

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment R+8+sous-sol à usage
d'habitation implanté à Biskra**

Nom et Prénom de l'étudiant :
Bourmel Manef

Encadreur : Zatar abdallah

Année universitaire : 2019 - 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّعَاتِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّعَاتِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ الْمَوَدَّعَاتِ

Résume :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation (R+08), implanté à la wilaya de BISKRA. Cette région est classée en zone de faible sismicité (Zone I) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA99, B.A.E.L91 modifié 99, BAEL83, DTR Neige et Vent 99, RNV99). Dans ce travail on a étudié la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges, et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, balcon, et plancher, ...) et enfin une étude dynamique de la structure en utilisant un logiciel en élément finis. On terminera le travail avec une conclusion générale.

المخلص:

هذا المشروع يتمثل في بدراسة موجهة للاستعمال السكني متكونة من (ثمانية طوابق + طابق ارضي + القبو) والتي تم إنشاؤها في مدينة بسكرة المصنفة ضمن المناطق ضعيفة الزلازل حسب النظام الجزائر RPA99 V 2003 في هذه المذكرة استعملنا القوانين التالية: (RPA99 V 2003, BAEL91, BAEL83, DTR Neige et Vent 99, RNV 99).

في هذا العمل قمنا بدراسة عامة للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة، بعدها قمنا بحساب أبعاد عناصر البناية ثم قمنا بعملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية بالإضافة إلى الحساب العناصر الأساسية والثانوية للبناية. كما تطرقنا إلى دراسة زلزالية باستعمال برنامج يستعمل العناصر المنتهية.

Remerciement

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin d'émener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

*Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur **Monsieur Zatar Abdallah** pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous ont apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.*

*Nous remercions aussi tous les enseignants du département (génie civil) et particulièrement **Mr Yagoub Mohamed** pour tous ses aides et soutien qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail.*

*Je tenais à exprimer particulièrement mes vifs remerciements à tous ceux qui apporté leur aide et soutien notamment **Abderrahim Gherbia, Dhia Eddine Bouta, Walid Melik, Abderrahim Behnas, Hichem Sfaksi, Mahdi Bensalah***

Nous remercions également le Président et les membres du Jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger notre mémoire.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

Dédicaces

**AU NOM D'ALLAH, LE TOUT MISÉRICORDIEUX, LE TRÈS
MISÉRICORDIEUX**

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents

A ma mère et mon père que Dieu le Tout Puissant le garde en bonne santé.

A mes chers frères

Ahmed, Naoufel, Raouf

A mes très chères soeurs

Randa, Raouane,

A ma grande famille

Oncles, tantes, cousins, cousines.

A tous mes chers amis (es)

En particulier El Hacene, Mahmoud, Sara et Donia

Et à tous ceux qui me sont chère.

A toute la promotion Génie Civil 2019/2020

Manef.

Table des matières

Résumée	I
Remerciement	II
Dédicace	III
Sommaire	IV
Liste des symboles	V
Liste des figures	VI
Liste des tableaux	VII
Les plans	02

Chapitre I : Généralités.

I.1: Introduction	06
I.2 : Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage	06
I.3 : Données de base	06
I.4 : Caractéristiques des matériaux	08
I .5 : Actions et sollicitations	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge.

II.1 : Pré-dimensionnement des éléments.....	15
II.1.1: Introduction	15
II.1.2 : Prédimensionnement des éléments principaux	15
II.1.2.1 : Les poutres	15
II.1.2.2 : Les poteaux	16
II.1.2.3 : Les planchers	17
II.1.2.4 : Les escaliers	19
II.1.2.5 : Les voiles	21
II.1.2.6 : Les dalles pleines	21

II.1.2.7 : Ascenseur	23
II.1.2.8 : Conclusion.....	23
II.2 : Evaluation des charges appliquées	24
II.2.1 : Introduction	24
II.2.2 : Détermination des charges appliquées	24
II.2.2.1 : Plancher terrasse accessible.....	24
II.2.2.2: Plancher courant.....	25
II.2.2.3: L'escalier.....	26
II.2.2.4: Les murs	27
II.2.2.5: Dalle pleine	28
II.2.2.6: Conclusion	29
II.3 : La descente de charge des éléments	30
II.3.1 : Le rôle de descente des charges.....	30
II.3.2 : Loi de dégression	30
II.3.3 : La descente de charge.....	30
II.3.4 : Vérification des conditions du RPA 99/version 2003	34

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1: Introduction.....	38
III.2: Etudes des planchers.....	38
III.2. Les Escaliers.....	53
III.3 : Poutre palière.....	62
III.4: Dalle pleine.....	67
III.4.1: Étage courant.....	67
III.4.2: Balcon.....	71

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1 : Introduction	76
IV.2 : Choix de la méthode de calcul	76

IV.2.1: Méthode statique équivalente.....	76
IV.2.2 : La méthode d'analyse modale spectrale	77
IV.2.3: Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	77
IV.2.4 : Spectre de réponse de calcul	78
IV.3 : Estimation de la période fondamentale de la structure	79
IV.4 : Analyse de la structure	80
IV.4.1 : Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires....	80
IV.4.2 : Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent	85
IV.4.3 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	87
IV.4.4 : Vérification les déplacements	89
IV.4.5 : Caractéristique géométrique et massique	89
IV.4.6: Justification de l'effort P- Δ	91
IV.4.7: Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	92
IV.5 : Conclusion	94

Chapitre V : Etude du vent

V.1 : Introduction	96
V.2 : Application du R N V 99	96
.2.1 : Choix du sens du vent	97
V.2.2. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	98
V.2.3 : Evaluation de la pression intérieure (C_{pi})	100
V.2.4 : Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}	101
V.2.5 : Détermination du coefficient de pression de vent C_p	101
V.3 : Répartition des coefficients de pression	101
V.3.1 : Détermination de la pression due au vent	101
V.3.2 : Calcul des forces de frottement	102
V.4 : Vérification de la stabilité	103
V.5 : Conclusion	103

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1 : Introduction	105
VI.2 : Ferrailage des poteaux	105
VI.2.1 : Combinaison de calcul	105
VI.2.2 : Recommandations du RPA99/version 2003	106
VI.2.3 : Calcule de ferrailage des poteaux	107
VI.3 : Ferrailage des poutres	117
VI.3.1 : Définition	117
VI.3.2 : Recommandation des RPA 99/version 2003	117
VI.3.3 : Les poutres principales (40cm x45 cm).....	117
VI.3.4 : Les poutres secondaires (30× 40)	122
VI.4 : Ferrailage des voiles	129
VI.4.1 : Introduction	129
VI.4.2: Types d'armatures	129
VI.4.3. Calcul de la section d'armature	130
VI.5 : Etude du voile périphérique	139
VI.5.1 : Dimensionnement des voiles	139
VI.5.2 : Caractéristiques du sol.....	139
VI.5.3 : Evaluation des charges et surcharges	139
VI.5.4 : Ferrailage du voile	140

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction	145
VII. 2 : Différents types de fondations	145
VII.2.1 : Choix de type de fondation.....	145
VII.2.2: Combinaison d'action	145
VII.3 : Calcul des fondations	146
VII.3.1 : Etude géotechnique	146
VII.3.2 : Calcul la section des semelles	146

VII.4 : Radier général	147
VII.4.1: Pré dimensionnement du radier	147
VII.4.2: Calcul de la surface du radier	149
VII.4.3 : Vérification de la surface du radier	149
VII.4.4 : Vérifications diverses.....	150
VII.5 : Ferrailage du radier	153
VII.6 : Ferrailage des nervures.....	157
VII.6.1 : Calcul les charges revenant à la nervure	158
VII.6.2: Calcul des sollicitations	158
VII.6.3 : Calcul du ferrailage	158
VII.7 : Schéma du ferrailage	161
VII.9 : La dalle flottante	162
VII.9.1 : Introduction	162
VII.9.2 : Mise en œuvre	162
VII.9.3 : Préparation du sol	162
VII.9.4 : Mise en place de terre pleine.....	162
VII.9.5 : Exécution de dallage	163
Conclusion Générale	164
Bibliographie	165

Liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

As : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28j$.

g : Densité des charges permanentes.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

C : Cohésion du sol.

γ : poids volumique.

Comb (com) : combinaisons.

Liste des figures

Chapitre I

Fig.I.1 : Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.U	09
Fig.I.2 : Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.S	10
Fig.I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers	11

Chapitre II

Fig.II.1 : poutre principale	15
Fig.II.2 : poutre secondaire	15
Fig.II.3 : Coupe A-A' de section de poteau	16
Fig.II.4 : Section de poteau (45x50) cm ²	17
Fig.II.5 : Disposition des poutrelles	17
Fig.II.6 : Coupe transversal d'un plancher Corps creux	18
Fig.II.7 : Coupe transversal des poutrelles	18
Fig.II.8 : Escalier	19
Fig.II.9 : Schéma statique d'escalier	19
Fig.II.10 : Coupe transversale du voile	21
Fig.II.11 : Dalle sur deux appuis	22
Fig.II.12 : Dalle sur quatre appuis	22
Fig.II.13 : Schéma d'un plancher de terrasse accessible	24
Fig.II.14 : Schéma d'un plancher d'étage courant	25
Fig.II.15 : Surface afférente du poteau B3	30

Chapitre III

Fig.III.1 : Diagramme de moment (type2)	40
Fig.III.2 : Diagramme de moment (type1)	41
Fig.III.3 : Diagramme des moments type 02 a L'E.L. U (terrasse accessible)	43
Fig.III.4 : Diagramme des moments type 02 a L'E.L. S (terrasse accessible)	43
Fig.III.5 : Diagramme des efforts tranchants type 02 a L'E.L. U (terrasse accessible)	43
Fig.III.6 : Diagramme des efforts tranchants type 01 (terrasse accessible)	43

Fig.III.7 : Diagramme des efforts tranchants type 01 a L'E.L.U (terrasse accessible)	44
Fig.III.8 : Diagramme des moments type 02 a L'E.L.U (étage courant)	45
Fig.III.9 : Diagramme des moments type 02 a L'E.L. S (étage courant)	45
Fig.III.10 : Diagramme des efforts tranchants type 02 a L'E.L. U (étage courant)	46
Fig.III.11 : Diagramme des efforts tranchants type 01 (étage courant)	46
Fig.III.12 : Diagramme des efforts tranchants type 01 a L'E.L. U (étage courant)	46
Fig.III.13 : Permillage des plancher	52
Fig.III.14 : Schéma de volée de l'escalier	53
Fig.III.15 : Schéma statique à l'ELU	54
Fig.III.16 : Schéma statique à ELS	55
Fig.III.17 : Schéma de ferrailage de l'escalier	61
Fig.III.18 : Schéma statique de poutre palière	62
Fig.III.19 : Section (25x35) cm ²	62
Fig.III.20 : Diagramme de moment	63
Fig.III.21 : coupe Poutre palière	65
Fig.III.22 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	66
Fig.III.23 : ferrailage de la dalle pleine étage courant	70
Fig.III.24 : ferrailage de la dalle pleine étage courant	74

Chapitre IV

Fig.IV.1 : Variante n°01 d'un voile	81
Fig.IV.2 : Périodes et coefficients de participation modaux variante 1	81
Fig.IV.3 : disposition finale des voiles	82
Fig.IV.4 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan	84
Fig.IV.5 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan	84
Fig.IV.6 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan	84

Chapitre V

Fig.V.1: Action du vent	97
Fig.V.2 : Légende pour les parois verticales	99
Fig.V.3 : Valeur Cp sur les parois verticales	99
Fig.V.4 : Légende pour les toitures plates	100
Fig.V.5 : Les zone de pression et les valeurs des coefficients correspondant	100

Chapitre VI

Fig.VI.1 : Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composee	107
Fig.VI.2 : Schéma de ferrailage des poteaux	116
Fig.VI.3. Ferrailage de la poutre principale	128
Fig.VI.4. Ferrailage de la poutre secondaire	128
Fig.VI.5 : Schéma d'un voile	131
Fig.VI.6 : Schéma de contrainte	133
Fig.VI.7 : ferrailage des voiles	138
Fig.VI.8 : Le diagramme des contraintes est trapézoïdal	140
Fig.VI.9 : Ferrailage du voile périphérique	143

Chapitre VII

Fig.VII.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	147
Fig.VII.2 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x	157
Fig.VII.3 : ferrailage de la nervure	161
Fig.VII.4 : schéma du ferrailage de radier.	161
Fig.VII.5 : Schéma de la dalle flottante	163

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II

Tab.II.1 : Conclusion	23
Tab.II.2 : Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux.	24
Tab.II.3 : Evaluation des charges revenant au plancher courant (25+5).	25
Tab.II.4 : Evaluation des charges permanentes dans le paillasse d'escalier.	26
Tab.II.5 : Évaluation des charges revenant aux paliers en dalle pleine.	26
Tab.II.6 : Evaluation des charges permanentes dans les murs extérieurs	27
Tab.II.7 : Evaluation des charges permanentes dans les murs extérieurs	27
Tab.II.8 : Évaluation des charges revenant aux étages courant dalle pleine.	28
Tab.II.9 : Évaluation des charges revenant aux Balcon terrasse.	28
Tab.II.10 : Évaluation des charges revenant aux Balcon étage courant.	29
Tab.II.11 : Conclusion.	29
Tab.II.12 : Descente des charges du poteau B3	33
Tab.II.13 : Récapitulatif des résultats	35

Chapitre III

Tab.III.1 : Combinaisons d'actions	39
Tab.III.2 : Etude de plancher terrasse L'ELU	42
Tab.III.3 : Etude de plancher terrasse L'ELS	42
Tab.III.4 : Etude de plancher étage courant L'ELU	44
Tab.III.5 : Etude de plancher étage courant L'ELS.	45
Tab.III.6 : Récapitulatif des résultats	47
Tab.III.7 : Récapitulatif des résultats	48
Tab.III.8 : Récapitulatif des résultats	48
Tab.III.9 : Récapitulatif des résultats	49
Tab.III.10 : Calcul des combinaisons	54
Tab.III.11 : Récapitulatif des résultats	55
Tab.III.12 : Récapitulatif des résultats	56

Tab.III.13 : Armatures longitudinale choisi	57
Tab.III.14 : Armatures de réparation choisie	57
Tab.III.15 : Moments et effort tranchants	63
Tab.III.16 : Armatures longitudinales	63
Tab.III.17 : Vérification de la contrainte	64
Tab.III.18 : Armatures Longitudinale choisi	64
Tab.III.19 : Armatures de torsion	66
Tab.III.20 : Moments et effort tranchants	67
Tab.III.21 : Ferrailage sens x	68
Tab.III.22 : Ferrailage sens y	69
Tab.III.23 : Vérification à l'E.L.S	69
Tab.III.24 : Moments et effort tranchants.	71
Tab.III.25 : Ferrailage sens x	72
Tab.III.26 : Ferrailage sens y	73
Tab.III.27 : Vérification à l'E.L.S	73

