times [4T16 + 2T10] + 2T10 = 20.79 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{Pour une face.}$$

- Calcul de l'espacement : d'après RPA :

- En zone courante :

- $S_t \leq \min(1, 5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On choisit : } S_t = 20 \text{ cm.}$

- En zone d'about :

- $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm.}$

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens X-X :

Voile	V1x	V2x	V3x	V4x
M (KN. m)	842.734	697.968	445.069	458.586
N (KN)	1908.58	845.90	739.11	691.48
L (m)	1.20	1.20	1.00	1.00
e (m)	0.200	0.200	0.200	0.200
I (m⁴)	0.0288	0.0288	0.0166	0.0166
B (m²)	0.24	0.24	0.20	0.20
Y (m)	0.60	0.60	0.50	0.50
σ_A (KN/m²)	25509.37	18065.58	17101.24	17270.23
σ_B (KN/m²)	-9604.54	-11016.41	-9710.14	-10355.43
Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
L_t (m)	0.328	0.454	0.362	0.374
T (KN)	315.02	500.145	351.507	387.29
A_{s cal} (cm²)	7.87	12.50	8.78	9.48
A_{s RPA} (cm²)	1.31	1.81	1.44	1.49
A_{s minRPA} (cm²)	3.60	3.60	3.00	3.00
A_{s adopté} (cm²/fac)	4T12+4T14	4T12+4T16	4T14+2T12	4T16 + 2T10
A_{s adopté} (cm²)	10.68	12.56	10.18	9.61

St courant (cm)	20	20	20	20
St about (cm)	10	10	10	10

Tableau V.14. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal

Sens X-X :

Voile	V5x	V6x	V7x	V8x	V9x
M (KN. m)	1763.552	444.968	452.219	682.754	680.282
N (KN)	1055.73	509.66	573.76	687.21	703.90
L (m)	1.95	1.00	1.00	1.20	1.20
e (m)	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
I (m ⁴)	0.1235	0.0166	0.0166	0.0288	0.0288
B (m ²)	0.39	0.20	0.20	0.24	0.24
Y (m)	0.975	0.50	0.50	0.60	0.60
σ_A (KN/m ²)	16629.87	15950.95	16489.85	17087.41	17105.45
σ_B (KN/m ²)	-11215.77	-10854.36	-10752.25	-11360.66	-11239.62
Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lt(m)	0.685	0.404	0.394	0.479	0.475
T (KN)	768.28	438.51	423.63	544.17	533.88
As cal (cm ²)	19.20	10.96	10.59	11.60	11.34
As RPA (cm ²)	3.66	1.61	1.57	1.91	1.90
AsminRPA (cm ²)	5.85	3.00	3.00	3.60	3.60
Asadopté (cm ² /fac)	4T16+6T16	4T16+2T14	4T14+4T12	4T16+4T12	4T16+4T12
As adopté (cm ²)	20.10	11.12	10.68	12.56	12.56
St courant (cm)	20	20	20	20	20
St about (cm)	10	10	10	10	10

Tableau V.15. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal

V.3.2 voiles dans le sens Y-Y :

Voile	V1y	V2y
M (KN. m)	3680.507	3391.436
N (KN)	210.41	278.34
L (m)	3.30	3.30
e (m)	0.200	0.200
I (m⁴)	0.914	0.914
B (m²)	0.76	0.76
Y (m)	1.90	1.90
σ_A (KN/m²)	7927.799	7416.26
σ_B (KN/m²)	-7374.089	-6683.794
Nature de la section	SPC	SPC
L_t (m)	1.831	1.801
T (KN)	1345.25	1203.75
A_{s cal} (cm²)	33.63	30.09
A_{s RPA} (cm²)	7.32	7.20
A_{s minRPA} (cm²)	1.14	1.14
A_{s adopté} (cm²/fac)	8T16+16T12	8T16+16T12
A_{s adopté} (cm²)	34.18	34.18
St courant (cm)	20	20
St about (cm)	10	10

Tableau V.16. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voiles longitudinal

➤ **Vérification de la résistance au cisaillement :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

• **Selon RPA (art 7.7.2) :**

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{b_0 \times 0.9 \times L} \leq 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- **V**: Effort tranchant.
- **b₀**: Épaisseur du voile.
- **L**: Longueur du voile.

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Sens X-X :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles	V (N)	b (mm)	L (mm)	τ_u (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V _{1x}	525260	2000	1200	0.0340	5	CV
V _{2x}	137370	2000	1200	0.0890	5	CV
V _{3x}	81850	2000	1000	0.0636	5	CV
V _{4x}	96180	2000	1000	0.0748	5	CV
V _{5x}	448690	2000	1950	0.1789	5	CV
V _{6x}	90200	2000	1000	0.0701	5	CV
V _{7x}	98840	2000	1000	0.0768	5	CV
V _{8x}	122460	2000	1200	0.0793	5	CV
V _{9x}	117070	2000	1200	0.0758	5	CV

Tableau V.17. vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X

Sens Y-Y :

Voiles	V (N)	b (mm)	L (mm)	τ_u (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V _{1y}	1134140	2000	3800	0.2321	5	CV
V _{2y}	716670	2000	3800	0.1466	5	CV

Tableau V.18. Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

- **Calcul de ferrailage horizontal :**

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l’effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l’extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armateurs est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 \times \left[\frac{f_e}{\gamma_s} \right] \times (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

Où :

- **K = 0** → Cas de reprise de bétonnage.

- $\alpha \leq 90^\circ$.
- $S_t \leq \min[1,5 * b ; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$.

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

- **Selon le RPA :**

D'après le RPA, le pourcentage minimal d'armatures horizontales en double nappes et donnés par :

- $A_t = 0,0015 \times b \times L$.

La section adoptée est : $A_t = \max [A_{t \text{ RPA}}; A_{t \text{ BAEL}}]$.

- **Exemple de calcul :**

Voile V2y :

- $V = 716.670 \text{ KN}$.
- $\tau = 0.1466 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$.

$$A_t = \frac{\tau_u \times S_t \times b}{0.9 \times \left[\frac{f_e}{\gamma_s} \right]} = \frac{0.1466 \times 20 \times 20}{0.9 \times \left[\frac{400}{1.15} \right]}$$

→ $A_t = 1.873 \text{ cm}^2$.

- **Ferrailage minimal de RPA :**

- $A_t = 0,0015 * b * L$
- $A_{t \text{ min RPA}} = 0,15\% * 20 * 380$

→ $A_{t \text{ min RPA}} = 11.40 \text{ cm}^2$

Alors :

- $A_t = \max[1.873 \text{ cm}^2; 11.40 \text{ cm}^2] = 11.40 \text{ cm}^2$.
- $A_t \left(\frac{\text{ml}}{\text{face}} \right) = \frac{11.40}{2 \times (3.80 - 0.50)} = 1.72 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}}$

Soit : A adopté (ml/face) = 6 T12 = 6.79 cm².

Sens X-X :

Voiles	τ (Mpa)	S_t (m)	b (m)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	$A_t \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}} \right)$	A_{adop} (cm ²)
V1x	0.0340	20	20	0.434	3.60	0.48	4T8=20.1
V2x	0.0890	20	20	0.113	3.60	0.48	4T8=20.1
V3x	0.0636	20	20	0.812	3.00	0.37	4T8=20.1
V4x	0.0748	20	20	0.955	3.00	0.37	4T8=20.1
V5x	0.1789	20	20	2.285	5.85	0.75	4T8=20.1
V6x	0.0701	20	20	0.895	3.00	0.37	4T8=20.1

V _{7x}	0.0768	20	20	0.981	3.00	0.37	4T8=20.1
V _{8x}	0.0793	20	20	1.013	3.60	0.48	4T8=20.1
V _{9x}	0.0758	20	20	0.968	3.60	0.48	4T8=20.1

Tableau V.19. Ferrailage horizontal des voiles sens X-X

Sens Y-Y :

Voiles	τ (Mpa)	S _t (m)	b (m)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _t ($\frac{cm^2}{ml/face}$)	A _{adop} (cm ²)
V _{1y}	0.2321	20	20	0.296	11.40	1.72	6T8=3.02
V _{2y}	0.1466	20	20	0.187	11.40	1.72	6T8=3.02

Tableau V.20. Ferrailage horizontale des voiles sens Y-Y

❖ Schéma de ferrailage des voiles :

- Sens X-X :

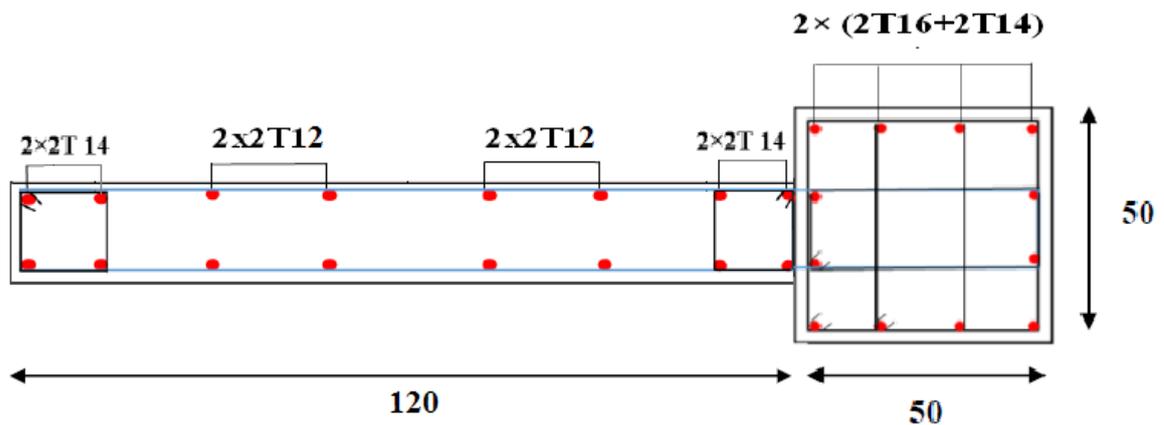


Fig.V.21. Ferrailage du voile V1 x

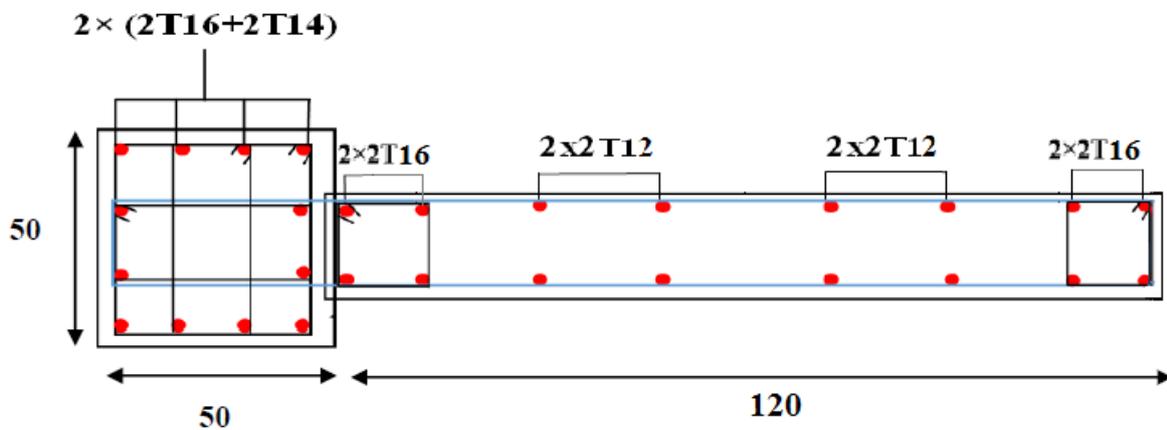


Fig.V.22. Ferrailage du voile V2 x

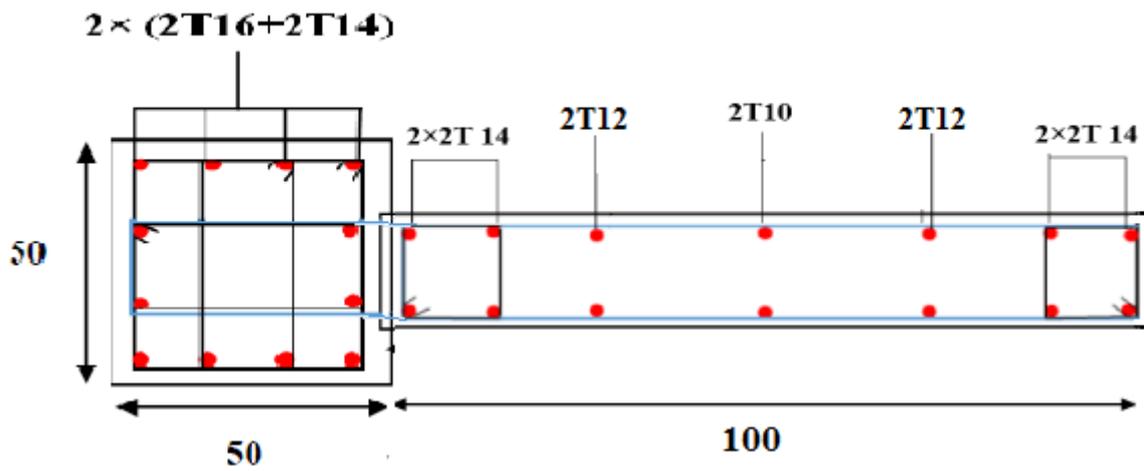


Fig.V.23. Ferrailage du voile V3 x

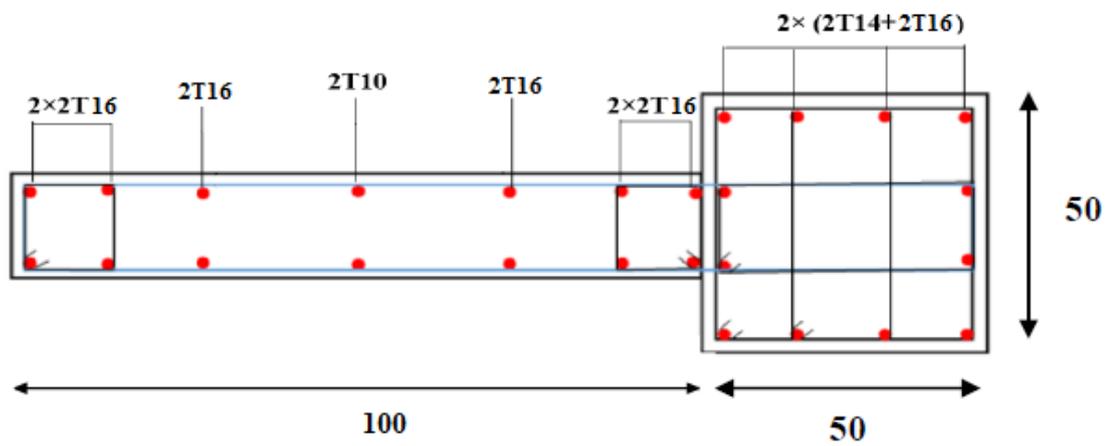


Fig.V.24. Ferrailage du voile V4 x

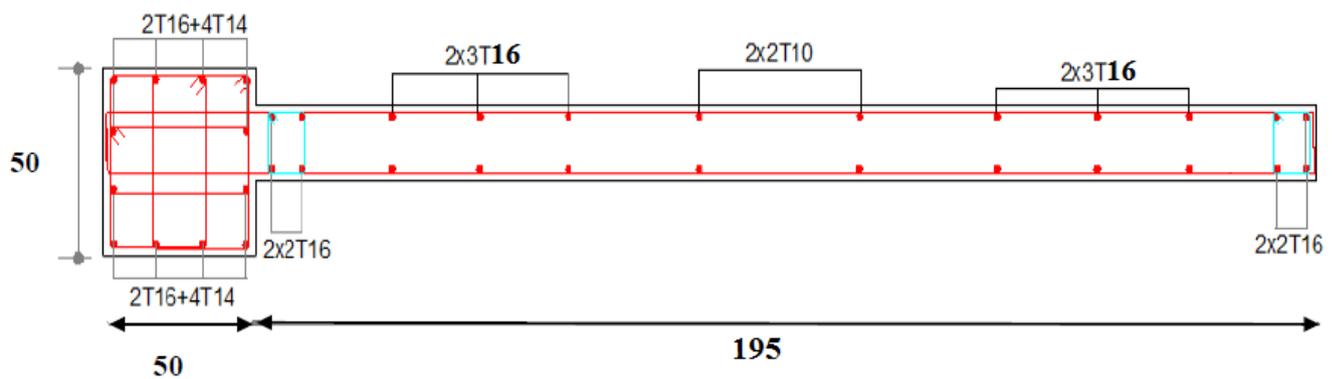


Fig.V.25. Ferrailage du voile V5 x

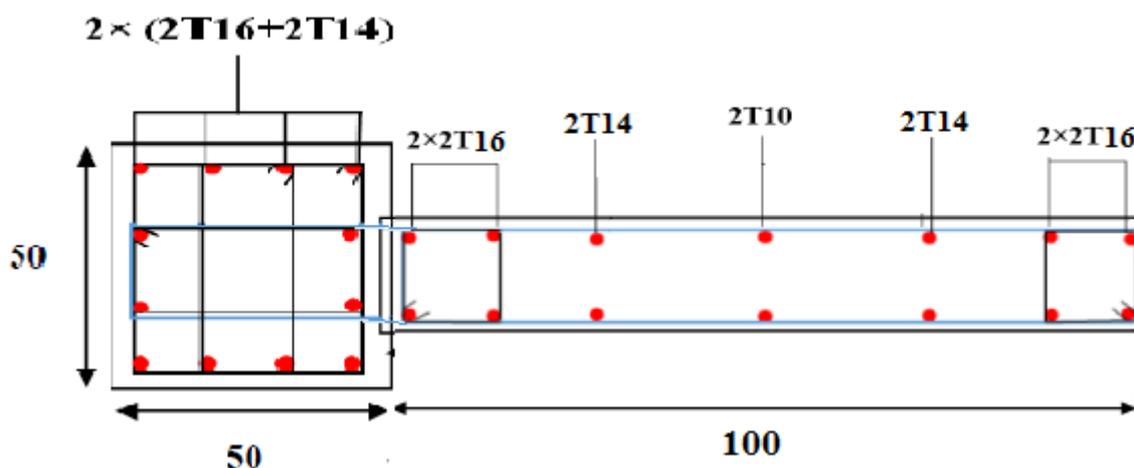


Fig.V.26. Ferrailage du voile V6 x

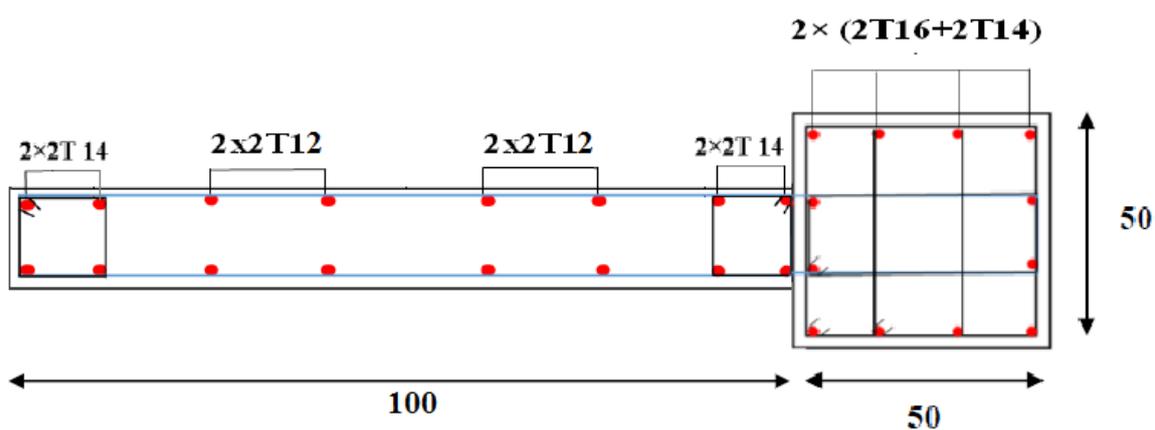


Fig.V.27. Ferrailage du voile V7 x

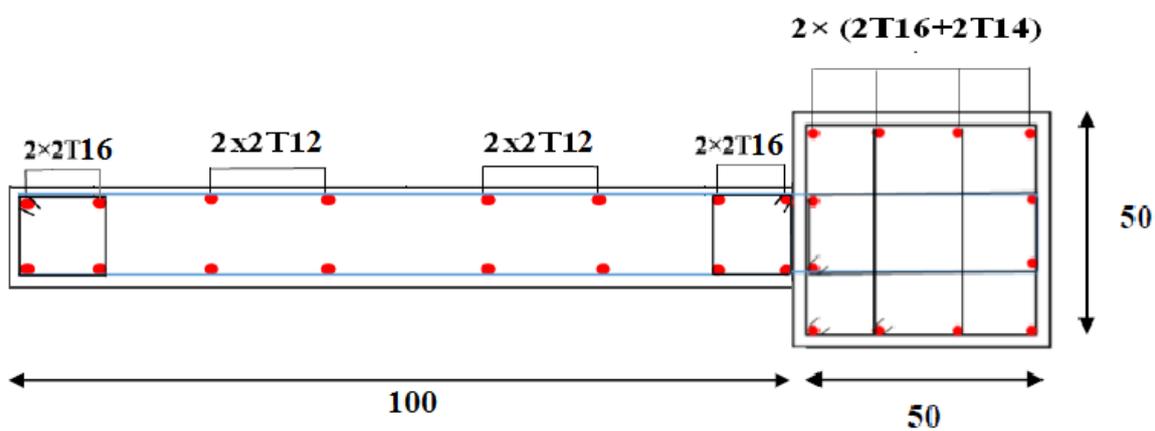


Fig.V.28. Ferrailage du voile V8 x

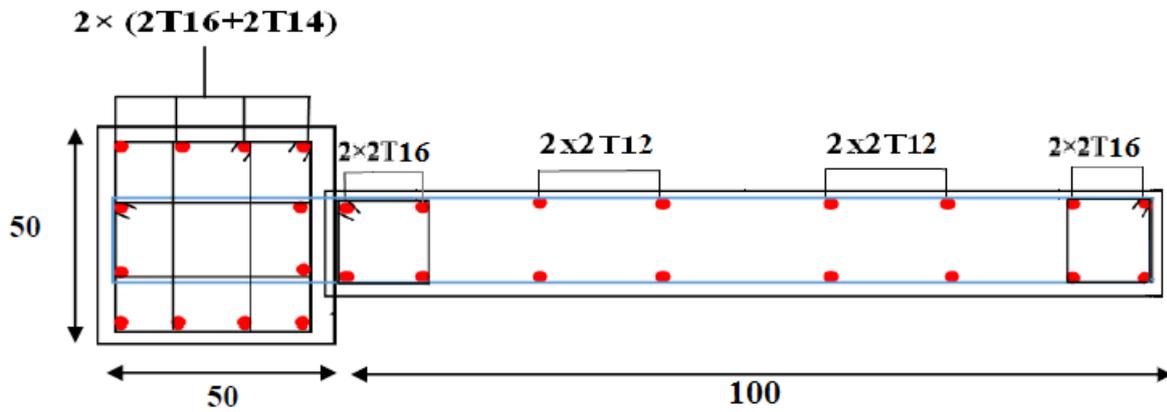


Fig.V.29. Ferrailage du voile V9 x

• Sens Y-Y :