Chapitre IV

Tab.IV.1 : Coefficient d'accélération de zone A.	78
Tab.IV.2 : Valeurs de ξ (%)	79
Tab.IV.3 : valeurs des pénalités P_q	79
Tab.IV.4 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle	83
Tab.IV.5 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles	85
Tab.IV.6 : les résultats des forces sismiques	87
Tab.IV.7 : Vérification.	87
Tab.IV.8 : Distribution de la résultante des forces sismique sens x	88
Tab.IV.9 : Distribution de la résultante des forces sismique sens y	88
Tab.IV.10 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.	89
Tab.IV.11 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.	90
Tab.IV.12 : Vérification de l'effet P- Δ pour le sens x	91
Tab.IV.13 : Vérification de l'effet P- Δ pour le sens y	92
Tab.IV.14 : moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)	93

Tab.IV.15 : moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)	93
---	----

Chapitre V

Tab.V.1 : Valeur de la pression dynamique de référence	96
Tab.V.2 : Coefficients de topographie	96
Tab.V.3 : Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	98
Tab.V.4 : Valeurs des C_{pe} sur parois plate	99
Tab.V.5 : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate	100
Tab.V.6 : Détermination du coefficient de pression de vent C_p	101
Tab.V.7 : Présentant les résultats	102
Tab.V.8 : Vérification	103

Chapitre VI

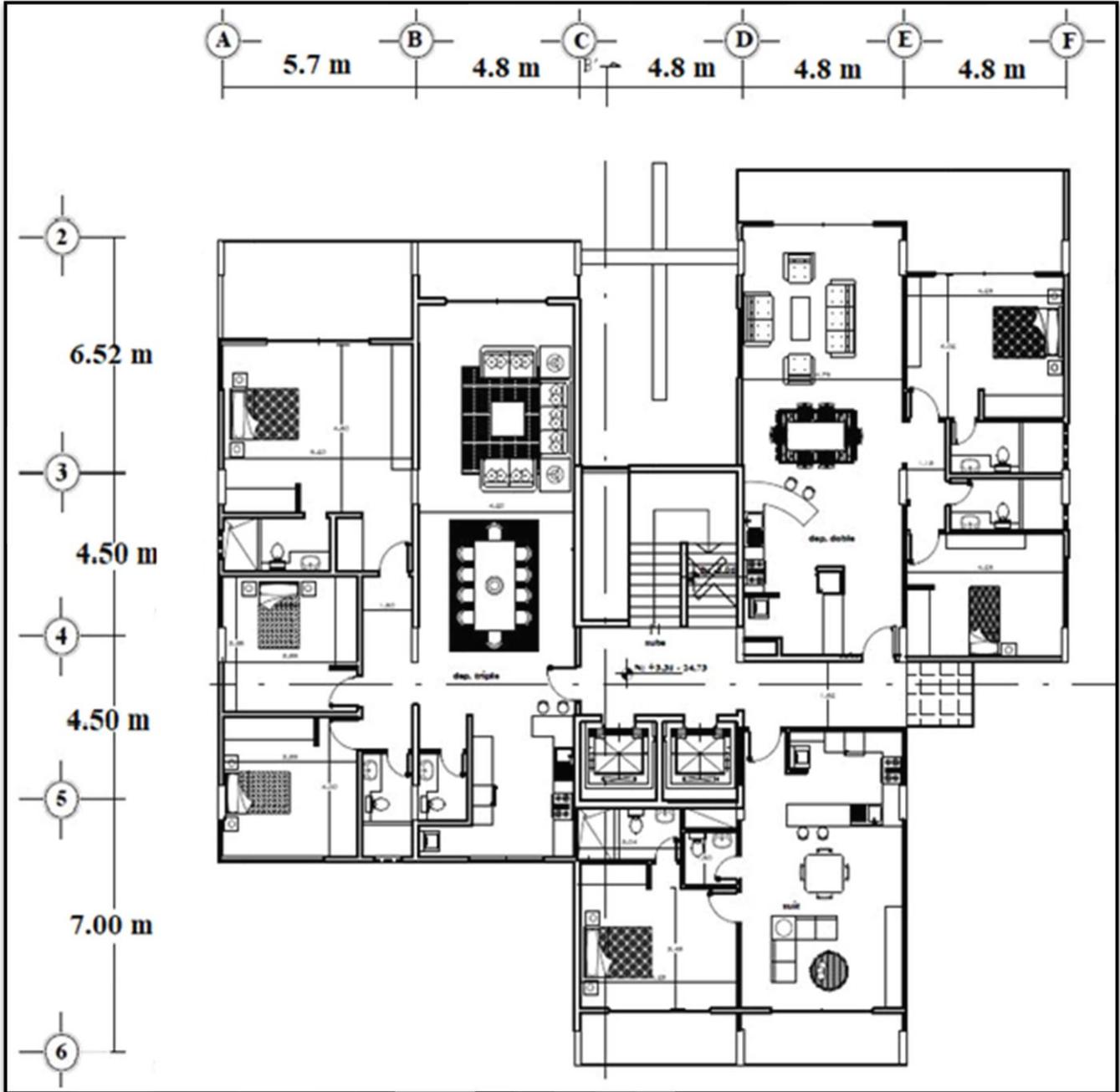
Tab.VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux	105
Tab.VI.2 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.	107
Tab.VI.3 : Tableau récapitulatif des résultats	109
Tab.VI.4 : Tableau récapitulatif des résultats	109
Tab.VI.5 : Tableau récapitulatif des résultats	110
Tab.VI.6 : Tableau récapitulatif des résultats	110
Tab.VI.7 : Tableau récapitulatif des résultats	111
Tab.VI.8 : Tableau récapitulatif des résultats	111
Tab.VI.9 : Tableau récapitulatif des résultats	111
Tab.VI.10 : Tableau récapitulatif des résultats	111
Tab.VI.11 : Tableau récapitulatif des résultats	112
Tab.VI.12 : Les choisit des sections	112
Tab.VI.13 : Tableau récapitulatif des résultats	113
Tab.VI.14 : Tableau récapitulatif des résultats	114
Tab.VI.15 : Tableau récapitulatif des résultats	114
Tab.VI.16 : Ferrailage des poteaux	116
Tab.VI.17 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	117
Tab.VI.18 : Tableau récapitulatif des résultats	118
Tab.VI.19 : Tableau récapitulatif des résultats	119
Tab.VI.20 : Tableau récapitulatif des résultats	119

Tab.VI.21 : Tableau récapitulatif des résultats	119
Tab.VI.22 : Tableau récapitulatif des résultats	119
Tab.VI.23 : Tableau récapitulatif des résultats	120
Tab.VI.24 : Tableau récapitulatif des résultats	120
Tab.VI.25 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	121
Tab.VI.26 : Tableau récapitulatif des résultats	122
Tab.VI.27 : Tableau récapitulatif des résultats	123
Tab.VI.28 : Tableau récapitulatif des résultats	123
Tab.VI.29 : Tableau récapitulatif des résultats	124
Tab.VI.30 : Tableau récapitulatif des résultats	124
Tab.VI.31 : Tableau récapitulatif des résultats	124
Tab.VI.32 : Tableau récapitulatif des résultats	124
Tab.VI.33 : Tableau récapitulatif des résultats	125
Tab.VI.34 : résultats du ferrailage des poutres	125
Tab.VI.35 : les résultats des efforts et moments	127
Tab.VI.36 : Résumé des calculs.	135
Tab.VI.37 : Armatures des poteaux	136
Tab.VI.38 : calcul du ferrailage du voile périphérique	142
Tab.VI.39 : vérification de voile périphérique pour le béton à L'ELS	143

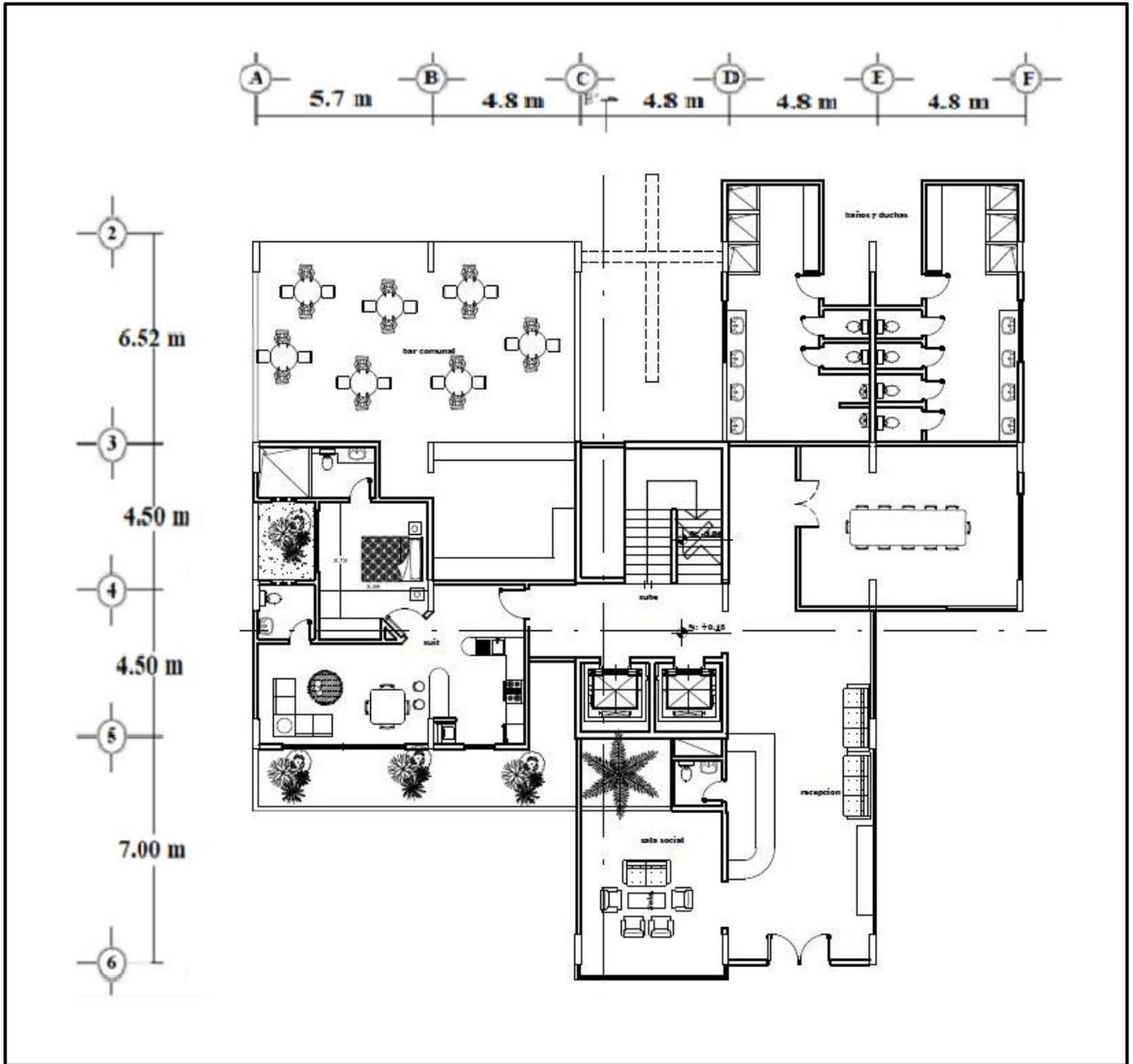
Chapitre VI

Tab.VII.1 : Calcul de l'effort N transmis aux fondations à l'ELS	149
Tab.VII.2 : La stabilité du radier sous	152
Tab.VII.3 : Vérification des contraintes des fondations	153
Tab.VII.4 : Calcul des moments fléchissant	154
Tab.VII.5 : résultats des moments sur appui et en travée (ELU)	154
Tab.VII.6 : Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELU)	155
Tab.VII.7 : résultats des moments sur appui et en travée (ELS)	156
Tab.VII.8 : Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELS)	156
Tab.VII.9 : Sollicitations sur la nervure	158
Tab.VII.10 : les résultats des sections des armatures nervurent	159
Tab.VII.11 : Coefficient fonction de la zone sismique	162

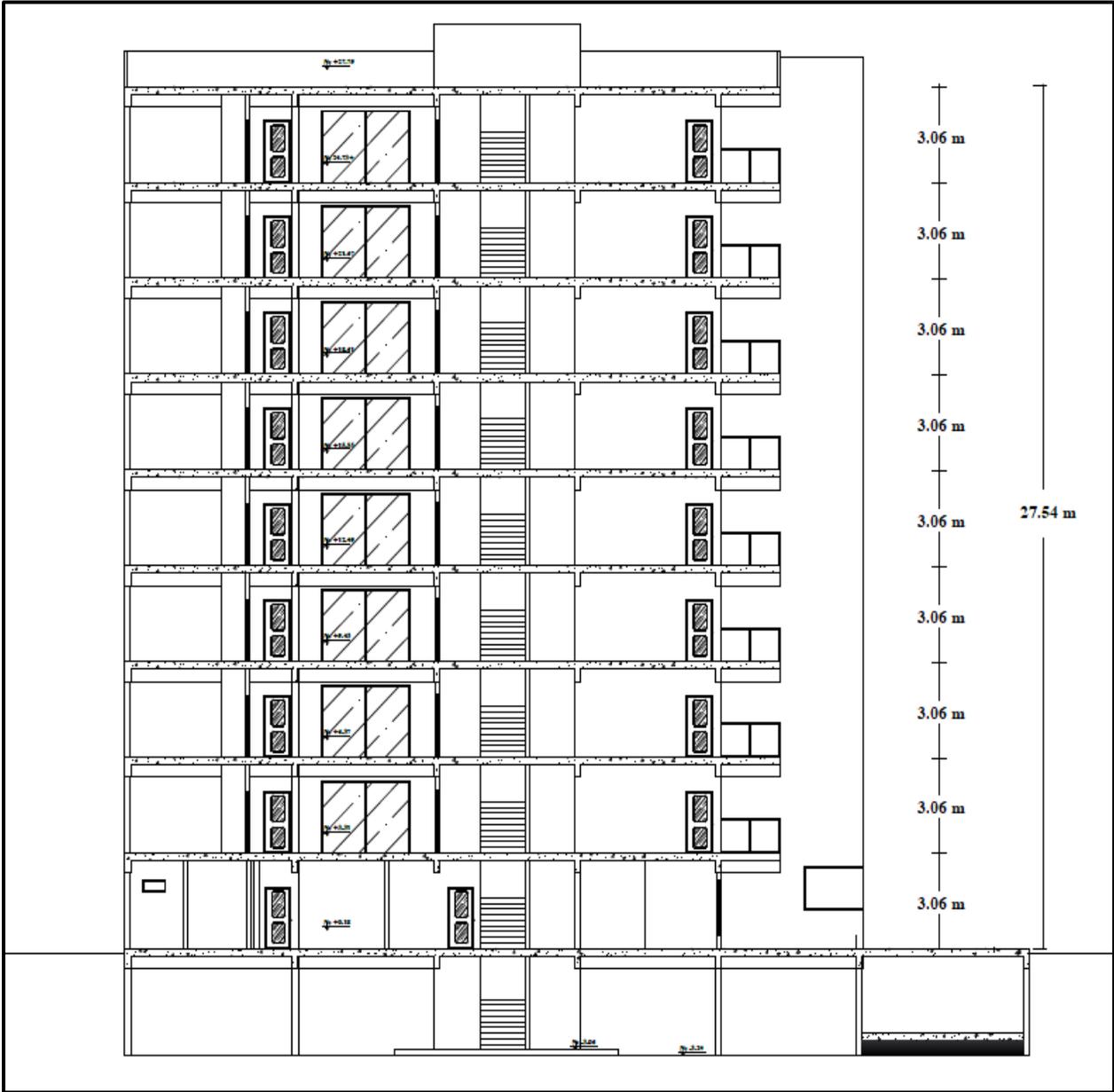
LES PLANS



PLAN ETAGE COURANT



PLAN RDC



COUPE A-A

CHAPITRE I :

PRESENTATION

DE

PROJET

Chapitre I : Généralités

I.1: Introduction :

Ce projet présente une étude technico-dynamique d'une structure en béton armé à usage d'habitation, constitué d'un sous-sol avec réez de chaussé et (08) étages avec décrochements en plan, implanté dans la wilaya BISKRA. Cette région est classée en zone sismique (I) selon le RPA99 version 2003.Ce travail il est constitué d'une étude technique, qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91 modifiée 99)

I.2 : Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

I.2.1 : Description de l'ouvrage :

Le bâtiment qu'on va étudier est constitué d'un RDC et 8 étages et un sous-sol.