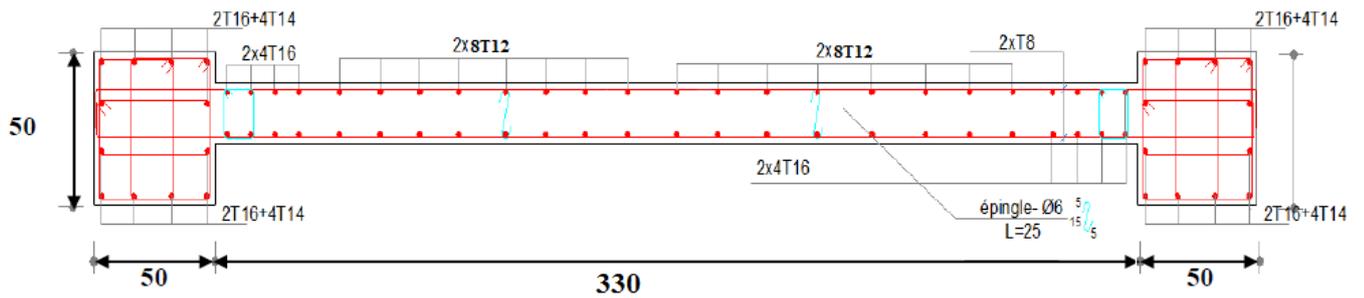


Fig.V.30. Ferrailage du voile V1 y

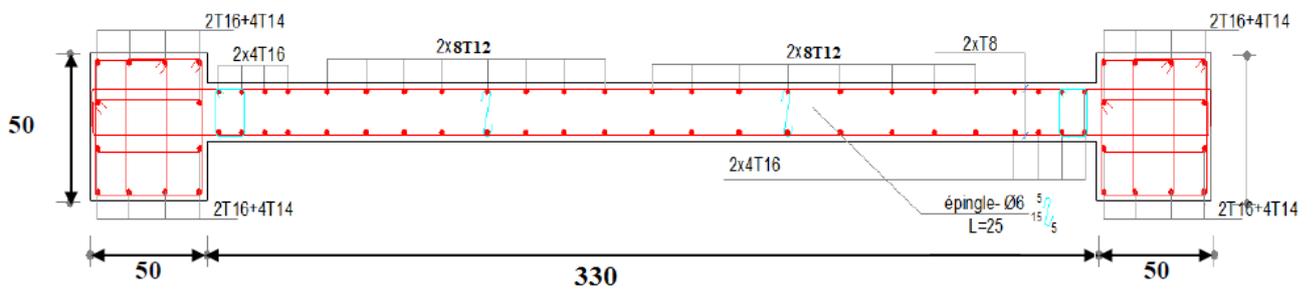


Fig.V.31. Ferrailage du voile V2 y

Chapitre VI :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont la base d'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le sol pour le rôle de transmettre les charges de la superstructure (les charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques).

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conceptions et réalisations découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2 Différents types des fondations :

- Fondation superficielle (semelles isolées, filantes, radiers) .
- Semi profondes (Les puits) .
- Profondes (les pieux) .
- Les fondations spéciales (Les parois moulées et les cuvelages).

VI.3 Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec une capacité portante du sol égale à **1.5 bars** et le bon sol situé à une distance 1.5m de profondeur, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux, et semelles filantes sous mur (voile) Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

- (S semelles / S bâtiment < 50 %).

Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

VI.3.1 Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec : $N_{ser} = G + Q$

$\sigma_{sol} = 1.5 bars = 150 KN/m^2$.

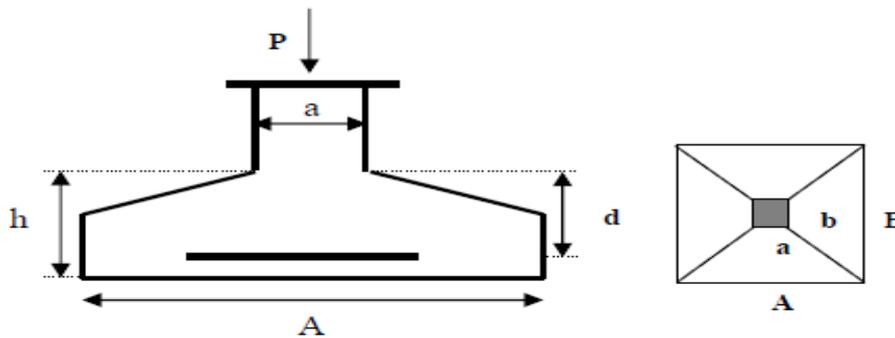


Fig.VI.1. semelle isolée

VI.3.1 .1 Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

S_{bat} : Surface total du bâtiment =252.25 m²

Les surfaces des semelles : d'après l'ETABS.

Poteaux	N _{ser} (KN)	S=N/σ _{sol} (m ²)	Poteaux	N _{ser} (KN)	S=N/σ _{sol} (m ²)
1	685.77	4.571	15	446.96	2.979
2	527.06	3.513	16	424.41	2.829
3	504.95	3.366	17	874.22	5.828
4	888.90	5.926	18	1158.3	7.722
5	1183.75	7.891	19	785.78	5.238
6	999.89	6.665	20	909.80	6.065

7	1008.81	3.725	21	466.81	3.112
8	525.18	3.501	22	531.09	3.540
9	559.33	3.728	23	568.72	3.791
10	649.12	4.327	24	521.37	3.475
11	429.29	2.861	25	527.97	3.515
12	466.29	3.108	26	552.69	3.684
13	547.58	3.650	27	529.83	3.532
14	450.42	3.002	28	554.83	3.698
Total		59.734	Total		59.008

Tableau VI.1. les surfaces des semelles revenant à chaque poteau

VI.3.2 Semelles filantes :

1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

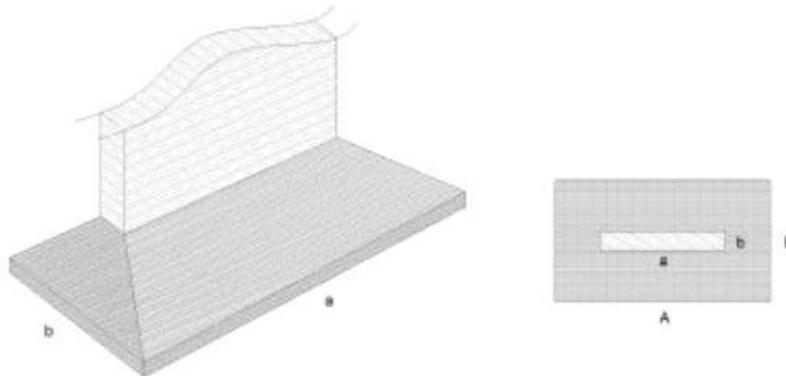


Fig.VI.2. semelle filante

VII.3.2.1 La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS :

Voiles		N _{ser} (KN)	S=N/ $\bar{\sigma}_{sol}$ (m ²)
Sens X-X	V1	659.65	4.597
	V2	1042.41	6.949
	V3	1106.97	7.379
	V4	1065.57	7.770

	V5	1277.78	8.518
	V6	823.90	5.492
	V7	811.42	5.409
	V8	1024.67	6.831
	V9	1043.80	6.958
Sens Y-Y	V1	8405.16	56.034
	V2	2368.20	15.788
Total			131.625

Tableau VI.2. Les surfaces des semelles revenants à chaque voile

$$S_{\text{semelles Tot}} = S_{\text{poteaux}} + S_{\text{voiles}} = 250.367 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 252.25 \text{ m}^2.$$

Le rapport de surface des semelles à celui du bâtiment est :

$$R = S_{\text{sem}} / S_{\text{bat}} = \frac{250.367}{252.25} = 0.99$$

$$R \rightarrow = 97 \%$$

Alors : $S_{\text{sem}} / S_{\text{bat}} = 99 \% > 50 \% \dots\dots\dots CV$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation.

VI.4. Radier général :

VI.4.1 Introduction :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

→ Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs et les poteaux de

l'ossature, ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction du sol.

VI.4.2. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier (h_r) doit vérifier les conditions suivantes :

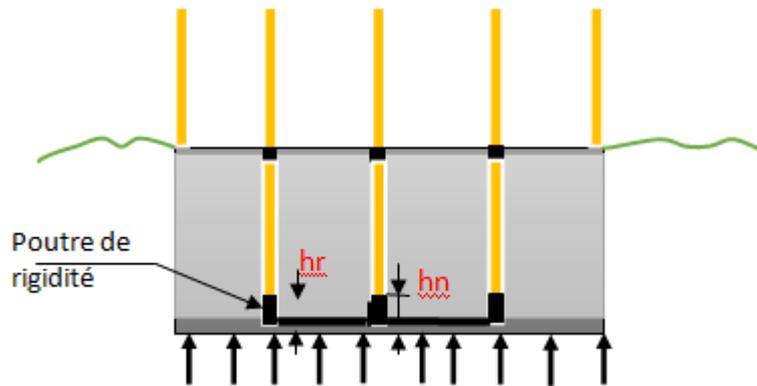


Fig.VI.3. Schéma du radier

➤ L'épaisseur du radier :

a. Condition forfaitaire :

Il faut respecter la condition suivante $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$.

- $h \geq L_{\max}/20$ (DTR BC 2331)

Telle que : $L_{\max} = 4.48 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 22.40 \text{ cm}$.

On prend : $h_r = 60 \text{ cm}$.

➤ Nervure :

- La hauteur de la nervure :

a. Condition forfaitaire :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- L_{\max} : la longueur maximale entre axes des poteaux.
- $L_{\max} = 4.48$ D'où : $h_n \geq 44.8 \text{ cm}$.

Il faut respecter la condition suivante $0,5 \text{ m} \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$.

b. Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

Avec :

- **K** : La raideur moyenne du sol $K = 40000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$.
- **E** : Le module d'élasticité longitudinal du béton $E = 3,21 \times 10^7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$.

On obtient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 62.77 \text{ cm.}$$

On adopte : $h_n = 1,2 \text{ m}$ et $b = 50 \text{ cm}$.

➤ **Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de $h_r = 60 \text{ cm}$, avec des nervures d'une hauteur $h_n = 1.2 \text{ m}$. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

c. Condition de résistance au cisaillement :

D'après le pratique BAEL 91 Art 3.2.1 p180, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left[\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa}$$

Avec :

- **V_u** : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU. $V_u = \frac{q_u \times l_{\max}}{2}$
- **N_u** : L'effort normal a la base, $N_u = 54029.26 \text{ KN}$

D'où :

$$q_u = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{red}} = \frac{54029.26 \times 1}{252.25} = 214.18 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_{\max}}{2} = \frac{214.18 \times 4.48}{2} = 479.76 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{479.76 \times 10^3}{0.60 \times 0.9 \times 1.2 \times 10^3} = 0.74 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

d. La surface minimale du radier :

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale **1.5**

- $\frac{N_u}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol adm}$

Avec :

- $\sigma_{sol adm}$: la capacité portante de sol.

Donc : $S_{rad} > \frac{N_u}{\sigma_{sol adm}} = \frac{54029.26}{1.5 \times 150} = 240.13 \text{ m}^2 < S_{bat} = 252.25 \text{ m}^2$.

$$\frac{54029.26}{240.13} = 224.97 \leq \sigma_{sol adm} = 225 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Conclusion :**

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

➤ **Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \max \left[\frac{h_r}{2}, 30\text{cm} \right] = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit : } D = 40\text{cm}$$

D'où :

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times 2(L_x + L_y) = 912.65\text{m}^2$$

Alors la surface du radier est : $S_{rad} = 912.65 \text{ m}^2$

➤ **Vérification du poinçonnement :**

✓ **Sous poteau :**

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{CBA (Art A5.2.4.2)}$$

Avec :

- N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau $N_u = 3262.78\text{KN}$.
- h : L'épaisseur totale de la dalle.
- μ_c : périmètre du contour cisailé : $\mu_c = 2(a + b + 2h)$

$$\rightarrow \mu_c = 2(0.5 + 0.5 + 2 \times 1.2) = 6.8 \text{ m.}$$

Donc : $\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 6194.78 \text{ KN} \rightarrow N_u = 3620 \text{ KN} < 6194.78 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

✓ **Sous voile :**

Le voile le plus sollicité de longueur $V \times l = 1.2 \text{ m}$ et $N_u = 7456.71 \text{ KN}$.

Pour une bande de 1 ml : $N_u / \text{ml} = 7456.71 / 1.2 = 6213.92 \text{ KN/ml}$.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\mu_c = 2(l + b + 2h) = 15.72 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 24605 \text{ KN} \rightarrow N_u = 7456.71 \text{ KN} < 24605 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VII.4.3. Caractéristiques géométriques du radier :

Les inerties du radier sont calculées par **SOCOTEC** on obtient la figure ci-après :

- Les inerties/X : $I_{xx} = 20541.60 \text{ m}^4$.
- Les inerties/Y : $I_{yy} = 9956.40 \text{ m}^4$.

❖ Calcul de l'excentricité :

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_g = 9.23 \text{ m.}$
- $Y_g = 5.56 \text{ m.}$

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après **l'ETABS** :

- $X_{gm} = 9.01 \text{ m.}$
- $Y_{gm} = 5.14 \text{ m.}$

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 0.503 \text{ m}$
- $e_y = 0.101 \text{ m}$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

➤ Vérification de la stabilité du radier :

a) Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$$

Avec :

$$N_t = G_{bat} + Q_{bat} + G_{rad}$$

D'où :

- $N_{bat} = 54029.26 \text{ KN.}$
- $G_{rad} = 477.704 \times 1.00 \times 25 = 13507.315 \text{ KN.}$

$$N_t = 54029.26 + 13507.315 = 67536.575 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \rightarrow \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{67536.575}{477.704} = 125.06 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 150 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

b) Vérification de la stabilité au renversement :

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : **0.8 G ± E :**

D'après les **RPA99/Version2003** (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison **0.8G ± E_x** :

Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	L/4 (m)	OB
0,8G ± E_x	20546.39	61462.369	2.99	5.15	CV
0,8G ± E_y	20546.39	27882.441	1.35	3.38	CV

Tableau VI.3. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G± E

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

c) Vérification soulèvement sous (0.8G±E) :

Les résultats seront affichés dans le tableau suivant :

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

La contrainte moyenne est : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$.

Avec :

- $\sigma_1 = \frac{N}{S} + M \times \frac{V}{I}$
- $\sigma_2 = \frac{N}{S} - M \times \frac{V}{I}$

On a: $I_x = 20541.60 \text{ m}^4$; $I_y = 9956.40 \text{ m}^4$

	Sens-X	Sens-Y
M (KN. m)	61462.369	27882.441
N (KN)	20546.39	20546.39
σ_1 (KN/m²)	101.40	83.45
σ_2 (KN/m²)	40	55
σ_m (KN/m²)	70.70	69.24

Tableau VI.4. Calcul des contraintes

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 150 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$, Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

Vérification de la compression sous $G + Q \pm E$:

Les contraintes sous le Radier sont données par : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} * V \leq 1,5 * \sigma_{adm}$.

	N(KN)	M(KN. m)	σ_1 (Kpa)	σ_2 (Kpa)	σ_m (Kpa)	OB
$G + Q \pm E_x$	88530.31	76048.49	86.40	80.03	83.215	CV
$G + Q \pm E_y$	27860.16	11456.47	81.36	7.94	79.15	CV

Tableau VI.5. Vérification de la compression sous $G+Q\pm E$

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

VI.4.4 Ferrailage du radier :

1. Dalle de radier :

- Les combinaisons de charges

ELU :

- $q_u = 1,35 \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1,35 \left(\frac{11942.6}{477.704} - 150 \right) = -246.37 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

ELS:

$$q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_S = 135.19 \frac{KN}{m^2}.$$

➤ Ferrailage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 3.80 \text{ m}$, $L_y = 4.48 \text{ m}$, $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$.

$\alpha = 0.84 > 0,4 \rightarrow$ (La dalle porte dans les **deux** sens).

- $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$. Bonde // a l_x .
- $M_{0y} = \mu_y \times M_x$. Bonde // a l_y .

ELU :

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_u (KN)	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN. m)	M_{0y} (KN. m)
3.8 × 4.48	3.80	4.48	0.84	182.51	0.0533	0.6411	140.46	90.05

Tableau VI.6. Les sollicitation à l'ELU

ELS :

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_s (KN)	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN. m)	M_{0y} (KN. m)
3.8 × 4.48	3.80	4.48	0.84	135.19	0.0533	0.6411	104.04	66.70

Tableau VI.7. Les sollicitation à l'ELS

❖ Calcul des sections d'armatures :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75. M_x$; $M_{ty} = 0,75. M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,50. M_x$; $M_{ay} = 0,50. M_y$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

$$St(x) \leq \min (3h_0, 33\text{cm}) \quad , \quad St(y) \leq \min (4h_0, 45\text{cm}) \quad , \quad St(a) \leq 33\text{cm}$$

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_U (KN, m)	70.23	105.34	34.476	36.02
b (m)	1	1	1	1

h (m)	0.60	0,60	0,60	0,60
d (m)	0.54	0,54	0,54	0,54
μ_{bu}	348	348	348	348
α	14.2	14,2	14,2	14,2
F_{su}(Mpa)	0.0169	0.0254	0.0083	0.0869
F_{bu}(Mpa)	0.024	0.032	0.0104	0.113
Z (cm)	53.48	53.30	53.77	53.76
A_s (cm²)	3.77	5.62	1.84	1.78
A_{smin}(cm²)	6.52	6.52	6.52	6.52
Choix des barres	5T14	5T14	5T14	5T14
$A_{s\ adop}$ (cm²)	7.70	7.70	7.70	7.70
S_t cm	20	20	20	20
S_t Max	33	33	33	33
$S_t \leq S_t$ Max	CV	CV	CV	CV

Tableau VI.8. Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU

✓ **Vérifications à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right.$ **On a :** $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0.$$

➤ **Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 \dots\dots\dots\text{BAEL 91}$$

➤ **Contrainte du béton à la compression :**

- $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{M_{max}}{I} y$

➤ **Contrainte d'acier à la traction :**

La fissuration est très préjudiciable :

- $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 64.97 \text{ MPa}$

➤ **Vérification des contraintes des armatures tendues :**

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y); \eta = 15. \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	52.02	78.03	45.02	67.53
h (m)	0,60	0,60	0,60	0,60
d (m)	0,54	0,54	0,54	0,54
y (cm)	10.073	10.073	10.073	10.073
I (cm ⁴)	256935.32	256935.32	256935.32	256935.32
K (N/mm ³)	0.0202	0.0303	0.0176	0.0262
σ_{stadm} (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
σ_{bcadm} (MPa)	15	15	15	15
σ_{bc} (MPa)	2.03	3.05	1.76	2.64
σ_{st} (MPa)	133.32	199.98	116.16	172.92
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bcadm}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{stadm}$	CV	CNV	CV	CV

Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS

- **Calcul les armatures à l'ELS :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

M_{ser} (KN.m)	μ_s	β	A_{ser} (cm ²)	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	AS adopté (cm ²)	S_t (cm)
$M_{ax}=124.05$	0.0016	0.938	9.35	65.46	2.52	Vérifier	5T16=10.05	10

Tableau VI.10. Ferrailage à l'ELS

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$A_{s \text{ adop}} > A_{s \text{ min}} = 6.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$

$A_s = \max (A_{\text{ser}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_s = 9.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ on adopte: 5T16 = 10.05 cm².

- Armatures transversales : $A_t = A_s / 4 = 2.51 \text{ cm}^2$, on adopte 5T8 = 2.51 cm².

Avec un espacement de 20 cm.

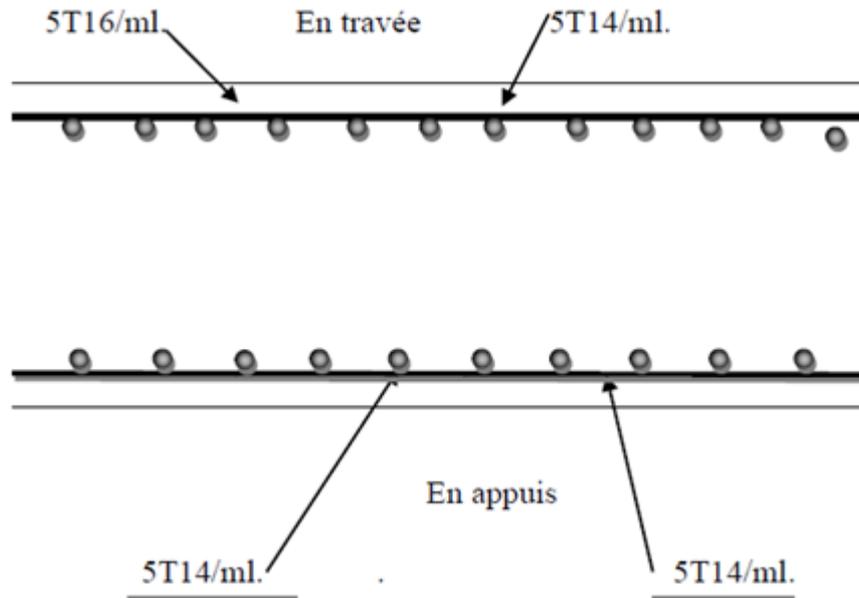


Fig.VI.4. Ferrailage de la dalle du radier (travée + appuie)

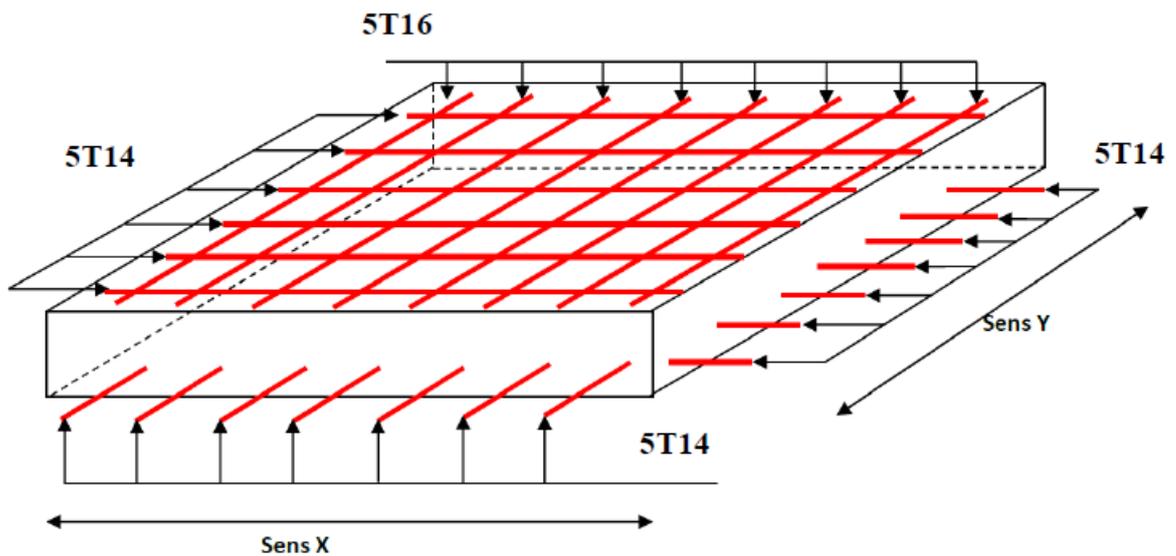


Fig.VI.5. Ferrailage du radier

VI.5. Etude de débord du radier :

VI.5.1. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 40 \text{ cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec : $h = 0.70 \text{ m}$ et $d = 67 \text{ cm}$.