On va étudier un bâtiment constitué de :

- La hauteur de RDC = 3.06m.
- La hauteur d'étage = 3.06m
- Hauteur totale du Bâtiment sans sous-sol : $H = 27.54$ m.
- Hauteur totale du Bâtiment avec sous-sol : $H = 30.06$ m.
- Longueur totale du Bâtiment : $L = 24.9$ m.
- Largeur totale du Bâtiment : $B = 22.51$ m.
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- Terrasse accessible.

I.2.2: Données du site :

- ✓ Implantation à BISKRA.
- ✓ La zone **I**.
- ✓ Le groupe d'usage 2.
- ✓ Le site est 03 (sol meuble)
- ✓ La contrainte admissible du sol **$Q_{adm}=1.5bar$**

I.3. Données de base :

I.3.1. Règles de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- 1- réglés parasismique algérienne (**RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48**).
- 2- Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).

3- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91**).

4- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA 93**).

I.3.2. Conception :

a) Poutres :

- Les poutres longitudinales (secondaires).
- Les poutres transversales (principales).

b) Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

c) Maçonnerie :

- Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.
- Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

d) Revêtement :

- Dallage céramique pour les planchers et les escaliers (avant la céramique, il faut faire une couche de mortier de pose et lite de sable).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les plafonds extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs.
- faux plafond en aluminium pour les plafonds intérieurs.

e) Plancher :

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force Sismique

Nous avons opté pour des dalles pleines pour les raisons suivantes :

- Facile à calculer et à mettre en œuvre,
- Peu déformable,
- Grandes portées,
- Isolation acoustique,
- Inertie thermique.

g) Escaliers :

Ils sont consistés de paliers et paillasse en béton arme coulés sur place et réalisation

I.4 : Caractéristiques des matériaux :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal. **Béton Armé = Béton + Aciers**

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

I.4.1 : Béton :**A) Définition :**

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granula (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

B) Compositions :

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m³ :

- Ciment 350 kg/m³ $\left\{ \begin{array}{l} \text{(CPA – CEMI 42.5 pour l'infrastructure Es)} \\ \text{(CPJ – CEMII/A 42.5 pour la superstructure)} \end{array} \right.$
- Gravier 800 kg/m³ ($\Phi \leq 25$ mm).
- Sable 400 kg/m³ ($\Phi \leq 5$ mm).
- Eau 180 L/ m³

C) Résistance Caractéristique :

- **En Compression (f_{cj}) : BAEL91 (art A.2.1, 11)**

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par une valeur de résistance à la l'âge de 28 jours notée f_{c28}

-pour $j \leq 28$ jours, on peut admettre que la résistance des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

- $f_{cj} = \left[\frac{j}{4.76+0.83j} \right] f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa
- $f_{cj} = \left[\frac{j}{1.40+0.95j} \right] f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40$ Mpa

-pour $j > 28$ jours, on admet pour justifier la résistance des sections :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad .$$

Pour notre projet on va prend :

La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa.

• **En Traction F_{tj} : BAEL91 (art A.2.1, 12)**

La résistance caractéristique à la traction du béton à(j) jours est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{si} \quad F_{tj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

D) Déformation du béton :

D.1. Déformation Longitudinale du béton : BAEL91 (art A.2.1.2)

- E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (artA.2.1, 2.1).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})} \text{ (MPa)} ; \quad E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

- E_{vj} : Le module de déformation différée à « j » jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton BAEL91 (art A.2.1, 2.2).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})} \text{ (MPa)} ; \quad E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

D.2. Module de déformation transversale :

Sa valeur est donnée par la formule suivante :

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

D.3. Coefficient de poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Il est défini par la relation :

$$\nu = \frac{\Delta / L}{\Delta L / L} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

En général pour le béton : $\begin{cases} \text{E. L. U: béton fissuré} & \nu = 0 \\ \text{E. L. S: béton non fissé} & \nu = 0.2 \end{cases}$

D.4. Diagramme Déformation - Contrainte du Béton : BAEL91 (art A.4 .3,4)

a) Diagramme parabole rectangulaire : BAEL91 (A.3.3.3, page54)

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit « parabole- rectangle », et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire.

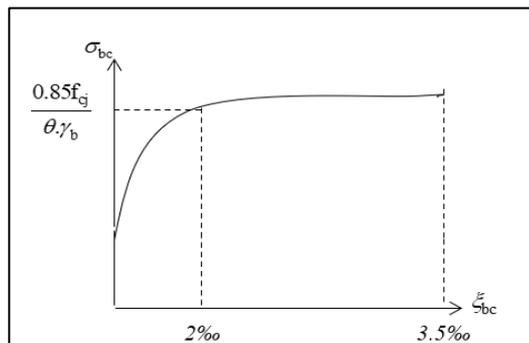


Fig.I.1 Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.U.

$$\xi_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Θ : Coefficient tenant compte de la durée d'application de la charge

- 1 pour une durée d'application >24 h.
- 0.9 Pour $1 \leq \text{durée} \leq 24$
- 0.8 Si durée < 1 h

γ_b : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

- $\gamma_b = 1.15$Pour les situations accidentelles.
- $\gamma_b = 1.5$Pour les autres cas

b) Contraintes limite du béton en compression :

✓ **Etat limite d'ultime :**

La sollicitation de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

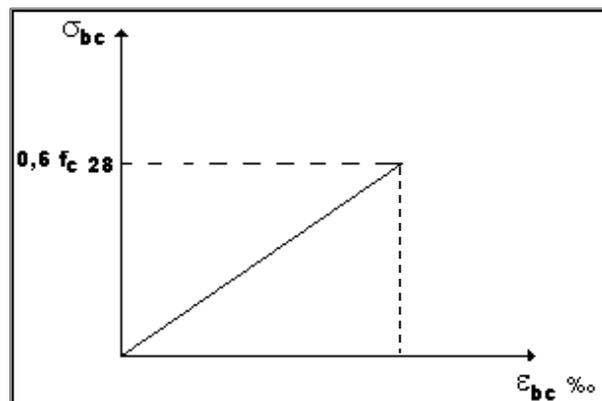
$$\gamma_b = 1.15 (\text{action courante}) \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 18.50 \text{ MPa}.$$

$$\gamma_b = 1.5 (\text{action accidentelle}) \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 14.20 \text{ MPa}.$$

✓ **Etat limite de service :**

La contrainte de compression de béton à l'E.L.S est limitée par σ_{bc} avec :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$



FigI.2. Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.S

I.4.2 : Acier : BEAL91 (art.A.2.2.)

L'acier est alliage fer-carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE 400.
- Treillis soudés en fils lisse TLE 520.

Le module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2.10^5$ MPa.

a). Diagramme Déformations Contraintes : BAEL91 (art A.2.2, 2)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limite on remplace le diagramme réel par le diagramme conventionnel qui est valable pour tous les aciers.

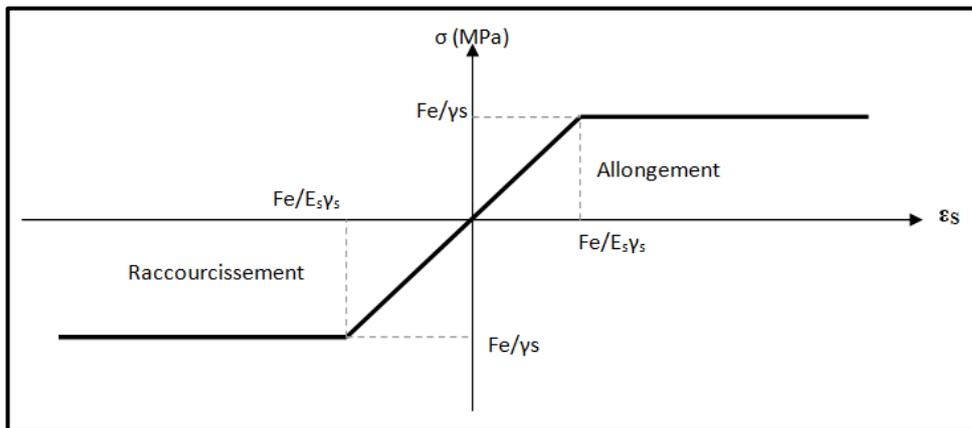


Fig. I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

Le diagramme $(\sigma_s; \epsilon)$ adopté par **les règles (BAEL91)** à la forme ci-dessus Avec : $E_s=200\ 000$ MPa.

$$\epsilon_{se} = (f_e / \gamma_s) E_s.$$

f_e : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité γ_s .

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{Pour la situation accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{Pou les autres cas} \end{cases}$$

b) Contrainte limite d'acier :

- **Etat limite ultime**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} 400 \text{ MPa} & \text{pour les rond lisses} \\ 348 \text{ MPa} & \text{pour les aciers haute adhérence} \end{cases}$$

- **La contrainte limite service :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{cas de fissuration peut préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \text{cas de fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 266.67 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 : \text{ronds lisses} \\ 1.6 : \text{acier haute adhérence } (\theta \geq 6 \text{ mm}) \\ 1.3 : \text{acier haute adhérence } (\theta \leq 6 \text{ mm}) \end{cases}$$

c) Contrainte tangente limite ultime : BEAL91 Art (A-5-1.2)

Cas de l'armature Transversale droit ($\alpha = 90^\circ$)

- fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right]$
- fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$
- Cas des armatures inclinés à $45^\circ \rightarrow \tau_u = \min \left[0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7 \text{ MPa} \right]$
- Cas des dalles $\rightarrow \tau_u = \left[0.07 \frac{f_{c28}}{\lambda_b} \right]$, (art ,A .4.5.2,2)

I.5 : Actions et sollicitations :

I.5.1 : Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

❖ Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

❖ Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

❖ Actions accidentelles (E) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, ...etc.)

I.5.2 : Les sollicitations :

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

• Sollicitations de calcul :

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q₁ : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

• Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :

Dans le cas d'une vérification à l'ÉLU 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.

• Sollicitation 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.

I.5.3 : Les combinaisons d'action : RPA99 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{-Situation durable : } \begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{-Situation accidentelle : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

CHAPITRE II :
Pré-dimensionnement
Et
Descente des charges

Chapitre II :

Pré dimensionnement et descente de charge

II.1 : Pré-dimensionnement des éléments :

II.1.1: Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments résistants de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelée Pré dimensionnement pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage. Par la suite, nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

II.1.2 : Prédimensionnement des éléments principaux :

II.1.2.1 : Les poutres :

a) Poutres transversales (principales) :

- Condition de la portée : BAEL83

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grand portées, $L_{\max} = 7 \text{ m}$.

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) 7 = (43.75 \div 70) \text{ cm.}$$

Alors On prend : $h = 45 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

- Condition **R.P.A.99** : les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \quad (\text{c.v.})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres transversales $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

b) Poutres Longitudinales (Secondaire) :

- Condition de la portée :

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad ; \quad L_{\max} = 5.70 \text{ m}$$

$$h = (35.62 \div 57) \text{ cm.}$$

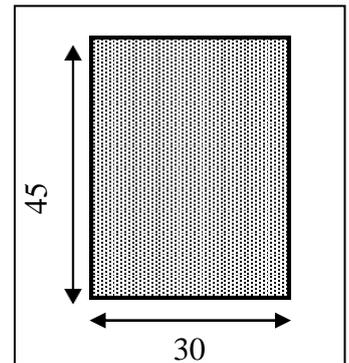


Fig. II.1: poutre principale

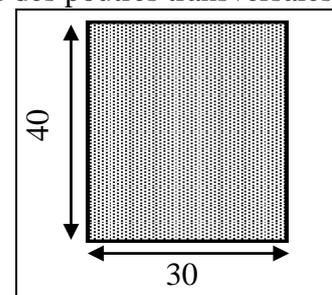


Fig. II.2: poutre secondaire

Alors : On prend : $h = 40\text{cm}$.

$$b = 30\text{cm}.$$

• Condition de R.P.A.99 :

$$\triangleright b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm (C.V.)}$$

$$\triangleright h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm (C.V.)}$$

$$\triangleright \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \quad \text{(C.V.)}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres longitudinales égales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.1.2.2 : Les poteaux :

Sont des éléments porteurs verticaux avec le rôle de :

- supporter les charges verticales.
- participer à la stabilité transversale par le système poteaux poutre pour résister les efforts Hz.

On dimensionne la section du poteau comme doivent satisfaire aux :

Conditions de RPA 99 v 2003 (Art 7.4.1) : on zone I

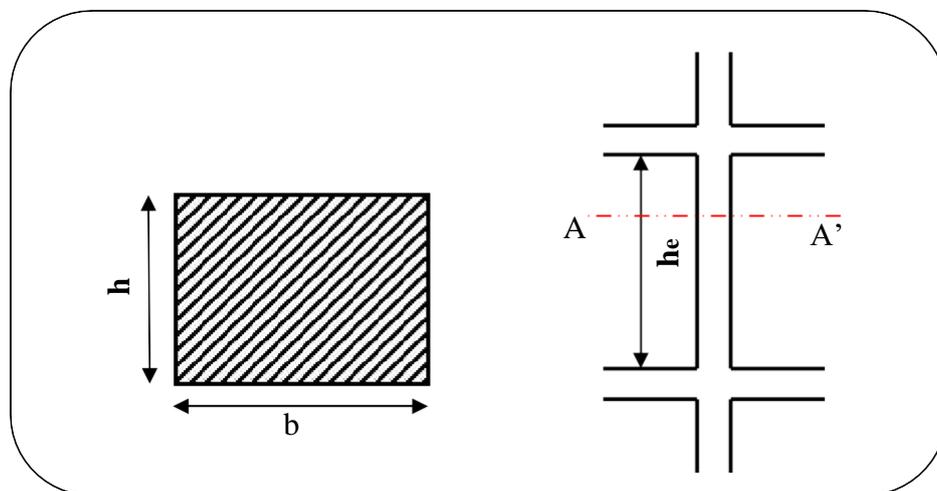


Fig. II.3: Coupe A-A' de section de poteau.