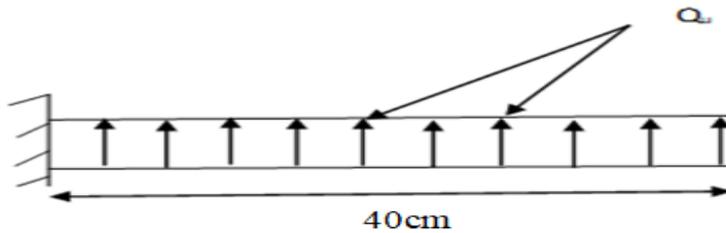


Fig.VI.6. Schéma du débord

La fissuration est très préjudiciable :

$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{2} \dots \text{Donc on ferraille à l'ELS :}$$

ELS:

$$Q_{\text{ser}} = 135.19 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_{\text{ser}} \times l^2}{2} = 10.81 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{\text{st adm}} = 164,97 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{bc adm}} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- $A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{Z_b \times \sigma_{\text{st adm}}}$.
- $Z_b = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0.436 \text{ m}$
- $\alpha = \frac{15 \times \sigma_{\text{bc adm}}}{15 \times \sigma_{\text{bc adm}} + \sigma_{\text{st adm}}} = 0.576$
- $M_{\text{rb}} = \frac{1}{2} \times \alpha \times \left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] \times b \times d^2 \times \sigma_{\text{bc adm}} = 1017.85 \text{KN.m}$
 $\rightarrow M_{\text{ser}} < M_{\text{rb}} : \text{Section simplement armée.}$

$$\text{Donc : } A_{\text{ser}} = 1,50 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

- $A_{\text{s min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 6.52 \text{ cm}^2.$
- $A_s = \max[A_{\text{ser}}; A_{\text{s min}}] \rightarrow A_s = 6.52 \text{ cm}^2.$

On adopte : 6 T12 = 6.79 cm².

➤ **L'armature de répartition :**

- $A_{\text{rx}} = \frac{A_s}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$

- $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 4T8 = 2.01 cm²

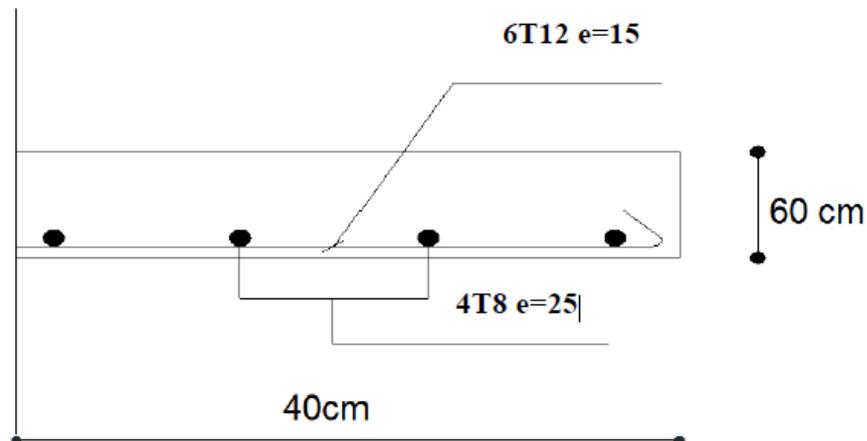


Fig.VI.7. Schéma de ferrailage débordement

VI.6. Calcul des nervures :

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **ETABS** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

VI.6.1. Démarches de modélisation de notre radier :

Lors de modélisation de notre structure dans **ETABS**, on a suivi les étapes suivantes :

1. Depuis ETABS exporter la base de la structure avec le chargement.
2. Définition du matériau.
3. Définition du radier et des nervures.
4. Modélisation du radier et des nervures.
5. Analyse et exploitation des résultats.

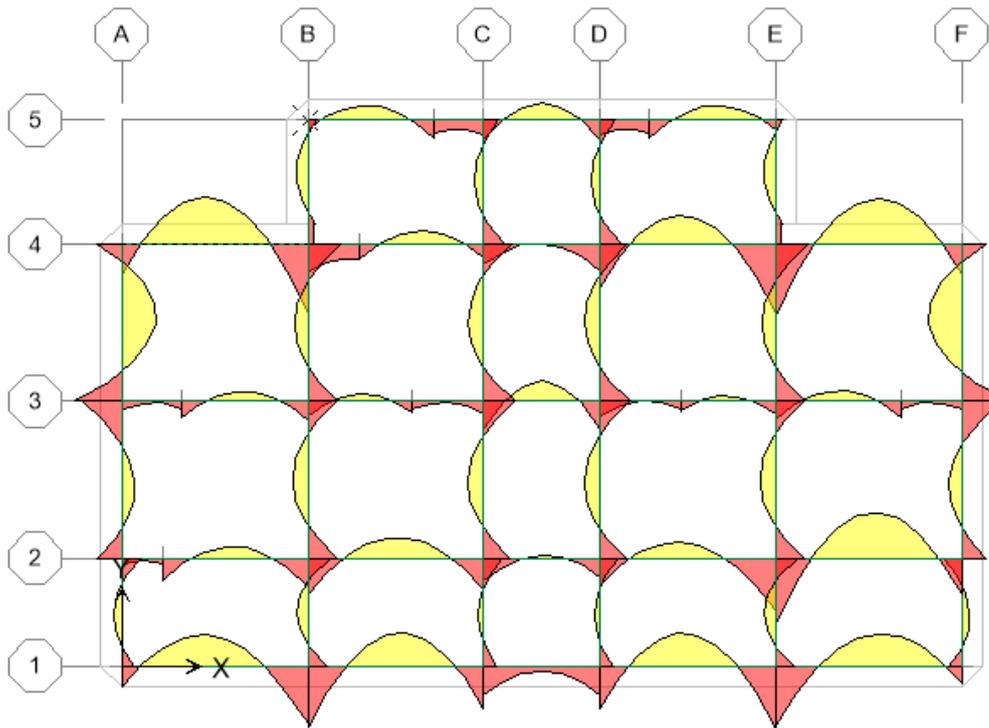


Fig.VI.8. Diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel ETABS à l'ELU

VI.6.2. Ferrailage longitudinal :

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicitée : $L_x = 3.80$ m, $L_y = 4.48$ m, et

$$(b \times h) = (50 \times 120) \text{ cm}^2.$$

➤ Ferrailage à l'ELU :

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u (KN, m)	576.56	351.31	270.38	371.66
b (m)	0.50	0.50	0.50	0.50
h (m)	1.20	1.20	1.20	1.20
d (m)	1.16	1.16	1.16	1.16
F_{su} (Mpa)	348	348	348	348

F_{bu} (Mpa)	14.2	14.2	14.2	14.2
Z (cm)	77.79	46.67	35.76	49.60
A_s (cm²)	24.29	19.60	22.72	12.38
A_{s min} (cm²)	7.003	7.003	7.003	7.003
Choix des barres	5T25	10T16	5T25	5T14+5T12
A_{s adop} (cm²)	29.45	20.11	29.45	13.35

Tableau VI.11. Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU

➤ **Vérification à ELS :**

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_{ser} (KN, m)	269.52	407.44	200.29	275.30
h (m)	1.20	1.20	1.20	1.20
d (m)	1.16	1.16	1.16	1.16
y (cm)	37.29	31.86	26.74	16.76
F_{bu} (Mpa)	300981.074	2674539.77	3600981.074	1914125.324
K (N/mm³)	0.0279	0.0274	0.0148	0.0241
σ_{st adm} (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
σ_{bc adm} (MPa)	15	15	15	15
σ_{st} (MPa)	330.61	334.69	175.38	297.43

σ_{bc} (MPa)	8.051	6.110	8.05	4.51
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	CNV	CNV	CNV	CNV

Tableau VI.12. Vérification à l'ELS

a- Calcul des armatures à l'ELS :

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

• Vérification de la contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_{ser} (KN, m)	269.52	407.44	200.29	275.30
h (m)	1.20	1.20	1.20	1.20
b (m)	0.5	0.5	0.5	0.5
d (m)	1.16	1.16	1.16	1.16
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
μ_s	0.0140	0.0209	0.0196	0.0101
β_s	0.8510	0.8137	0.8085	0.8329
A_s (cm ²)	48.37	29.88	42.81	18.28
Choix des barres	10T25	10T20	7T25+3T20	5T20+2T14

K	18.74	11.66	11.11	14.91
σ_{bc} (Mpa)	5.21	4.20	5.21	3.27
$\sigma_{bc} < 15\text{Mpa}$	CV	CV	CV	CV

Tableau VI.13. Ferrailage des nervures de radier à L'ELS

b- Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$. Fissuration très préjudiciable.
- $\tau_u = \frac{479,76 \times 10^3}{500 \times 1160} = 0,827 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

➤ **Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par :

- $A_p = 0,1\% b \times h$.
- $A_p = \frac{0,1 \times 50 \times 120}{100} = 6$

On adopte au milieu de la section de nervure : **4T14**.

➤ **Les armatures transversales :****Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min(30 ; 16,80) = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Diamètre des armatures transversal :**❖ **C.B.A :**

- $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4$.
- $A_t = \frac{0,4 \times 60 \times 10}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$.

❖ **RPA :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- ✓ $A_t = 0,003 * S_t * b$
- ✓ $A_t = 0,003 * 10 * 50 = 1,5 \text{ cm}^2$.

Donc on adopte 4 cadres de $\phi 8$.