On dimensionnée la section de poteaux D'après le :

RPA99/version 2003 (Art7.4.1) (en zones I)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \longrightarrow 45 \geq 25\text{cm} \quad \text{C.V} \\ \text{Min (b, h)} \geq 306 / 20 \longrightarrow 45 \geq 15.3 \text{ cm} \quad \text{C.V} \\ 1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 1/4 < 0.9 < 4 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

Alors la section de poteau pour tous les étages c'est :
(45x50) cm²

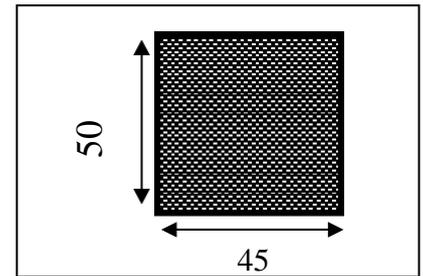


Fig. II.4: Section de poteau (45x50) cm²

II.1.2.3: Les planchers :

➤ Planchers à Corps Creux :

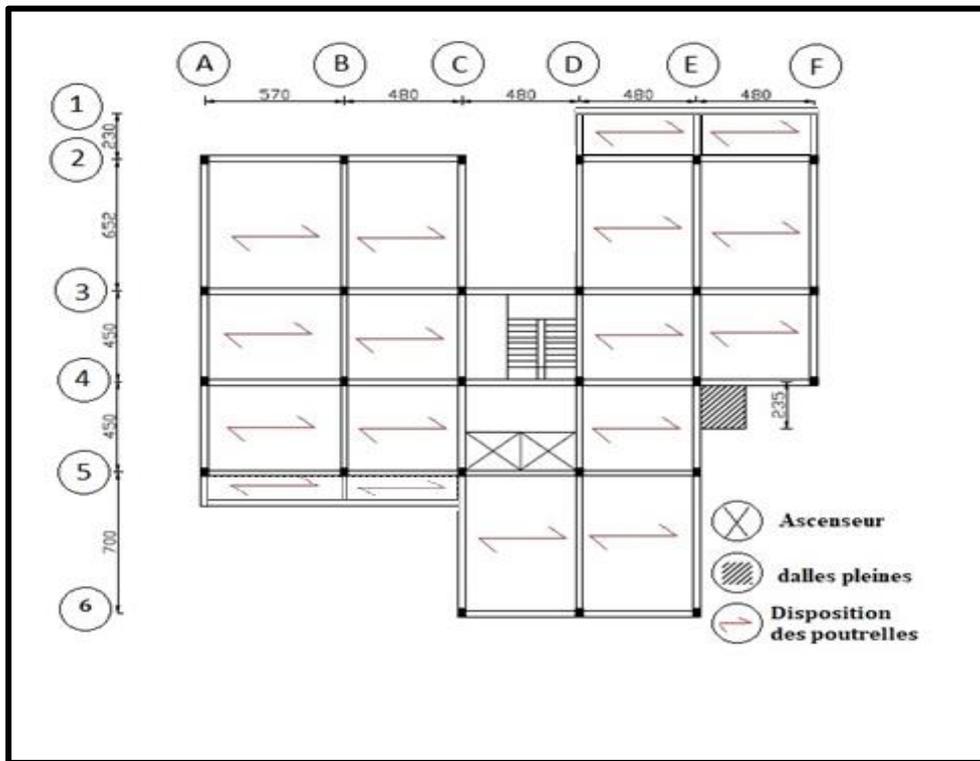


Fig. II.5 : Disposition des poutrelles

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91(art B.6.8, 423).

▪ Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à 1/22,5.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles (L= 570cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{570}{22.5} = 25.30 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(25+5) = 30\text{cm}$.



Fig II.6 : Coupe transversal d'un plancher Corps creux .

➤ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

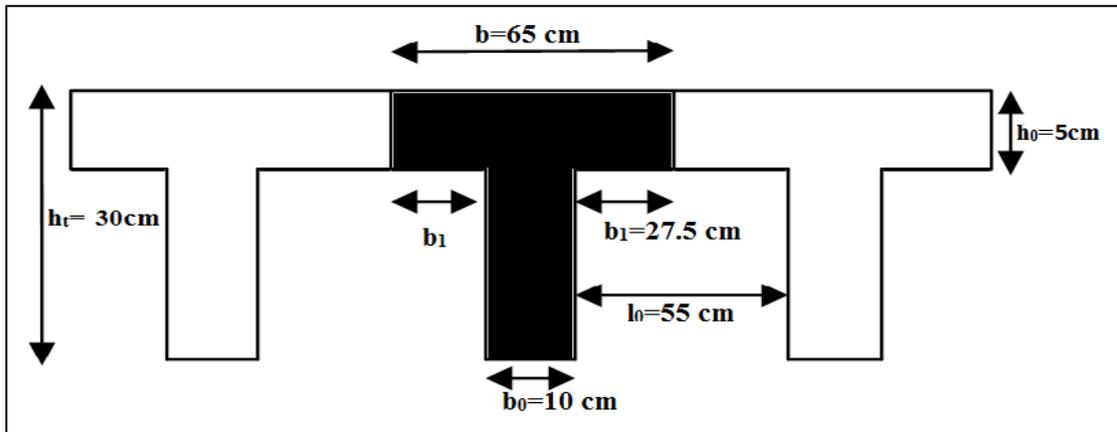


Fig II.7 : Coupe transversal des poutrelles .

- Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$.
- Le hourdis choisit est normalisé de hauteur 25 cm et de Longueur 55 cm.
- La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left(\begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5\text{cm} \rightarrow cv \\ \frac{L}{10} = \frac{570}{10} = 57\text{cm} \rightarrow cv \end{array} \right)$$

Avec :

- L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.
- L : la longueur de la nervure .

On prend : $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65\text{cm}$$

Soit **b = 65 cm**.

II.1.2.4 : Les escaliers :

a) Définition :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'accès au différent niveau, c'est une structure isolée, elle peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :

- 1: épaisseur de palier de repos (**e**)
- 2: longueur projetée de la volée (**L₀**).
- 3: Giron (**g**).
- 4: hauteur de la contre marche (**h**).
- 5: hauteur de la volée (**H**).
- 6: inclinaison de la paillasse (**α**)
- 7: emmarchement.

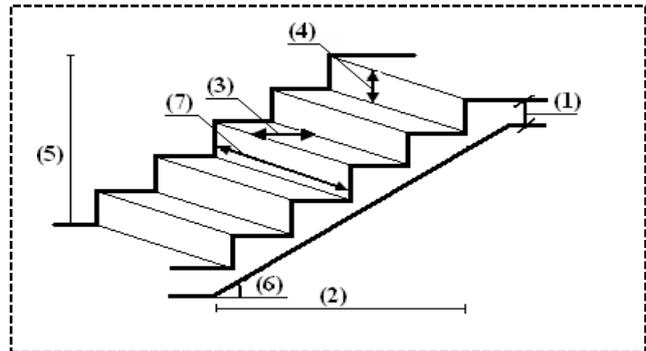


Fig.II.8:Escalier.

6: inclinaison de la paillasse (**α**)

7: emmarchement.

b) Dimensionnement :

Dans notre projet on distingue un seul type d'escalier à deux volées :

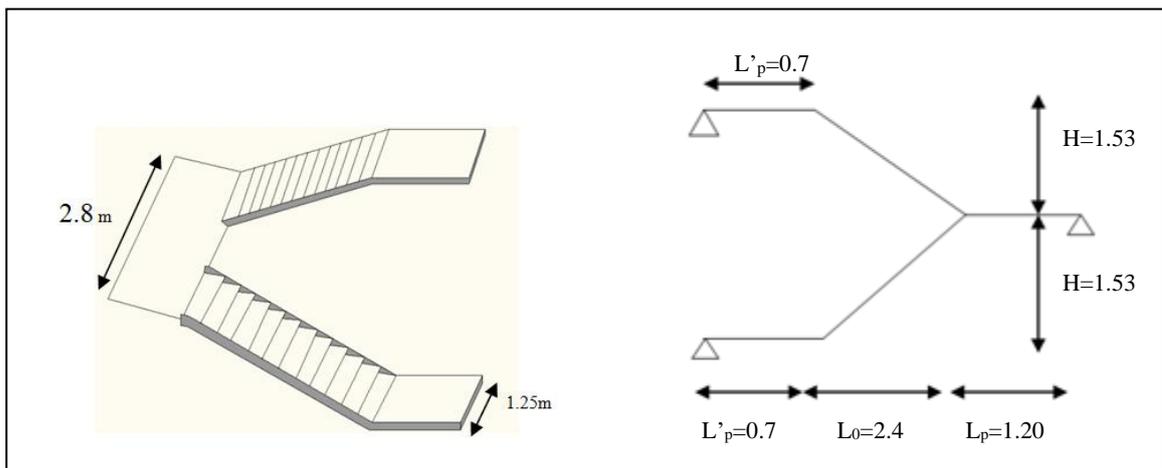


Fig.II.9 : Schéma statique d'escalier

➤ **La marche et le contre marche :**

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur du contre marche

g: largeur de marche (giron).

On prend :

$$h = 17 \text{ cm}$$

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

Formule de BLONDEL :

$$59 \leq g+2h \leq 66$$

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

➤ **Nombre de contre marche:**

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur du contre marche

$$. n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées n = 18

Pour une volée n = 9

➤ **Longueur de la volée:**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

➤ **Inclinaison de la pailasse:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H : hauteur d'étage = 3.06 m

L : Longueur de la volée = 2.40 m

➤ **Épaisseur de la pailasse :**

La longueur développée est :

$$L = L_v + L_p + L'_p.$$

L_v : longueur de la volée (longueur développée)

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_v + L_p + L'_p = \sqrt{153^2 + 240^2} + 70 + 120 = 454.62 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } L_{\max} = 474.62 \text{ cm}$$

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 474.62 = (15.82 \div 23.73)$$

Soit $e = 16 \text{ cm}$.

II.1.2.5 : Les voiles :

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le **RPA99 V2003** l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq h_e/20$$

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

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m.}$$

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \right]$$

$$e \geq \max \left[\frac{261}{20}; 15 \right]$$

$$e \geq \max [13.05 ; 15] \Rightarrow \text{Soit } e = 15 \text{ cm}$$

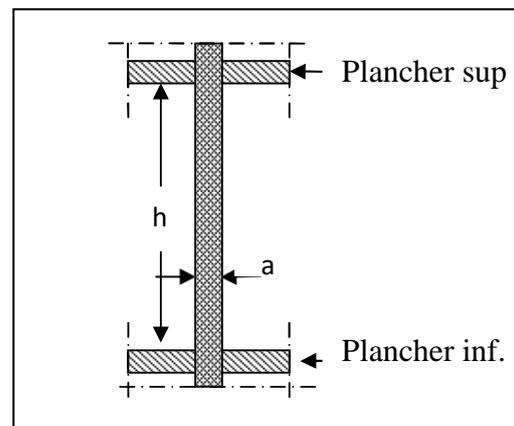


Fig.II.10 : Coupe transversale du voile

II.1.2.6: Les dalles pleines

a) Définition :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles). Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourés par des poteaux, murs et voiles, son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

b) Critère résistance au feu :

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

c) Critère résistance à la flexion :

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

- $e \geq \frac{lx}{20}$ Pour une dalle sur un seul appuis.
- $\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis .
- $\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$ Pour une dalle sur trois ou quatre appuis .

Avec :

- lx : la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable) .
- e : Epaisseur de la dalle.

Dans ce projet on distingue deux types de dalle pleine :

- **1^{er} type de panneau (une dalle sur deux appuis) :**

$$L_x = 2.00 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 2.35 \text{ m}.$$

$$\frac{235}{35} \leq e \leq \frac{235}{30} = 6.71 \leq e \leq 7.83$$

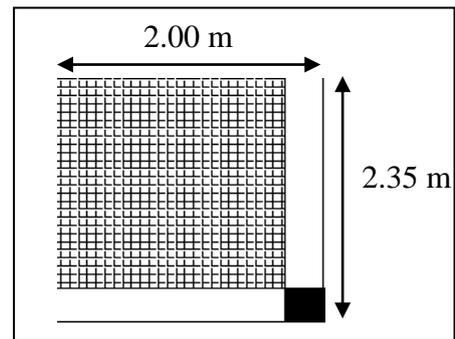


Fig.II.11 : Dalle sur deux appuis

- **2^{ème} type de panneau (une dalle sur quatre appuis) :**

$$L_x = 5.7 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 6.52 \text{ m}$$

$$\frac{652}{50} \leq e \leq \frac{652}{40} = 13.04 \leq e \leq 16.30$$

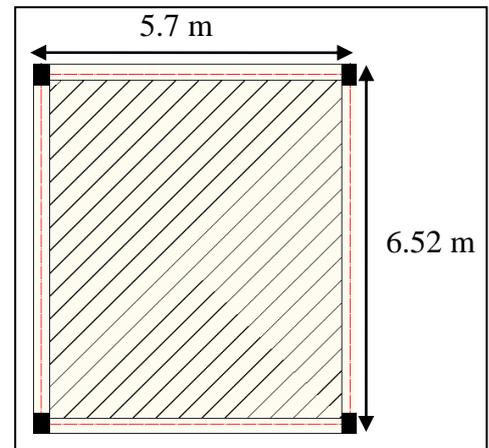


Fig.II.12 : Dalle sur quatre appuis

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré-dimensionnement se fera suivant la condition coupe-feu, d'où on opte pour une épaisseur :

$e = 15 \text{ cm}$.

II.1.2.7 : Ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+8+entre sols) à usage d'habitation + commercial+ parking on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

II.1.2.8 : Conclusion :

Éléments	Sections
✓ Poteaux	(45x50) cm ²
✓ Poutre principale	(45x30) cm ²
✓ Poutre secondaire	(30x40) cm ²
✓ Voile	18 cm
✓ plancher	(25+5) cm
✓ dalle pleine (balcon)	15 cm
✓ dalle pleine (étage courant)	15 cm
✓ dalle pleine (escalier)	16 cm

Tab.II.1 : Conclusion

II.2 : Evaluation des charges appliquées :

II.2.1 : Introduction :

La descente de charge a pour but la détermination des charges et des surcharges revenant à chaque élément porteur de la structure au niveau de chaque niveau.

G : Charge permanente.