Alors : Donc on choisit :

- Dans les zones courantes : $S_t = 15 \text{ cm}$.
- Dans les zones nodales : $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ Schéma de ferrailage :

Sens XX :

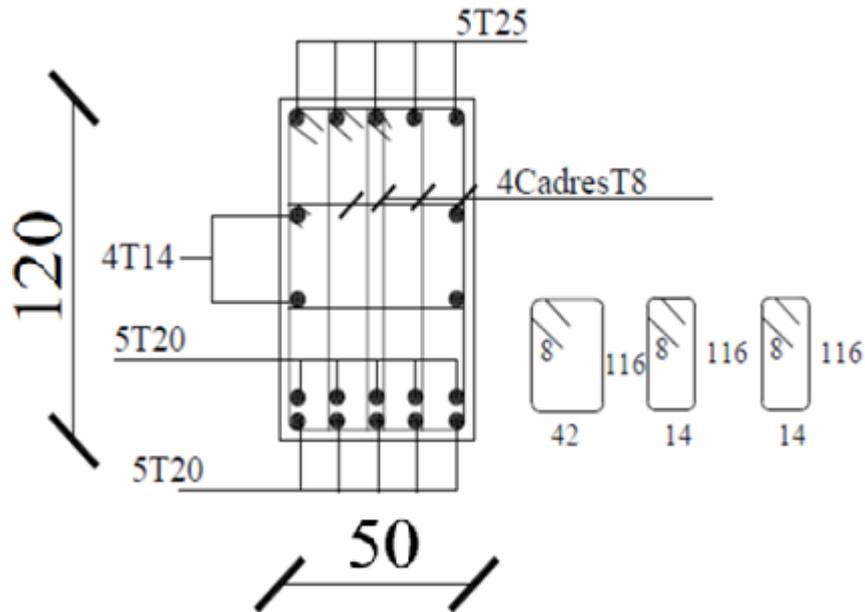


Fig.VI.9. Ferrailage des nervures sur appuis sens XX

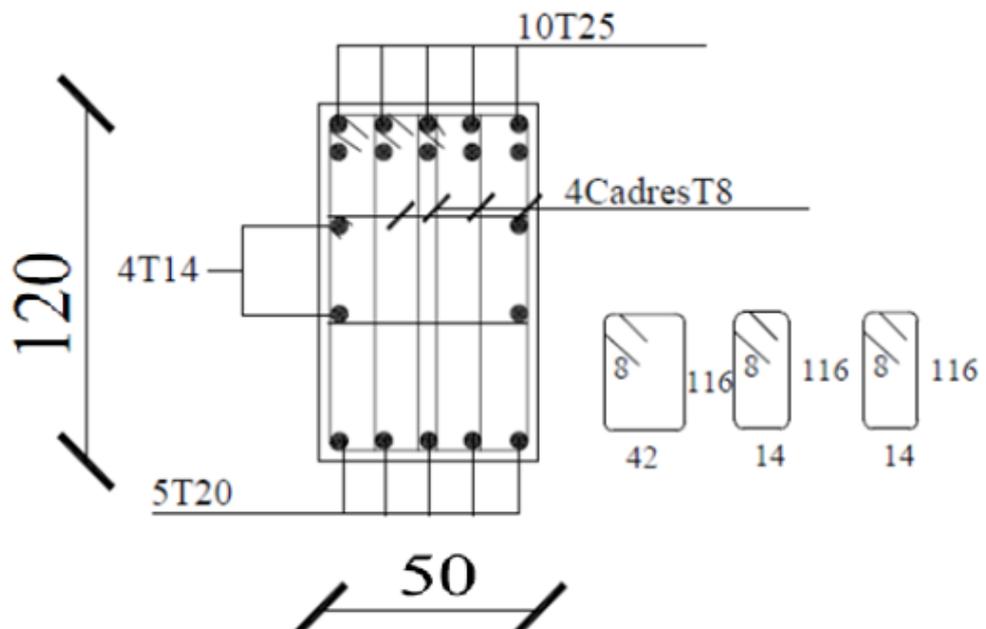


Fig.VI.10. Ferrailage des nervures en travée sens XX

Sens YY :

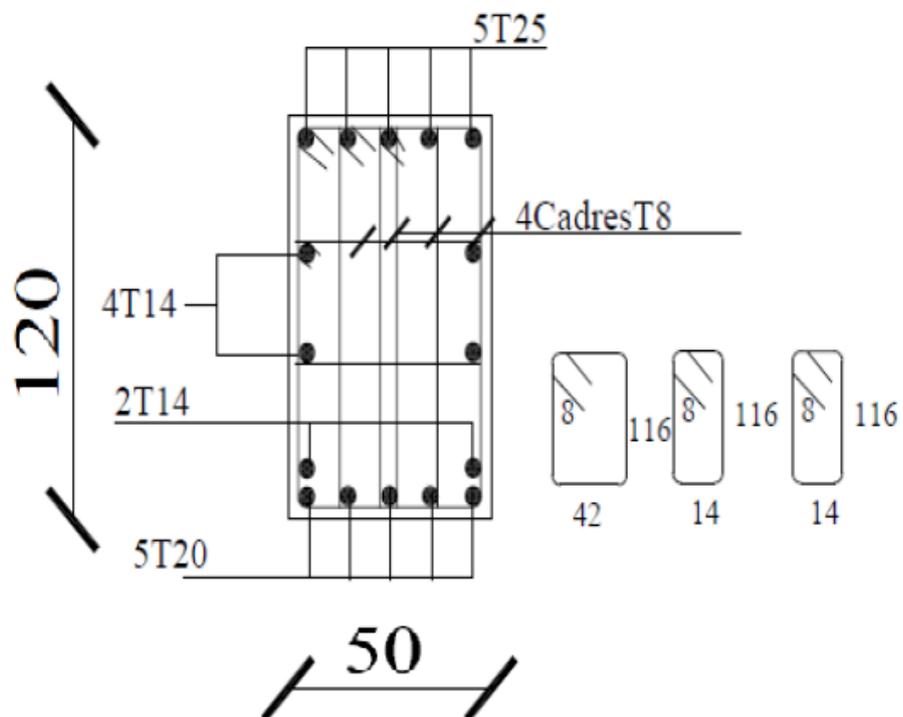


Fig.VI.11. Ferrailage des nervures sur appuis sens YY

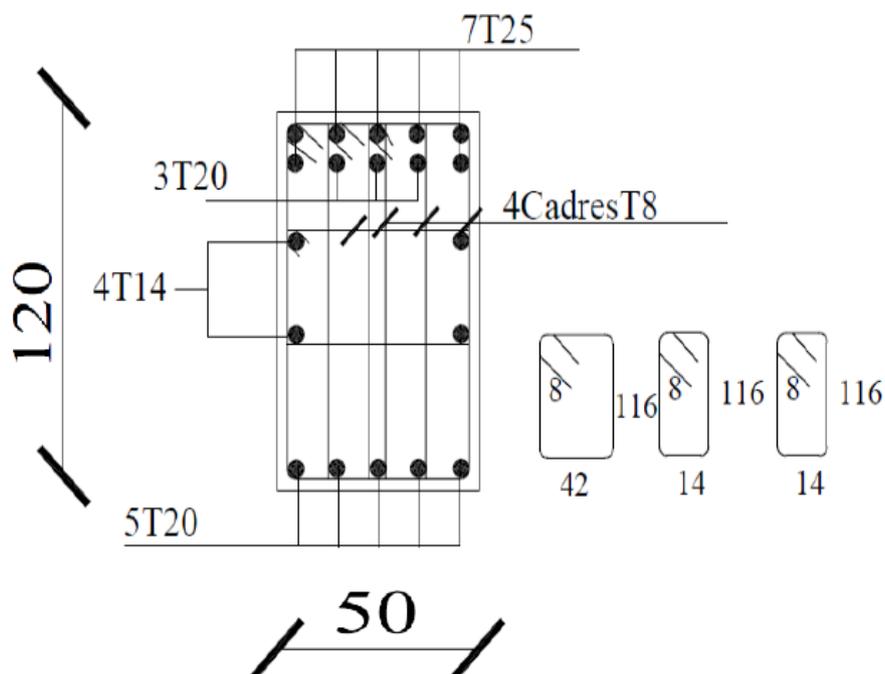


Fig.VI.12. Ferrailage des nervures en travée sens YY

VI.7. Voile périphérique :

VI.7.1. 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, 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.

VI.7.2. Etude du voile périphérique:

✓ Pré dimensionnement:

d'après l'article 10.1.2 de RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On prend $e=15$ cm et $h=2$ m comme dimensions de voile.

- ✓ 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 coté.

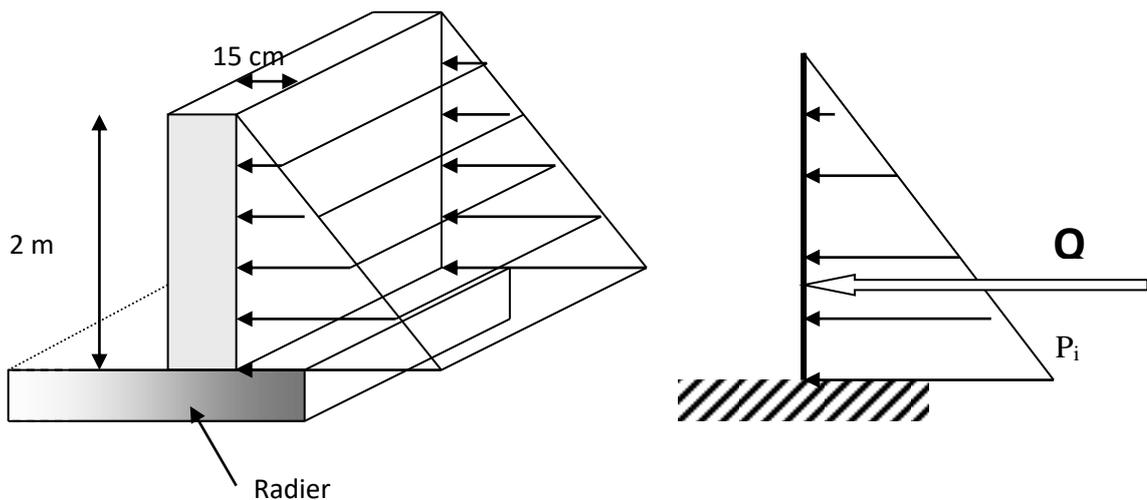


Fig.VI.13.Schéma statique de voile périphérique

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2Qh}{9\sqrt{3}}$$

Avec:

$$Q = \frac{p_i \cdot h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d \cdot h \cdot k_0$$

$$K_0 : \text{Coefficient de poussée} = \text{tg}^2 \cdot \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$h = 2 \text{ m.}$$

$$\gamma_d : \text{Poids spécifique du remblai} = 18 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi : \text{Angle de frottement interne du remblai} = 30^\circ$$

$$P_i = 12 \text{ KN/m.} \quad K_0 = 0.333$$

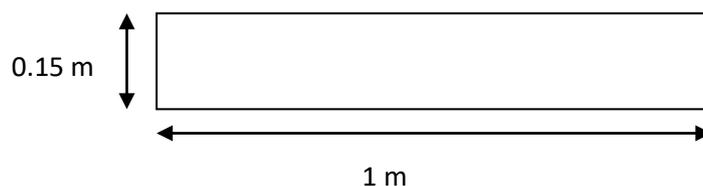
$$Q = 12 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où : } \mathbf{M = 3.08 \text{ KN.m.}}$$

✓ **Calcul du ferrailage vertical:**

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (donc le calcul sera fait à l'ELS).

Le ferrailage sera fait pour une bande de section (1.00 x 0.15) m².



$$\alpha_1 = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \sigma_s} = 0.57$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times \alpha_1 \times \left(1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} = 63.69 ; M_{rb} > M_{ser} \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé}$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) = 0.109 ; A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 1.71 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Condition exigée par le RPA99/V2003**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres**

Choix des barres : 6HA10/ml soit $A_s = 4.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec $S_t = 16 \text{ cm}$.