Q : Charge d’exploitation

II.2.2 : Détermination des charges appliquées :

Suivant le **DTR B.C.2.2** les charges permanentes (**G**) pour les planchers à corps creux sont définies comme suit:

II.2.2.1 : Plancher terrasse accessible:

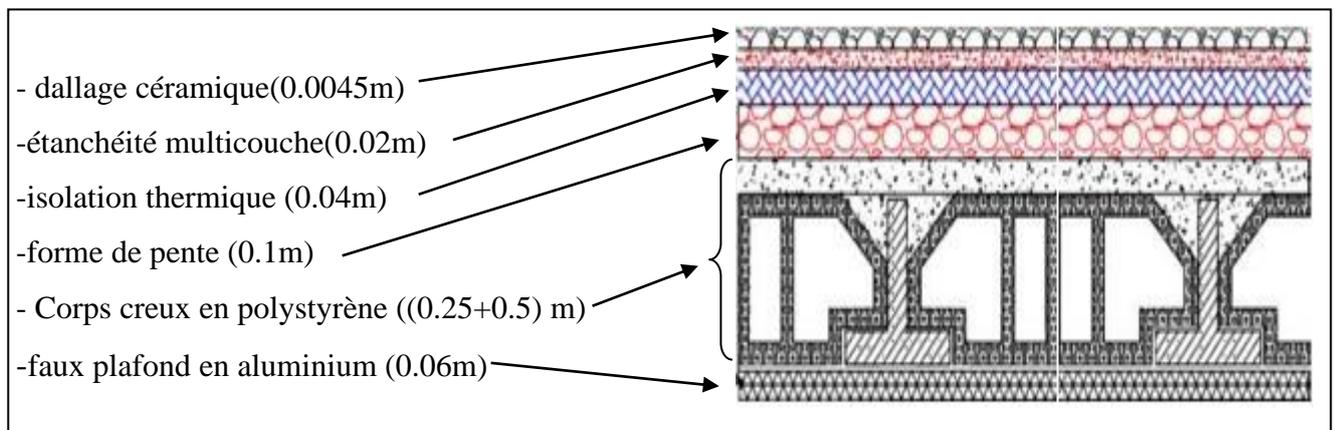
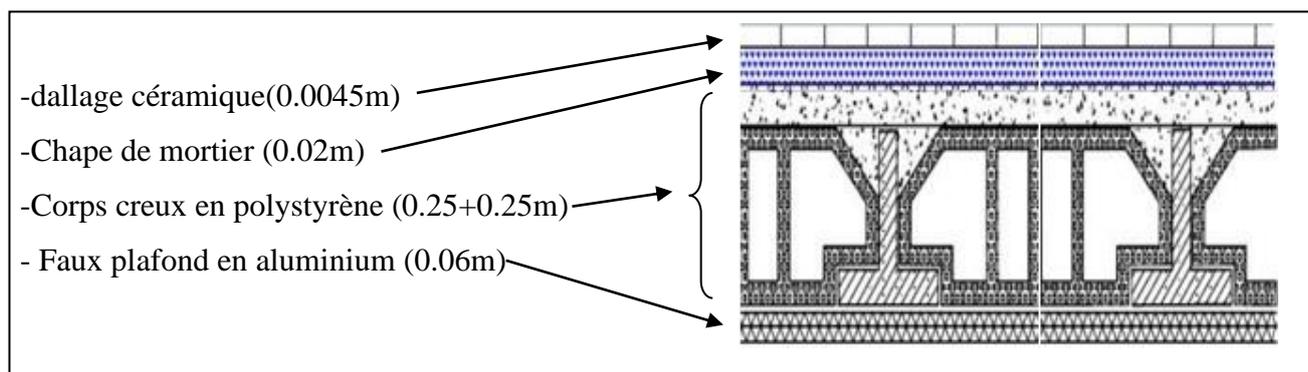


Fig.II.13 : Schéma d'un plancher de terrasse accessible.

N°	Couches	Epaisseur	Poids volumique	Poids
		(m)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1	dallage céramique (5x5)	0.0045	20	0.50
2	Etanchéité Multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente (béton non armé)	0.1	22.00	2.2
4	Corps creux en polystyrene (25+5)	0.30	--	2.80
5	Isolation thermique (liege)	0.04	4.00	0.16
6	faux plafond en aluminum	0.06	10.00	0.6
G (KN/m²)				6.38
Q (KN/m²)				1.5

Tab.II.2 : Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux.

II.2.2.2: Plancher courant:



FigII.14 : Schéma d'un plancher d'étage courant.

N°	Couches	Epaisseur	Poids volumique	pois
		(m)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1	dallage céramique (5x5)	0.0045	20	0.50
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Corps creux en polystyrene (25+5)	0.30	--	2.80
4	Cloisons	/	/	1.00
5	faux plafond en aluminium	0.06	10.00	0.6
G (KN/m²)				5.3
Q (KN/m²)				1.5

Tab.II.3 : Evaluation des charges revenant au plancher courant (25+5).

II.2.2.3: L'escalier:

a) Paillasse:

N°	Couche		Epaisseur	Poids volumique	poids
			(m)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1	dalle pleine		$\frac{e}{\cos\alpha} = 0.18$	25	4.5
2	Dallage céramique (5x5)	Horizontal	0.0045	20	0.50
		Vertical	0.0045	20	0.50
3	Mortier de pose	Horizontal	20	1.00	0.40
		Vertical	20	0.6	0.23
4	Enduit de ciment		0.02	-	0.36
5	poids des marches		$0.17/2 = 0.085$	22	1.87
6	Garde de corps		/	/	0.60
G(Kn/m²)					8.96
Q(Kn/m²)					2.5

Tab.II.4 : Evaluation des charges permanentes dans le paillasse d'escalier.

b) Palier :

N°	Couches	Epaisseur	Poids volumique	Poids
		(m)	(KN/m)	(KN/m ²)
1	dalle pleine	0.16	25	4
2	dallage céramique (5x5)	0.0045	20	0.50
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Enduit de ciment	0.02	-	0.36
G (KN/m²)				5.26
Q (KN/m²)				2.5

Tab.II.5 : Évaluation des charges revenant aux paliers en dalle pleine.

II.2.2.4: Les murs :

a) Les murs extérieurs:

N°	Composants	Épaisseur (m)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
1	Enduit intérieur en plâtre	0.02	-	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Brique creuse	0.15	9	1.35
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	-	0.36
G (KN/m²)				2.81

Tab.II.6 : Evaluation des charges permanentes dans les murs extérieurs

b) Les murs intérieur :

N°	Composants	Épaisseur (m)		(KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	-	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02		0.2
G (KN/m²)				1.3

Tab.II.7 : Evaluation des charges permanentes dans les murs extérieurs

II.2.2.5: Dalle pleine :

a) Etage courant :

N°	Couches	Epaisseur	Poids volumique	poids
		(m)	(KN/m)	(KN/m ²)
1	dalle pleine	0.15	25	3.75
2	dallage céramique (5x5)	0.0045	20	0.50
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	faux plafond en aluminium	0.06	10.00	0.6
5	Cloisons	/	/	1.00
G (KN/m²)				6.25
Q(KN/m²)				1.5

Tab.II.8 : Évaluation des charges revenant aux étages courant dalle pleine.

b) Balcon terrasse :

N°	Couches	Epaisseur	Poids volumique	poids
		(m)	(KN/m)	(KN/m ²)
1	dalle pleine	0.15	25	3.75
2	dallage céramique (5x5)	0.0045	20	0.50
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	-	0.36
5	Étanchéité Multicouche	0.02	6	0.12
6	Forme de pente (béton non armé)	0.1	22.00	2.2
G (KN/m²)				7.33
Q(KN/m²)				3.5

Tab.II.9 : Évaluation des charges revenant aux Balcon terrasse.

c) Balcon étage courant :

N°	Couches	Epaisseur	Poids volumique	poids
		(m)	(KN/m)	(KN/m ²)
1	dalle pleine	0.15	25	3.75
2	dallage céramique (5x5)	0.0045	20	0.50
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	-	0.36
G (KN/m²)				5.01
Q(KN/m²)				3.5

Tab.II.10 : Évaluation des charges revenant aux Balcon étage courant.

II.2.2.6: Conclusion :

Elements	Charges Q (KN/m ²)	Charges G (KN/m ²)
✓ Plancher terrasse accessible	1.50	6.38
✓ Plancher étage courant	1.50	5.3
✓ Plancher dalle pleine	1.50	6.25
✓ Balcon (terrasse)	3.5	7.33
✓ Balcon (étage courant)	3.5	5.01
✓ L'escalier (Palier)	2.5	5.26
✓ L'escalier (Paillasse)	2.5	8.96
✓ Murs intérieur	-	1.3
✓ Murs extérieurs	-	2.81

Tab.II.11 : Conclusion.

II.3 : La descente de charge des éléments :

II.3.1 : Le rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.3.2 : Loi de dégression : D'après D.T.R.BC.2.2 (ART 6.3)

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Donc on a :

$$Q_8 = Q \times 1 = 1,5 \times 1 = 1.5 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_7 = Q_6 = Q \times 0.9 = 1,5 \times 0,9 = 1.35 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_5 = Q \times 0.8 = 1,5 \times 0,8 = 1.2 \text{ KN / m}^2$$

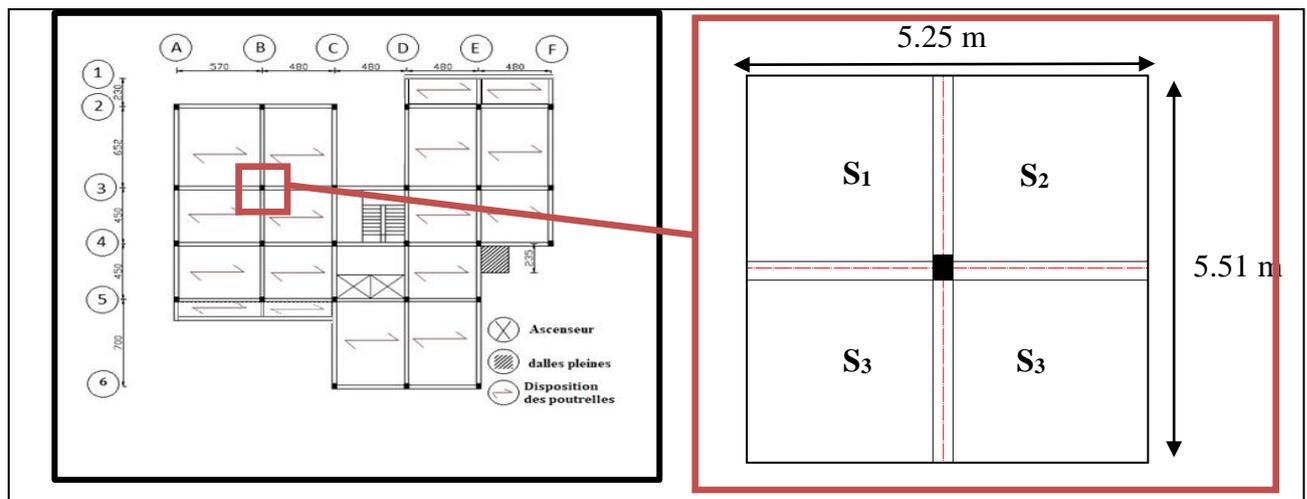
$$Q_4 = Q \times 0.7 = 1,5 \times 0,7 = 1.05 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_3 = Q \times 0.6 = 1,5 \times 0,6 = 0.9 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_2 = Q \times 0.5 = 1,5 \times 0,5 = 0.75 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_1 = Q \times 0.5 = 1,5 \times 0,5 = 0.75 \text{ KN / m}^2$$

II.3.3 : La descente de charge:



FigII.15 : Surface afférente du poteau B3.

Niveau	Eléments							Les charges					
								g	q	G(KN)	Q(KN)		
1-1	Plancher terrasse =			5.3	x	5.5	=	28.93	6.38	1.5	184.557	43.39125	
	Poutre principal =	0.3	x	0.45	x	5.5	=	0.74	25		18.596		
	Poutre secondaire =	0.3	x	0.40	x	5.3	=	0.63	25		15.750		
	Poteau =	0.45	x	0.50	x	3.06	=	0.69	25		17.213		
	Poutre principal =	0.3	x	1	x	5.5	=	1.65	3.58	1.5	5.918	2.4795	
	Poutre secondaire =	0.3	x	1	x	5.3	=	1.58	3.58	1.5	5.639	2.3625	
	Poteau =	0.45	x	0.5	x	1	=	0.20	3.58	1.5	0.725	0.30375	
	Total											248.397	48.537
	venant 1 – 1											248.397	48.537
2-2	Plancher Etage =			5.3	x	5.5	=	28.93	5.3	1.5	153.316	43.39125	
	Poutre principal =	0.3	x	0.45	x	5.5	=	0.74	25		18.596		
	Poutre secondaire =	0.3	x	0.40	x	5.3	=	0.63	25		15.750		
	Poteau =	0.45	x	0.50	x	3.06	=	0.69	25		17.213		
	Poutre principal =	0.3	x	1	x	5.5	=	1.65	2.5	1.5	4.133	2.4795	
	Poutre secondaire =	0.3	x	1	x	5.3	=	1.58	2.5	1.5	3.938	2.3625	
	Total											212.945	48.23325
	venant 2 – 2											461.342	96.77025
3-3	Plancher Etage =			5.3	x	5.5	=	28.93	5.3	1.5	153.316	43.39125	
	poutre principal =	0.3	x	0.45	x	5.5	=	0.74	25		18.596		
	poutre secondaire =	0.3	x	0.40	x	5.3	=	0.63	25		15.750		
	Poteau =	0.45	x	0.50	x	3.06	=	0.69	25		17.213		
	poutre principal =	0.3	x	1	x	5.5	=	1.65	2.5	1.5	4.133	2.4795	
	poutre secondaire =	0.3	x	1	x	5.3	=	1.58	2.5	1.5	3.938	2.3625	
	Total											212.945	45.8215875
	venant 3 – 3											674.286	142.5918375
4-4	Plancher Etage =			5.3	x	5.5	=	28.93	5.3	1.5	153.316	43.39125	
	poutre principal =	0.3	x	0.45	x	5.5	=	0.74	25		18.596		
	poutre secondaire =	0.3	x	0.40	x	5.3	=	0.63	25		15.750		
	Poteau =	0.45	x	0.50	x	3.06	=	0.69	25		17.213		

	poutre principal =	0.3	x	1	x	5.5	=	1.65	2.5	1.5	4.133	2.4795
	poutre secondaire =	0.3	x	1	x	5.3	=	1.58	2.5	1.5	3.938	2.3625
	Total										212.945	38.5866
	venant 4 – 4										887.231	181.1784375
5-5	Plancher Etage =			5.3	x	5.5	=	28.93	5.3	1.5	153.316	43.39125
	poutre principal =	0.3	x	0.45	x	5.5	=	0.74	25		18.596	
	poutre secondaire =	0.3	x	0.40	x	5.3	=	0.63	25		15.750	
	Poteau =	0.45	x	0.50	x	3.06	=	0.69	25		17.213	
	poutre principal =	0.3	x	1	x	5.5	=	1.65	2.5	1.5	4.133	2.4795
	Poutre secondaire =	0.3	x	1	x	5.3	=	1.58	2.5	1.5	3.938	2.3625
	Total											212.945
	venant 5 – 5										1100.175	214.9417125
6-6	Plancher Etage =			5.3	x	5.5	=	28.93	6.25	1.5	180.797	43.39125
	poutre principal =	0.3	x	0.45	x	5.5	=	0.74	25		18.596	
	Poutre secondaire =	0.3	x	0.40	x	5.3	=	0.63	25		15.750	
	Poteau =	0.45	x	0.50	x	3.06	=	0.69	25		17.213	
	poutre principal =	0.3	x	1	x	5.5	=	1.65	2.5	1.5	4.133	2.4795
	Poutre secondaire =	0.3	x	1	x	5.3	=	1.58	2.5	1.5	3.938	2.3625
	Total											240.426
	venant 6 – 6										1340.601	243.8816625
7-7	Plancher Etage =			5.3	x	5.5	=	28.93	5.3	1.5	153.316	43.39125
	poutre principal =	0.3	x	0.45	x	5.5	=	0.74	25		18.596	
	Poutre secondaire =	0.3	x	0.40	x	5.3	=	0.63	25		15.750	
	Poteau =	0.45	x	0.50	x	3.06	=	0.69	25		17.213	
	poutre principal =	0.3	x	1	x	5.5	=	1.65	2.5	1.5	4.133	2.4795
	Poutre secondaire =	0.3	x	1	x	5.3	=	1.58	2.5	1.5	3.938	2.3625
	Total											212.945
	venant 7 – 7										1553.546	267.9982875
8-8	Plancher Etage =			5.3	x	5.5	=	28.93	5.3	1.5	153.316	43.39125
	poutre principal =	0.3	x	0.45	x	5.5	=	0.74	25		18.596	
	Poutre secondaire =	0.3	x	0.40	x	5.3	=	0.63	25		15.750	
	Poteau =	0.45	x	0.50	x	3.06	=	0.69	25		17.213	

	poutre principal =	0.3	x	1	x	5.5	=	1.65	2.5	1.5	4.133	2.4795
	Poutre secondaire =	0.3	x	1	x	5.3	=	1.58	2.5	1.5	3.938	2.3625
	Total										212.945	24.116625
	venant 8 – 8										1766.490	292.1149125
9-9	Plancher Etage =			5.3	x	5.5	=	28.93	5.3	1.5	153.316	43.39125
	poutre principal =	0.3	x	0.45	x	5.5	=	0.74	25		18.596	
	Poutre secondaire =	0.3	x	0.40	x	5.3	=	0.63	25		15.750	
	Poteau =	0.45	x	0.50	x	3.06	=	0.69	25		17.213	
	poutre principal =	0.3	x	1	x	5.5	=	1.65	2.5	1.5	4.133	2.4795
	Poutre secondaire =	0.3	x	1	x	5.3	=	1.58	2.5	1.5	3.938	2.3625
	Total											212.945
	venant 9 – 9										1979.435	316.2315375
10-10	Plancher Etage =			5.3	x	5.5	=	28.93	6.25	5	180.797	144.6375
	poutre principal =	0.3	x	0.45	x	5.5	=	0.74	25		18.596	
	poutresecondaire =	0.3	x	0.40	x	5.3	=	0.63	25		15.750	
	Poteau =	0.45	x	0.50	x	3.06	=	0.69	25		17.213	
	poutre principal =	0.3	x	1	x	5.5	=	1.65	2.5	5	4.133	8.265
	poutresecondaire =	0.3	x	1	x	5.3	=	1.58	2.5	5	3.938	7.875
	Total											240.426
	venant 10 – 10										2219.860	396.6202875

Tab.II.12 : Descente des charges du poteau B3

➤ N à la base :

$$G = 2219.483\text{KN} ; Q = 396.6202875\text{KN}$$

- $Nu = 1.35G + 1.5Q$

$$Nu = 1.35 \times 2219.860 + 1.5 \times 396.6202875 = 3591.741431\text{KN}$$

- $Nser = G + Q$

$$Nser = 2219.860 + 396.6202875 = 2616.480288\text{ KN}$$

II.3.4 : Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :

- Vérification à la compression simple.
- Vérification au flambement

a) Vérification au flambement :

D'après le **BAEL91 (B.8.4, 1)** la vérification suivante est indispensable :

$$N_U \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{-----(1)}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

Avec :

Br = b-2 × h-2 : Section réduite du poteau en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement (λ)

A : Section d'armature comprimée.

γs=1.15 : Coefficient de sécurité de l'acier.

γb=1.5 : Coefficient de sécurité du béton.

fe= 400 MPa

$$\text{Nous avons : } \alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que :

lf=0.7×L0: Longueur de flambement.

L0: Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

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

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

Nous avons : $L_0 = 3.06 - 0.50 = 2.56 \text{ m} \Rightarrow l_f = 1.792 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0.5^2}{12}} = 0.144 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\lambda = 1.792 / 0.144 = 12.444 < 50$

Donc $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12.44}{35}\right)^2} = 0.829$

$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 450 \times 500}{100} = 450 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(450+500)}{100} = 76 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.7 \% Br \text{ (zone I)}$

$Br = (45 - 2 \times 50 - 2) \times 10^{-4} = 0.21 \text{ m}^2 = 210000 \text{ mm}^2$

$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.7}{100} Br = \frac{0.7}{100} 210000 = 1470 \text{ mm}^2$

D'après la formule (1) :

Niveau	N_u (N)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N}_u (N)	condition
	3591.741431	450	1470	1470	210000	6299408.804	V

Tab.II.13 : Récapitulatif des résultats

b) Vérification à la compression simple :

D'après le **RPA 99 (ART 7.4.3.1)** :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

$N_d = N_{\text{ser}} + 5\%N_{\text{ser}} = 2747.304302 \text{ N}$

$v = \frac{2747304.302}{225000 \times 25} = 0.48 \geq 0.3 \text{ ----- (C.N.V)}$

$$\frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}} \leq B_c$$

$$BC \geq \frac{N_d}{7.5} \longrightarrow BC \geq \frac{2747304.302}{7.5} = 366307.24 \text{ mm}^2 = 3663.0724 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{BC} = 60.52 \text{ cm}$$

Alors on prend : **h=65 cm** ; **b= 60 cm** .

CHAPITRE III :

Etude des éléments secondaires

Chapitre III : Etude 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 participent pas au contreventement de la structure. L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- ❖ Escaliers
- ❖ Poutre palière
- ❖ Balcons
- ❖ Planchers

III.2: Etudes des planchers:

III.2.1. Introduction:

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de:

- ✓ Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique

III.2.2: Fonctions nécessaires du plancher:

- ✓ Résistance mécanique.
- ✓ Rigidité aux déformations.
- ✓ Etanchéité.
- ✓ Isolation thermique.
- ✓ Résistance à l'incendie accidentel.
- ✓ Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- ✓ Economique de matières et de fabrication.

III.2.3: Calcul des poutrelles:

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

➤ **Plancher terrasse accessible**

$G = 6.38 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 6.38 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 7.06095 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times b = (6.38 + 1.5) \times 0.65 = 5.122 \text{ KN/ml}$

$P_u = 7.06 \text{ KN/ml}$

$P_s = 5.12 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant**

$q_u = 9.40 \text{ KN/ml}$

$q_s = 6.8 \text{ KN/ml}$

III.2.4: Combinaisons d'actions et calculs des charges :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse accessible	6.38	1.5	10.86	7.06	7.88	5.12
Plancher Etage courant	5.30	1.5	9.4	6.11	6.8	4,42

Tab. III.1 : Combinaisons d'actions

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

III.2.4.1: Condition d'application :

✓ Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

a) Plancher étage courant :

$G = 5.3 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5.3 = 10.6 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{C.V}$

b) Plancher terrasse accessible :

$G = 6.38 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.38 = 12.76 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{C. V}$

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

Type 1 :

$0.8 \leq \frac{5.70}{4.80} = 1.18 \rightarrow \text{C. V}$

Type 2 :

- $0.8 \leq \frac{5.70}{4.80} = 1.18 \rightarrow \text{C. V}$

- $0.8 \leq \frac{4.80}{4.80} = 1 = \frac{4.80}{4.80} = 1 \rightarrow \text{C. V}$

✓ Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée **C.V**

✓ Fissuration peu nuisible **C.V**

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.4.2: Calcul des moments :

➤ **Le moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

➤ **Les moments en appui :**

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

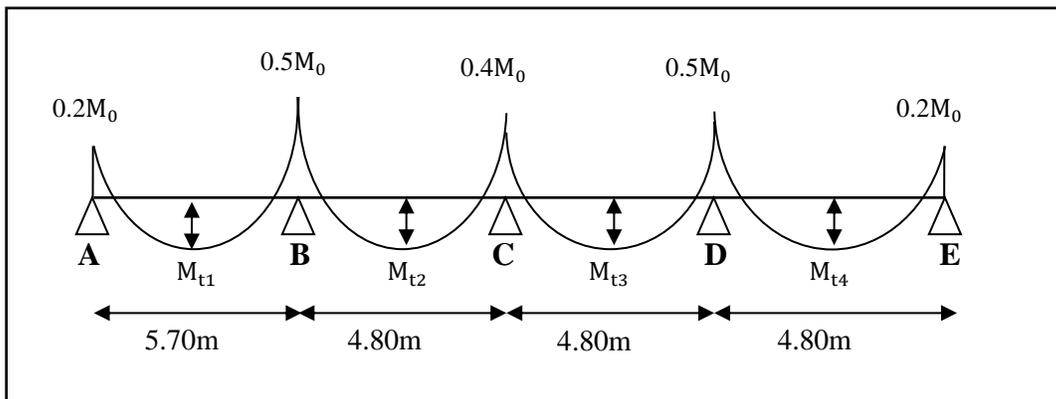


Fig.III.1 : Diagramme de moment (type2).

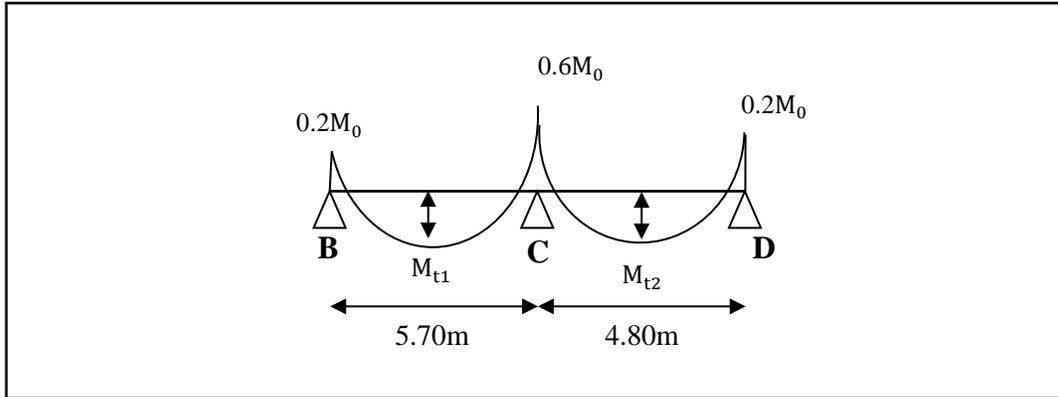


Fig.III.2 : Diagramme de moment (type1).

➤ Les moments en travée :

$$M_T = \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée de rive)} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

M₀ : Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit.

M_g : Moment gauche.

III.2.4.3: Calcul (α) le rapport des charges :

$$\alpha_{\text{étage}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.30} = 0.22$$

$$\alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 6.38} = 0.19$$

III.2.4.4: Etude de plancher terrasse :

Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

a) Calcul de moment :

➤ La travée de rive :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

➤ La travée intermédiaire :

$$M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g - M_d}{2} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

✓ A L'ELU : $P_u = 7.06 \text{ KN/ml}$

Type	Travée	L (m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
2	A-B	5,70	7.06	28,68	5.734	14.33	20.28	-15.82	24.43
	B-C	4,80	7.06	20.34	14.33	8.13	10.75	-20.05	18.64
	C-D	4,80	7.06	20.34	8.13	10.17	12.35	-15.92	18.64
	D-E	4,80	7.06	20.34	10.17	4.067	14.38	-20.00	18.64
1	B-C	5,70	7.06	28.68	5.73	17.20	21.71	-23.14	20.12
	C-D	4,80	7.06	28.34	17.20	5.66	12.89	-16,95	19.48

Tab. .III.2 : Etude de plancher terrasse L'ELU

✓ A L'E.L.S : $P_{ser} = 5.12 \text{ KN/ml}$

Type	Travée	L (m)	Ps (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
2	A-B	5,70	5.12	20.80	4.16	10.40	14.71
	B-C	4,80	5.12	14.75	10.40	5.90	7.8
	C-D	4,80	5.12	14.75	5.90	7.37	8.96
	D-E	4,80	5.12	14.75	7.37	2.95	10.43
1	B-C	5,70	5.12	20.80	4.16	12.48	15.75
	C-D	4,80	5.12	14.75	12.48	2.9	9.27

Tab.III.3 : Etude de plancher terrasse L'ELS

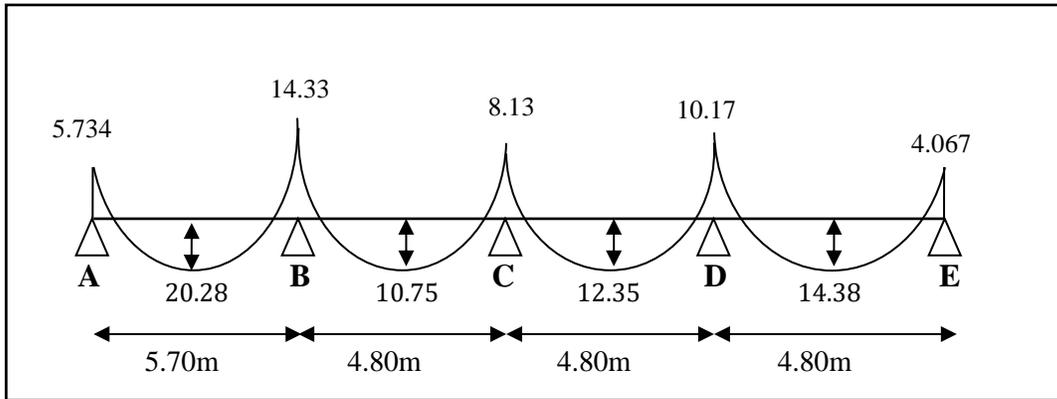


Fig.III.3 : Diagramme des moments type 02 a L'E.L. U (terrasse accessible).

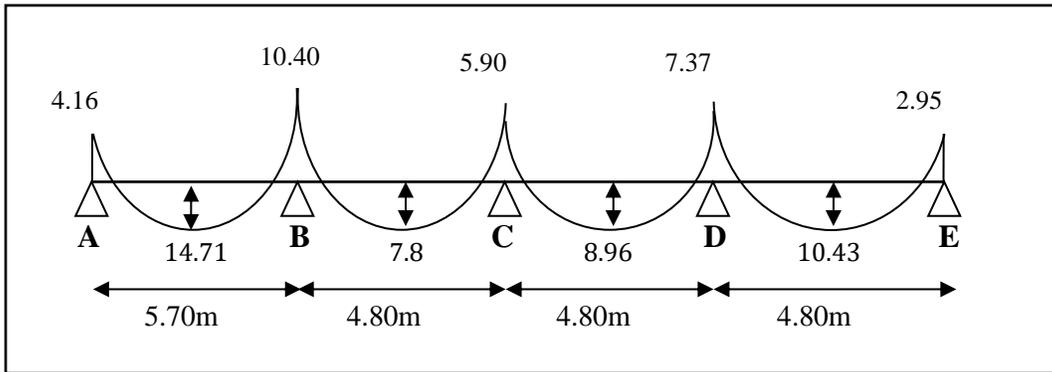


Fig.III.4 : Diagramme des moments type 02 a L'E.L. S (terrasse accessible).

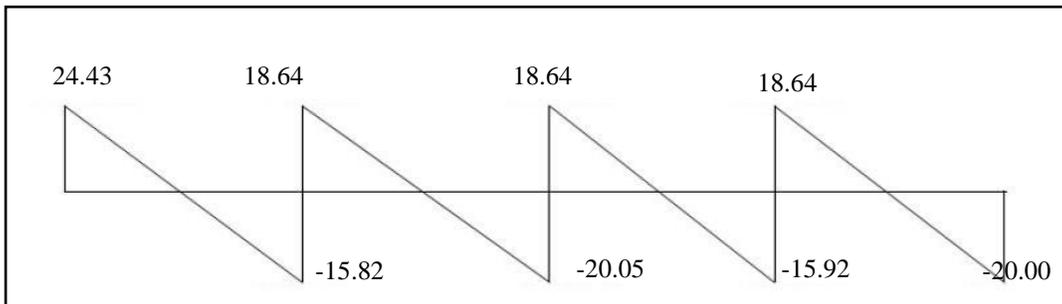


Fig.III.5 : Diagramme des efforts tranchants type 02 a L'E.L. U (terrasse accessible) .