✓ **Calcul de ferrailage horizontal :**

Dans notre cas la portée maximum entre deux poteaux. Soit $L = 5.85 \text{ m}$.

$$P_{\text{moy}} = \frac{(p_{\text{max}} + p_{\text{min}})}{2} = \frac{12 + 0}{2} = 6 \text{ KN / ml}$$

$$M_0 = p_{\text{moy}} \times \frac{l^2}{8} = 6 \times \frac{5.85^2}{8} = 25.66 \text{ KN.m}$$

M_t : moment en travée

M_a : moment sur appuis

$M_e = M_w$ = moment aux appuis

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 19.25 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times M_0 = 12.83 \text{ KN.m}$$

- **Vérification :**

$$M_e = M_w = 12.83 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{(M_e + M_w)}{2} \geq 1.25 M_0$$

$$19.25 + 12.83 = 32.08 = 1.25 \times 25.66 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

✓ **Calcul de Ferrailage en travée**

$$M_t = 19.25 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 10.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } 10\Phi 12 = 11.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec } s_t = 10 \text{ cm}$$

✓ **Ferraillage sur appuis:**

$$M_e = 12.83 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 7.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } 10\Phi 10 = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec } s_t = 10 \text{ cm}$$

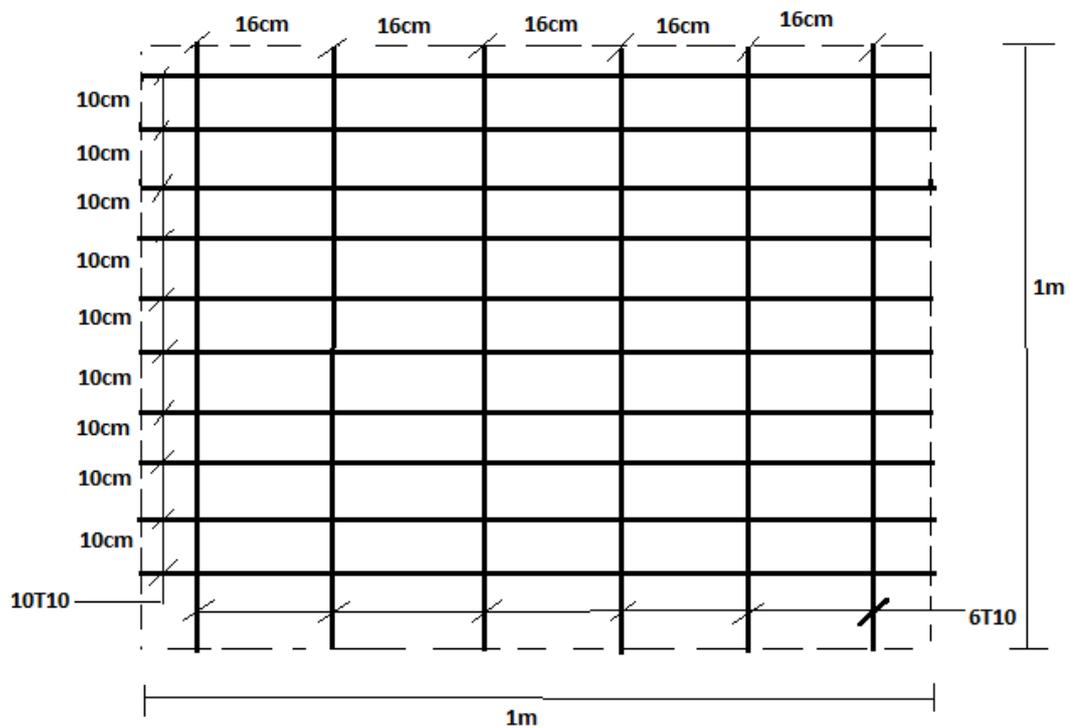


Fig.VI.13. Ferraillage de la nappe extérieur de voile périphérique

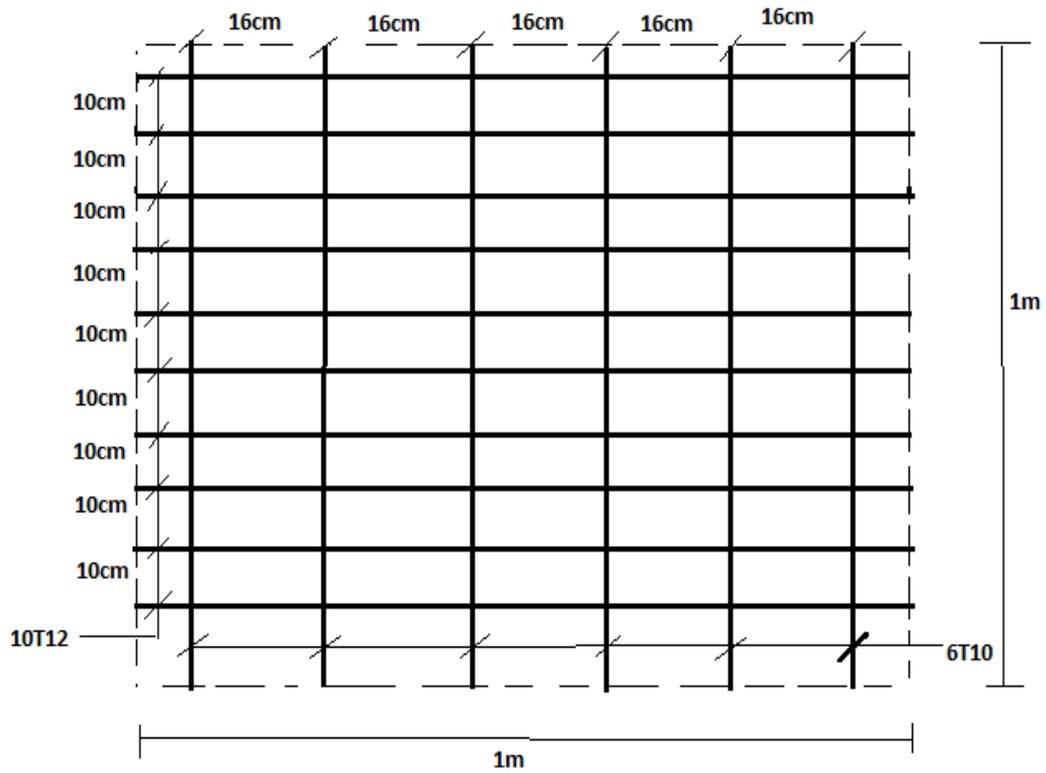


Fig.VI.14. Ferrailage de la nappe intérieur de voile périphérique

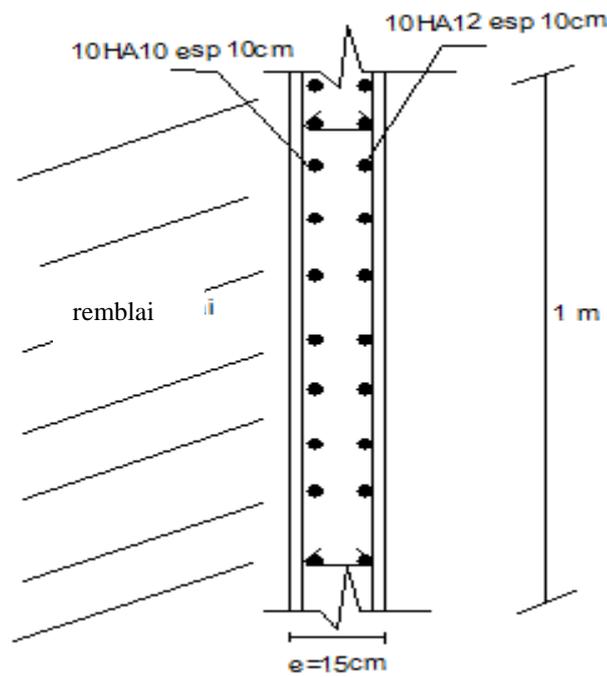


Fig.VI.15. Coupe verticale de voile périphérique

VI.8. Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion générale

Conclusion générale :

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul ;Autocade,Etabs, socotec), appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus a notre département et servira pour les promotions à venir

Bibliographie :

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....**IEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- CBA.....**Règles de conception et de calcul des Structures en béton armé.**
- Structure en béton armé **PATRICK PAULTRE**

COURS :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Bâtiments.
- Matériaux de construction.

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
- Mémoires de fin d'études, **ENTP**.

Logiciels :

- AUTOCAD 2010.
- ETABS.9.
- SOCOTEC.
- WORDE 2010
- EXCEL 2010

- ANNEXE -
ANNEXE 1 :
Section réelles d'armatures

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	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

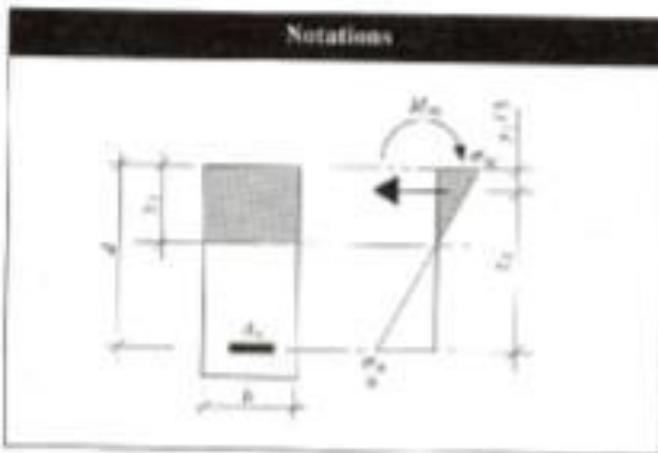
ANNEXE 2

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELU $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1

ANNEXE 3 :

Annexe 5 Tableaux de calcul à l'E.L.S.

- Flexion simple - Section rectangulaire
 - Aciers
 - Béton
- domaine élastique $\alpha = 15$



Contraintes de calcul	Paramètres
Béton σ_{bc} Limite réglementaire $\sigma_{bc} = 0,6 f_{ct}$	$\mu_s = \frac{M_{ed}}{b d^2 \sigma_s}$ $k = \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc}}$ $\mu_{bc} = \frac{M_{ed}}{b d^2 \sigma_{bc}}$
Acier σ_s Limite réglementaire: $\bar{\sigma}_s$ (cf. HAEL)	$\alpha_1 = \frac{z_1}{d}$ $\beta_1 = \frac{z_1}{d}$ $\rho = \frac{A_s}{b d}$

μ_s	k	μ_{bc}	α_1	β_1	100ρ
0,000	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,002	20,00	0,0048	0,070	0,9799	0,020
0,004	40,00	0,0096	0,135	0,9669	0,040
0,006	60,00	0,0144	0,198	0,9521	0,060
0,008	80,00	0,0192	0,257	0,9351	0,080
0,010	100,00	0,0240	0,312	0,9157	0,100
0,012	120,00	0,0288	0,363	0,8939	0,120
0,014	140,00	0,0336	0,411	0,8695	0,140
0,016	160,00	0,0384	0,455	0,8428	0,160
0,018	180,00	0,0432	0,496	0,8139	0,180
0,020	200,00	0,0480	0,533	0,7829	0,200
0,022	220,00	0,0528	0,567	0,7499	0,220
0,024	240,00	0,0576	0,598	0,7150	0,240
0,026	260,00	0,0624	0,626	0,6783	0,260
0,028	280,00	0,0672	0,651	0,6400	0,280
0,030	300,00	0,0720	0,673	0,6003	0,300
0,032	320,00	0,0768	0,693	0,5594	0,320
0,034	340,00	0,0816	0,710	0,5174	0,340
0,036	360,00	0,0864	0,725	0,4744	0,360
0,038	380,00	0,0912	0,738	0,4306	0,380
0,040	400,00	0,0960	0,749	0,3862	0,400
0,042	420,00	0,1008	0,758	0,3414	0,420
0,044	440,00	0,1056	0,765	0,2963	0,440
0,046	460,00	0,1104	0,770	0,2511	0,460
0,048	480,00	0,1152	0,774	0,2059	0,480
0,050	500,00	0,1200	0,776	0,1608	0,500
0,052	520,00	0,1248	0,777	0,1158	0,520
0,054	540,00	0,1296	0,777	0,0709	0,540
0,056	560,00	0,1344	0,776	0,0261	0,560
0,058	580,00	0,1392	0,774	0,0000	0,580
0,060	600,00	0,1440	0,771		0,600
0,062	620,00	0,1488	0,767		0,620
0,064	640,00	0,1536	0,762		0,640
0,066	660,00	0,1584	0,756		0,660
0,068	680,00	0,1632	0,749		0,680
0,070	700,00	0,1680	0,741		0,700
0,072	720,00	0,1728	0,732		0,720
0,074	740,00	0,1776	0,722		0,740
0,076	760,00	0,1824	0,711		0,760
0,078	780,00	0,1872	0,699		0,780
0,080	800,00	0,1920	0,686		0,800
0,082	820,00	0,1968	0,673		0,820
0,084	840,00	0,2016	0,659		0,840
0,086	860,00	0,2064	0,645		0,860
0,088	880,00	0,2112	0,630		0,880
0,090	900,00	0,2160	0,615		0,900
0,092	920,00	0,2208	0,600		0,920
0,094	940,00	0,2256	0,584		0,940
0,096	960,00	0,2304	0,568		0,960
0,098	980,00	0,2352	0,551		0,980
0,100	1000,00	0,2400	0,534		1,000

μ_2	K	μ_1	α_1	β_1	100ρ
---------	-----	---------	------------	-----------	-----------

8.010	16.37	0.1887	0.440	0.8524	1.172
8.012	16.42	0.1899	0.446	0.8513	1.188
8.014	16.47	0.1911	0.449	0.8502	1.204
8.016	16.52	0.1923	0.455	0.8491	1.220
8.018	16.57	0.1935	0.460	0.8480	1.236

8.0110	17.67	0.1944	0.459	0.8476	1.279
8.0112	17.45	0.1932	0.462	0.8469	1.324
8.0114	17.24	0.1948	0.465	0.8461	1.369
8.0116	17.03	0.1979	0.468	0.8452	1.415
8.0118	16.82	0.1986	0.471	0.8445	1.460

8.0120	16.61	0.1994	0.474	0.8438	1.505
8.0122	16.44	0.2003	0.477	0.8431	1.451
8.0124	16.26	0.2014	0.480	0.8424	1.474
8.0126	16.17	0.2020	0.483	0.8417	1.502
8.0128	16.00	0.2030	0.486	0.8410	1.527

8.0130	15.79	0.2044	0.488	0.8402	1.553
8.0132	15.58	0.2053	0.491	0.8394	1.578
8.0134	15.39	0.2062	0.494	0.8387	1.604
8.0136	15.21	0.2071	0.496	0.8380	1.630
8.0138	15.07	0.2080	0.499	0.8372	1.655

8.0140	14.91	0.2088	0.501	0.8365	1.681
8.0142	14.76	0.2097	0.504	0.8358	1.707
8.0144	14.62	0.2105	0.506	0.8352	1.732
8.0146	14.47	0.2113	0.508	0.8344	1.758
8.0148	14.32	0.2121	0.511	0.8337	1.784

8.0150	14.17	0.2129	0.514	0.8330	1.810
8.0152	14.06	0.2137	0.516	0.8324	1.836
8.0154	13.95	0.2145	0.519	0.8317	1.862
8.0156	13.80	0.2152	0.521	0.8310	1.888
8.0158	13.67	0.2160	0.523	0.8304	1.914

8.0160	13.55	0.2167	0.525	0.8298	1.940
8.0162	13.42	0.2175	0.528	0.8291	1.966
8.0164	13.29	0.2182	0.530	0.8285	1.992
8.0166	13.17	0.2189	0.532	0.8278	2.018
8.0168	13.07	0.2196	0.534	0.8272	2.044

8.0170	12.96	0.2202	0.537	0.8265	2.070
8.0172	12.88	0.2210	0.539	0.8259	2.097
8.0174	12.79	0.2218	0.541	0.8252	2.123
8.0176	12.65	0.2225	0.543	0.8246	2.149
8.0178	12.51	0.2233	0.546	0.8239	2.175

8.0180	12.42	0.2239	0.547	0.8232	2.201
8.0182	12.32	0.2245	0.549	0.8226	2.227
8.0184	12.22	0.2251	0.551	0.8220	2.253
8.0186	12.13	0.2258	0.553	0.8213	2.279
8.0188	12.01	0.2264	0.555	0.8207	2.305

8.0190	11.93	0.2268	0.557	0.8201	2.331
8.0192	11.84	0.2274	0.559	0.8195	2.357
8.0194	11.75	0.2280	0.561	0.8189	2.383
8.0196	11.64	0.2285	0.563	0.8183	2.410
8.0198	11.57	0.2291	0.564	0.8178	2.436

μ_2	K	μ_1	α_1	β_1	100ρ
---------	-----	---------	------------	-----------	-----------

8.0200	11.49	0.2297	0.566	0.8172	2.462
8.0202	11.40	0.2303	0.568	0.8166	2.488
8.0204	11.32	0.2309	0.570	0.8160	2.514
8.0206	11.23	0.2314	0.572	0.8154	2.540
8.0208	11.15	0.2320	0.574	0.8148	2.572

8.0210	11.07	0.2325	0.575	0.8142	2.598
8.0212	10.99	0.2330	0.577	0.8136	2.624
8.0214	10.91	0.2334	0.579	0.8131	2.650
8.0216	10.84	0.2341	0.581	0.8124	2.676
8.0218	10.76	0.2346	0.582	0.8119	2.702

8.0220	10.69	0.2351	0.584	0.8113	2.728
8.0222	10.61	0.2356	0.586	0.8108	2.754
8.0224	10.54	0.2361	0.587	0.8102	2.780
8.0226	10.47	0.2366	0.589	0.8097	2.806
8.0228	10.40	0.2371	0.591	0.8092	2.832

8.0230	10.32	0.2376	0.592	0.8086	2.858
8.0232	10.26	0.2381	0.594	0.8081	2.884
8.0234	10.20	0.2386	0.595	0.8076	2.910
8.0236	10.13	0.2391	0.597	0.8071	2.936
8.0238	10.06	0.2395	0.598	0.8066	2.972

8.0240	9.99	0.2400	0.600	0.8060	2.998
8.0242	9.94	0.2405	0.602	0.8055	3.024
8.0244	9.87	0.2409	0.603	0.8050	3.050
8.0246	9.81	0.2414	0.605	0.8045	3.081
8.0248	9.75	0.2418	0.606	0.8040	3.107

8.0250	9.69	0.2422	0.608	0.8035	3.133
8.0252	9.63	0.2427	0.609	0.8030	3.159
8.0254	9.57	0.2431	0.610	0.8025	3.185
8.0256	9.51	0.2435	0.612	0.8020	3.211
8.0258	9.46	0.2439	0.613	0.8015	3.242

8.0260	9.40	0.2444	0.615	0.8010	3.268
8.0262	9.34	0.2448	0.616	0.8005	3.294
8.0264	9.29	0.2452	0.618	0.8000	3.320
8.0266	9.23	0.2456	0.619	0.7995	3.351
8.0268	9.18	0.2460	0.620	0.7990	3.377

8.0270	9.13	0.2464	0.622	0.7985	3.403
8.0272	9.07	0.2468	0.623	0.7980	3.429
8.0274	9.02	0.2472	0.624	0.7975	3.455
8.0276	8.97	0.2476	0.626	0.7970	3.481
8.0278	8.92	0.2480	0.627	0.7965	3.512

8.0280	8.87	0.2484	0.628	0.7960	3.538
8.0282	8.82	0.2488	0.629	0.7955	3.564
8.0284	8.77	0.2491	0.631	0.7951	3.590
8.0286	8.72	0.2495	0.632	0.7947	3.616
8.0288	8.68	0.2499	0.634	0.7942	3.642

8.0290	8.63	0.2502	0.635	0.7938	3.678
8.0292	8.58	0.2506	0.636	0.7933	3.704
8.0294	8.54	0.2510	0.637	0.7929	3.730
8.0296	8.49	0.2513	0.639	0.7925	3.756
8.0298	8.45	0.2517	0.640	0.7921	3.782

μ_2	K	μ_1	α_1	β_1	100ρ
---------	-----	---------	------------	-----------	-----------

8.0300	8.40	0.2520	0.641	0.7916	3.818
8.0302	8.36	0.2524	0.642	0.7912	3.844
8.0304	8.31	0.2527	0.643	0.7908	3.870
8.0306	8.27	0.2531	0.645	0.7904	3.896
8.0308	8.23	0.2534	0.646	0.7900	3.922

8.0310	8.18	0.2537	0.647	0.7896	3.948
8.0312	8.14	0.2541	0.648	0.7892	3.974
8.0314	8.10	0.2544	0.649	0.7888	4.000
8.0316	8.06	0.2547	0.650	0.7884	4.026
8.0318	8.02	0.2550	0.651	0.7880	4.052

8.0320	7.98	0.2554	0.652	0.7876	4.078
8.0322	7.94	0.2557	0.653	0.7872	4.104
8.0324	7.90	0.2560	0.654	0.7868	4.130
8.0326	7.86	0.2563	0.655	0.7864	4.156
8.0328	7.82	0.2566	0.657	0.7860	4.182

8.0330	7.79	0.2569	0.658	0.7856	4.208
8.0332	7.75	0.2572	0.659	0.7852	4.234
8.0334	7.71	0.2575	0.660	0.7848	4.260
8.0336	7.67	0.2578	0.662	0.7844	4.286
8.0338	7.64	0.2581	0.663	0.7840	4.312

8.0340	7.60	0.2584	0.664	0.7836	4.338
8.0342	7.56	0.2587	0.665	0.7832	4.364
8.0344	7.52	0.2590	0.666	0.7828	4.390
8.0346	7.49	0.2592	0.667	0.7824	4.416
8.0348	7.46	0.2595	0.668	0.7820	4.442

8.0350	7.42	0.2599	0.669	0.7816	4.468
8.0352	7.39	0.2602	0.670	0.7812	4.494
8.0354	7.35	0.2604	0.671	0.7808	4.520
8.0356	7.32	0.2607	0.672	0.7804	4.546
8.0358	7.29	0.2610	0.673	0.7800	4.572

8.0360	7.26	0.2613	0.674	0.7796	4.598
8.0362	7.22	0.2615	0.675	0.7792	4.624
8.0364	7.19	0.2618	0.676	0.7788	4.650
8.0366	7.16	0.2621	0.677	0.7784	4.676
8.0368	7.13	0.2623	0.678	0.7780	4.702

8.0370	7.10	0.2626	0.679	0.7776	4.728
8.0372	7.07	0.2628	0.680	0.7772	4.754
8.0374	7.04	0.2631	0.681	0.7768	4.780
8.0376	7.01	0.2634	0.682	0.7764	4.806
8.0378	6.97	0.2636	0.683	0.7760	4.832

8.0380	6.94	0.2639	0.684	0.7756	4.858
8.0382	6.91	0.2642	0.685	0.7752	4.884
8.0384	6.88	0.2644	0.686	0.7748	4.910
8.0386	6.86	0.2646	0.686	0.7744	4.936
8.0388	6.83	0.2649	0.687	0.7740	4.962

8.0390	6.80	0.2651	0.688	0.7736	4.988
8.0392	6.77	0.2654	0.689	0.7732	5.014
8.0394	6.74	0.2656	0.690	0.7728	5.040
8.0396	6.71	0.2659	0.691	0.7724	5.066
8.0398	6.67	0.2661	0.692	0.7720	5.092