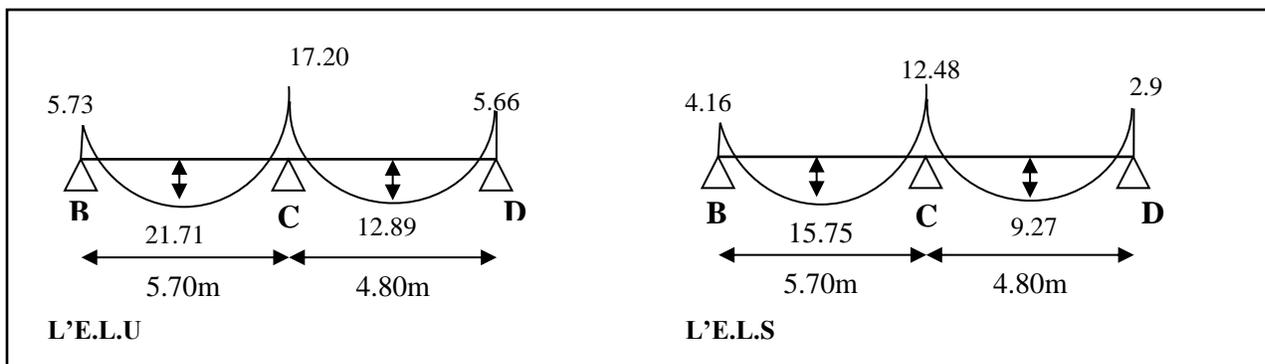


Fig.III.6 : Diagramme des efforts tranchants type 01 (terrasse accessible) .

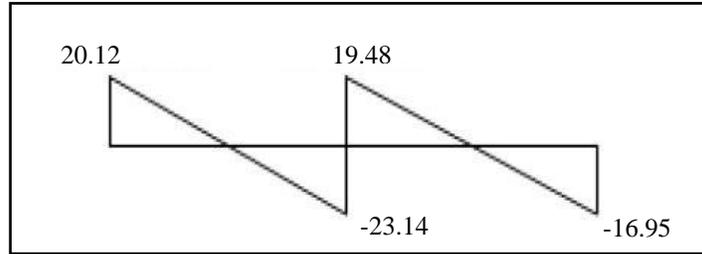


Fig.III.7 : Diagramme des efforts tranchants type 01 à l'ELU (terrasse accessible) .

III.2.4.5: Etude de plancher étage courant :

Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

a) Calcul de moment :

➤ La travée de rive :

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

➤ La travée intermédiaire :

$$M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$$

$$M_t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g - M_d}{2} \\ \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

✓ A l'ELU : $P_u = 6.11 \text{ KN/ml}$.

Type	Traveé	L (m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
1	A-B	5.7	6.11	24.83	4.96	12.41	17.78	-13.70	21.15
	B-C	4.8	6.11	17.61	12.41	7.04	9.39	-17.36	16.13
	C-D	4.8	6.11	17.61	7.04	8.80	10.85	-13,79	16.13
	D-E	4.8	6.11	17.61	8.80	3.52	12.61	-17.31	16.13
2	B-C	5.7	6.11	24.83	4.96	14.89	19.02	-20.036	17.42
	C-D	4.8	6.11	17.61	14.89	3.52	11.15	-14.67	16.87

Tab.III.4 : Etude de plancher étage courant L'ELU

✓ A L'E.L.S : $P_{ser} = 4.42 \text{ KN/ml}$

Type	Travée	L (m)	Ps (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
1	A-B	5.70	4,42	17.95	3.59	8.97	12.86
	B-C	4.8	4,42	12.73	8.97	5.09	6.79
	C-D	4.8	4,42	12.73	5.09	6.36	7.84
	D-E	4.8	4,42	12.73	6.36	2.54	9.12
2	B-C	5.7	4,42	17.95	3.59	10.77	13.75
	C-D	4.8	4,42	12.73	10.77	2.54	8.06

Tab.III.5 : Etude de plancher étage courant L'ELS.

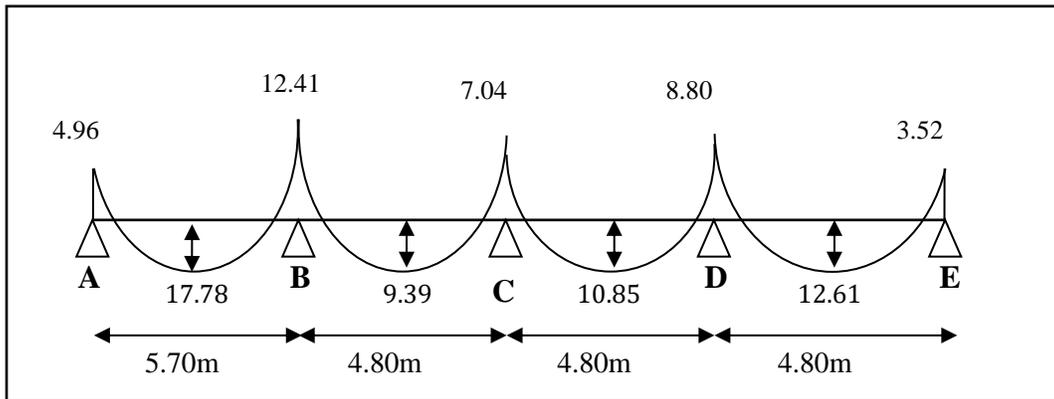


Fig.III.8 : Diagramme des moments type 02 a L'E.L.U (étage courant).

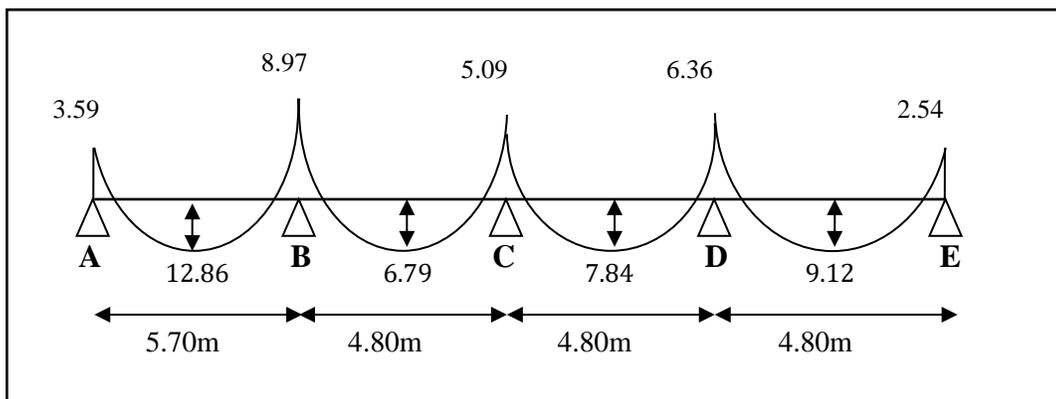


Fig.III.9 : Diagramme des moments type 02 a L'E.L. S (étage courant).

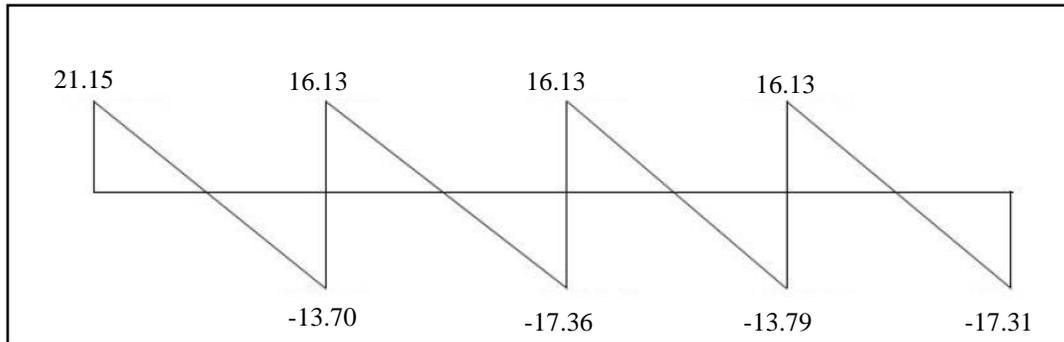


Fig.III.10 : Diagramme des efforts tranchants type 02 à L'E.L. U (étage courant).

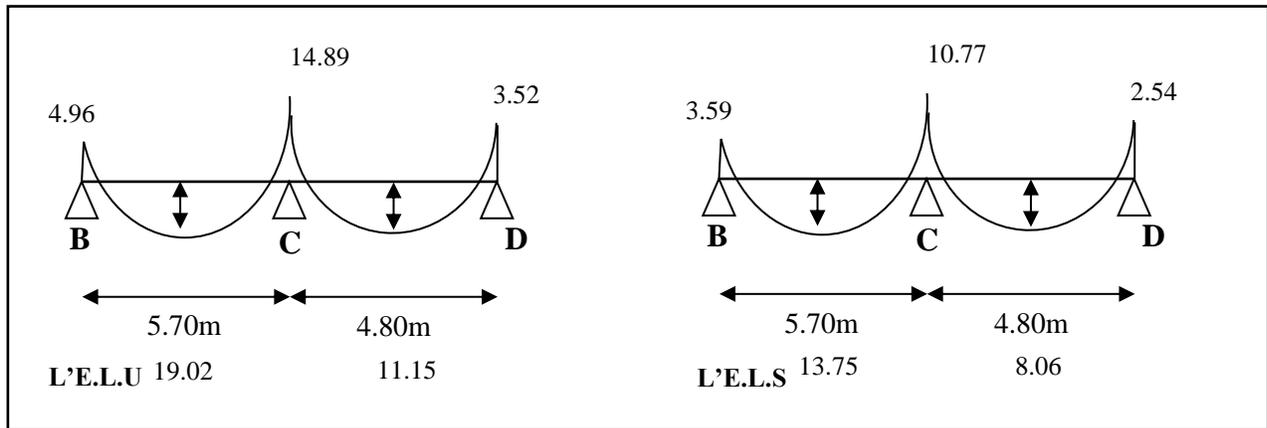


Fig.III.11 : Diagramme des efforts tranchants type 01 (étage courant).

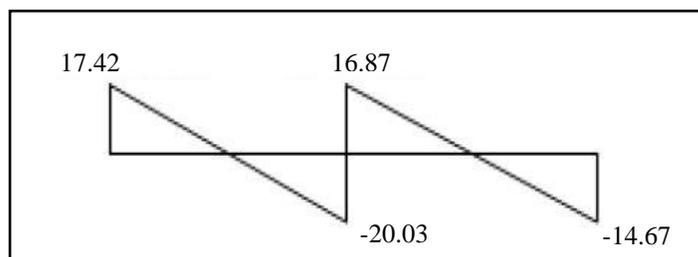


Fig.III.12 : Diagramme des efforts tranchants type 01 à L'E.L. U (étage courant).

III.2.4.6: Calcul du ferrailage :

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$

$h = 30 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$

a) Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\varphi}{2}$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1}$$

$$\varphi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{30}{10} = 3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow c_0 = 1.5 \text{ cm} \Rightarrow c \geq 1.5 + \frac{3}{2} = 3 \text{ cm}$$

Donc on adopte $C = 3 \text{ cm} \rightarrow d = h - c = 30 - 3 = 27$

$$d = 27 \text{ cm} \quad ; \quad c = 3 \text{ cm}$$

	M max (appui)	M max (travée)	Tmax
E.L.U	17200 N.m	21710 N.m	24430 N.m
E.L.S	12480 N.m	15750 N.m	

Tab.III.6 : récapitulatif des résultats

b) Calcul des armatures longitudinales :

➤ **E.L.U**

*En travées :

$$M_t^{\max} = 21710 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant (M_0) équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$= 14.2 \times 65 \times 5 \left(27 - \frac{5}{2} \right) = 113067.5 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 21710 \text{ N.m} \leq M_0 = 113067.5 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = 0.0322 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

***En appuis :**

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

Elements	M (N.m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
sur appuis	17200	0.0255	0,392	0,375	0.85	2.15
sur travée	21710	0,0322	0,392	0.040	0,984	2.34

Tab.III.7 : Récapitulatif des résultats

➤ **E.L.S :**

D'après le **BAEL83**

* La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent $s \sigma$.

* La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	A	Mu (N.m)	Mser (N.m)	Y	f _c 28	α_1	Condition
Travée	2.34	21710	15750	1.37	25	0.43	Vérifiée
Appuis	2.15	17200	12480	1.37	25	0.43	Vérifiée

Tab.III.8 : Récapitulatif des résultats

III.2.4.7: Vérification

a) Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

-En travée : $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 27 \times 2.1/400 = 2.11 \text{ cm}^2$

-En appuis : $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 27 \times 2.1/400 = 0.32 \text{ cm}^2$

b) Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$\text{En travée : } A'_{\min} \geq 0,001 \times 65 \times 30 = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A'_{\min} \geq 0,001 \times 10 \times 30 = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{calcul}} ; A_{\min} ; A'_{\min})$$

Elément	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min'} (cm ²)	A (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	2.34	2.11	1.95	2.34	2T14 = 3.07
Appui	2.15	0.32	0,3	2.15	2T12 = 2.26

Tab.III.9 : Récapitulatif des résultats

c) Vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (A.5.1)

La contrainte tangente : **CBA93 article (A.5.1.1)**

$$\tau_u = T_u / (b_0 \times d).$$

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b₀ : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\text{On a } T_u = 24430 \text{ N.m}$$

$$\tau_u = \frac{24430}{100(270)} = \mathbf{0.90 \text{ Mpa}}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc **T_u** doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 > \tau_u = 0,90 \Rightarrow \text{Condition et vérifiée.}$$

d) Diamètre minimale Φ :BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10} \right).$$

φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \varphi_l, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{300}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \varphi_t \leq \min(8.57; 12; 10)$$

Soit $\varphi_t = 6mm$. FeE235 (BAEL (A.6.1, 252))

Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t=2\phi 6=0.57 \text{ cm}^2$;

e) Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow \min(24.3; 40cm) = 24.3cm.$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.48cm$$

$$* St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots\dots\dots \text{Avec } K = 1(\text{en flexion simple})$$

$$* St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 10 \times (0.9 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 38.80cm$$

$$\text{Soit } St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 24.3$$

On prend : $St = 20 \text{ cm}$.

f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1 ,313)

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$T_u \leq \frac{0,8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0,9d = 0,9 \times 27 = 24.3 \text{ cm}$

$$T_u = 24430N \leq \frac{0.8 \times 10 \times 24.3 \times 2500}{1.5 \times 2} = 162000N \dots\dots\dots CV$$

Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$$

$$A = 3.07cm^2 = 307 \text{ mm}^2.$$

$$\gamma_s \frac{T_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{24430}{400} = 70.23 \text{ mm}^2$$

$$A = 266mm^2 \geq 70.23 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots C. V$$

g) Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{30}{570} = 0.052 \geq \frac{21710}{15 \times 28680} = 0.050 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.07}{65 \times 27} = 0.00174 \leq 0.009 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{30}{570} = 0.052 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

III.2.4.8: La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE500 $f_e = 500\text{MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$$L_n = 65\text{cm} \quad 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 500 = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte } 5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement :

n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } S_t = 20\text{cm}$$

➤ Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

$$\text{On adopte } 3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement:

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

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

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

Présentation du ferrillage :

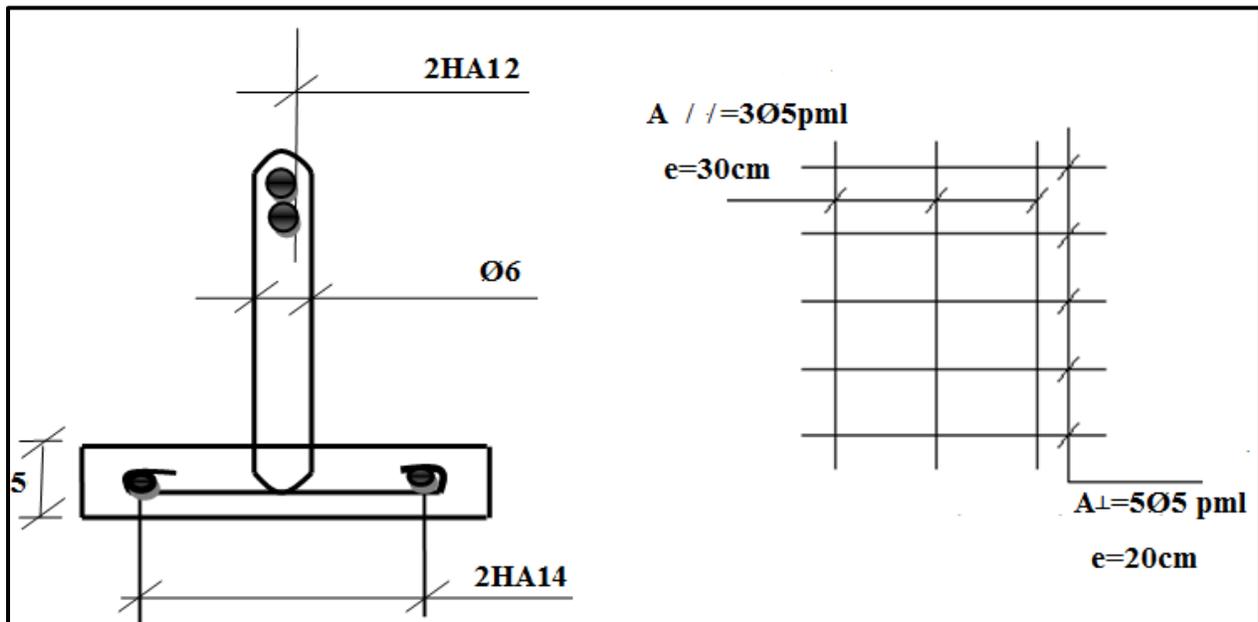


Fig.III.13 : Permillage des plancher.

III.2. Les Escaliers :

III.2.1. Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

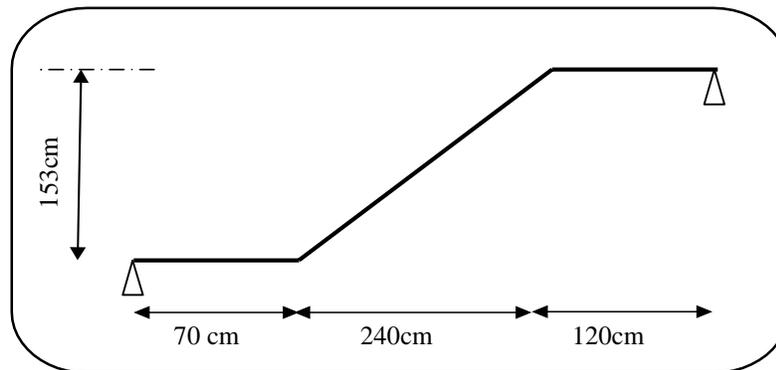


Fig.III.14 : Schéma de volée de l'escalier.

III .2.2 : Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

➤ Combinaison des charges :

a) Palier :

G =	5.26	(KN/m ²)
Q =	2.50	(KN/m ²)

b) Paillasse :

G =	8.96	(KN/m ²)
Q =	2.50	(KN/m ²)

➤ Combinaisons d'action :

- E.L.U : $P_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m$

- E.L.S : $P_{ser} = (G + Q) \times 1m$

	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
ELU	10.851	15.846
ELS	7.76	11.4

Tab.III.10 : Calcul des combinaisons

III.2.3 : Détermination des sollicitations :

➤ **L'ELU :**

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L = L_1 + L_2 + L_3}$$

$$q_{eq} = 13.63 \text{ kN/ml}$$

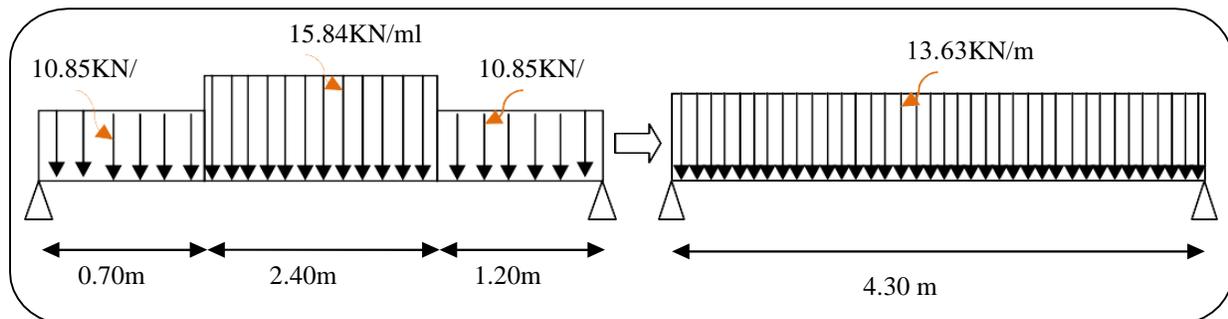


Fig.III.15 : Schéma statique à l'ELU

• **Moments et Effort Tranchants :**

$$q_{eq} = 13.63 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$$

$$M_0 = 31.50 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3M_0 = 9.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0 = 26.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = \frac{q_{eq} \cdot l}{2} = \frac{58.60}{2} = 29.30 \text{ KN}$$

➤ L'ELS :

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L = L_1 + L_2 + L_3}$$

$q_{eq} = 9.79 \text{ kN/ml}$

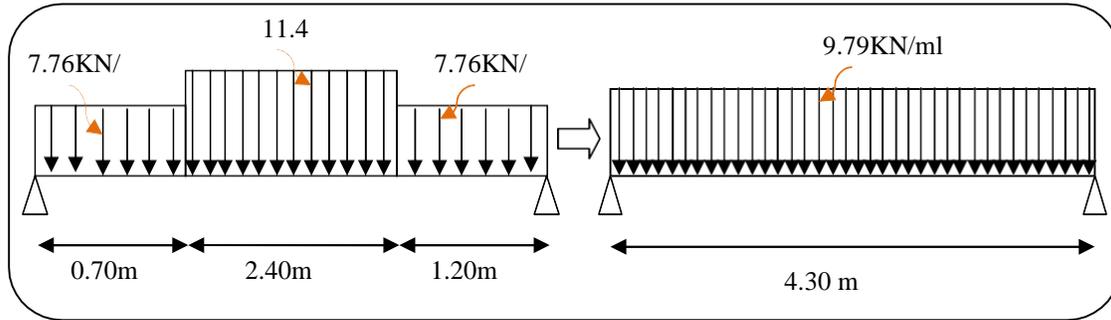


Fig.III.16 : Schéma statique à ELS.

• Moments et Effort Tranchants :

$q_{eq} = 9.79 \text{ kN/ml}$

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$

$M_0 = 22.62 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_0 = 6.78 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0 = 19.22 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{eq} \cdot l}{2} = \frac{48.63}{2} = 24.31 \text{ KN}$

	q_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	13.63	31.50	9.45	26.77	29.30
ELS	9.79	22.62	6.78	19.22	24.31

Tab.III.11 : Récapitulatif des résultats

III.2.4 : Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur.

➤ **Armatures longitudinales :**

- **E.L.U :**

$$f_c = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \mu_\ell = 0.392 \quad , \quad d = 0.9e$$

$$\mu < \mu_\ell \Rightarrow \lambda = 0 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad L' \text{enrobage : } c=2 \rightarrow h=16 \text{ cm ; } d=14.4 \text{ cm}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad ; \quad b=100 \text{ cm}$$

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0.1193	26770	19220	1,39	25	0,446	V
Sur appuis	0.0407	9450	6780	1,39	25	0,446	V

Tab.III.12 : Récapitulatif des résultats

- **E.L.S:**

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

• **Conditions de non fragilité :**

* **Section minimale d’armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)**

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

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times 100 \times 14.4 \times \frac{2,1}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

➤ $A_{s \min} \geq 1,73 \text{ cm}^2$

* **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A_{\min} \geq 0,001 \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} \geq 0,001 \cdot 100 \cdot 16 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} (\text{MAX}) = \max (A_{s \min} , A_{\min}) = A_{s \min} = 1,73 \text{ cm}^2$$

Donc $A = \max (A_s ; A_{\min} (\text{MAX})) = A_s$

	A_s (cm ²)	$A_{min MAX}$ (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	5.611	1,73	5.611	5HA12 = 5,65
Appuis	1.918	1,73	1.918	4HA8 = 2,01

Tab.III.13 : Armatures longitudinale choisi

- Les armatures de réparation :

$$A_r = A_s / 4$$

Elément	A_s (cm ²)	A_r (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	5.65	1.41	3HA8 = 1.509 cm²
Appuis	2.01	0.50	3HA8 = 1.509 cm²

Tab.III.14 : Armatures de réparation choisie

III.2.5 : Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)

a) Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (48; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{➤ Travée: } S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{➤ Appuis : } S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

b) Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 16; 45 \text{ cm}) = \min (64; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{➤ Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{➤ Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

III.2.6 : Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$T_u = 29300 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{29300}{1000 \times 144} = 0,203 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, **CBA93 article (A.5.1.2.1.1)** :

Donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}; \tau_u = 0,203 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

III.2.7 : Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5,1)

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{430} = 0,037 \geq \frac{0,85}{10} = 0,085 \quad (\text{C.N.V}) \dots\dots (1)$$

$$\triangleright \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.61}{100 \times 14.4} = 0,0038 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad (\text{C.V}) \dots\dots (2)$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{430} = 0,037 \geq 0,0625 \quad (\text{C.N.V}) \dots\dots (3)$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la flèche.

III.2.8 : Evaluation des flèches : CBA93 article (B.6.5.2) .

La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour

Valeur :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < f_{adm}$$

Avec :

$f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (**BAEL 91(art B.6.5,3)**).

- **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 5.65 \times 14.4}{100 \times 16 + 15 \times 5.65} = 8,32 \text{ cm}$$

- **Calcul du moment d'inertie rendue homogène :**

$$I_0 = \left[\frac{b \times h^3}{12} + b \cdot h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 \right] + \eta \cdot A \cdot (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 16^3}{12} + 100 \cdot 16 \left(\frac{16}{2} - 8.32 \right)^2 \right] + 15 \times 5.65 (14.4 - 8.32)^2$$

$$I_0 = 38342.07 \text{ cm}^4$$

- Déformations instantanées :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 14.4} = 0,00392$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05 \times 2.1}{(2+3 \times \frac{100}{100})0.00392} = 5.3571$$

- Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.14$$

III.2.9: Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

g : C'est l'ensemble des charges permanentes.

j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

- Charge après mise du revêtement(g):

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse}) + (G_{palier} \times L_{palier})}{L_{palier} + L_{paillasse} + L_{palier}}$$

$$g_{eq} = \frac{(5260 \times 1,2) + (8960 \times 2,4) + (5260 \times 0,7)}{4.30} = 7325,11 \text{ N/ml}$$

- Charge avant mise du revêtement(J):

$$J_{eq} = \frac{(G_{dalle\ plaine} \times L_{palier}) + (\text{poide de la paillasse} + \text{poide de marche}) \times L_{paillasse} + (G_{dalle\ plaine} \times L_{palier})}{L_{palier} + L_{paillasse} + L_{palier}}$$

$$J_{eq} = \frac{(5260 \times 1,2) + ((4500 + 1870) \times 2,4) + (5260 \times 0,7)}{4.30} = 5879,53 \text{ N/ml}$$

Charge à l'ELS :

$$P = g_{eq} + q = 7325,11 + 2500 = 9825,11 \text{ N/ml}$$

- Les moments correspondent:

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{7325,11 (4.3)^2}{8} = 16930.16 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{5879.53 (4.3)^2}{8} = 13589.06 \text{ N.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{9825.11 (4.3)^2}{8} = 22708.28 \text{ N.m}$$

- Calcul des contraintes de traction de l'armature :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0,00392 \times 100 = 0,392 \Rightarrow \beta_1 = 0,904 \text{ (Tableau BAEL 91 page 316)}$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 231.82 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 186,07 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 310,94 \text{ MPa.}$$

Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,4}{4 \times 0,00392 \times 231,82 + 2,4} = 0,304$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,4}{4 \times 0,00392 \times 186,07 + 2,4} = 0,210$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,4}{4 \times 0,00392 \times 310,94 + 2,4} = 0,422$$

Calcul des inerties :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 38342,07) / (1 + 2,14 \times 0,304) = 25552,70 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 38342,07) / (1 + 5,3571 \times 0,304) = 16045,40 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 38342,07) / (1 + 5,3571 \times 0,210) = 19847,74 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 38342,07) / (1 + 5,3571 \times 0,422) = 12934,74 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = 33019,44 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{vg} = 0,26 \text{ cm.}$$

$$I_{fi}^g = 26450,29 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ig} = 0,11 \text{ cm.}$$

$$I_{fv}^j = 34096,48 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ij} = 0,08 \text{ cm.}$$

$$I_{fv}^p = 16156,63 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ip} = 0,25 \text{ cm.}$$

Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179,55 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496,76 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[16930,16 \times (430^2)]}{[10 \times 11496,76 \times 25552,70]} = 1,06 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[16930,16 \times (430^2)]}{[10 \times 34179,55 \times 16045,40]} = 0,57 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[13589,06 \times (430^2)]}{[10 \times 11496,76 \times 19847,74]} = 1,101 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^j} = \frac{[22708.28 \times (430^2)]}{[10 \times 34179.55 \times 12934.74]} = 0.94 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.06 - 1.101 + 0.94 - 0.57 = 0.329 \text{ cm}$$

Selon (BAEL 91(art B.6.5,3)).

$$\Delta F_{tot} \leq F_{adm} = L/500 \quad ; \text{ si } L \leq 5\text{ m} ; L = 430 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$$

$\Delta F_{tot} = 0.329 \text{ cm} \leq F_{adm} = 0.86 \text{ cm} \dots$ Condition Vérifiée.

III.2.9. Dessin de ferrailage de l'escalier :

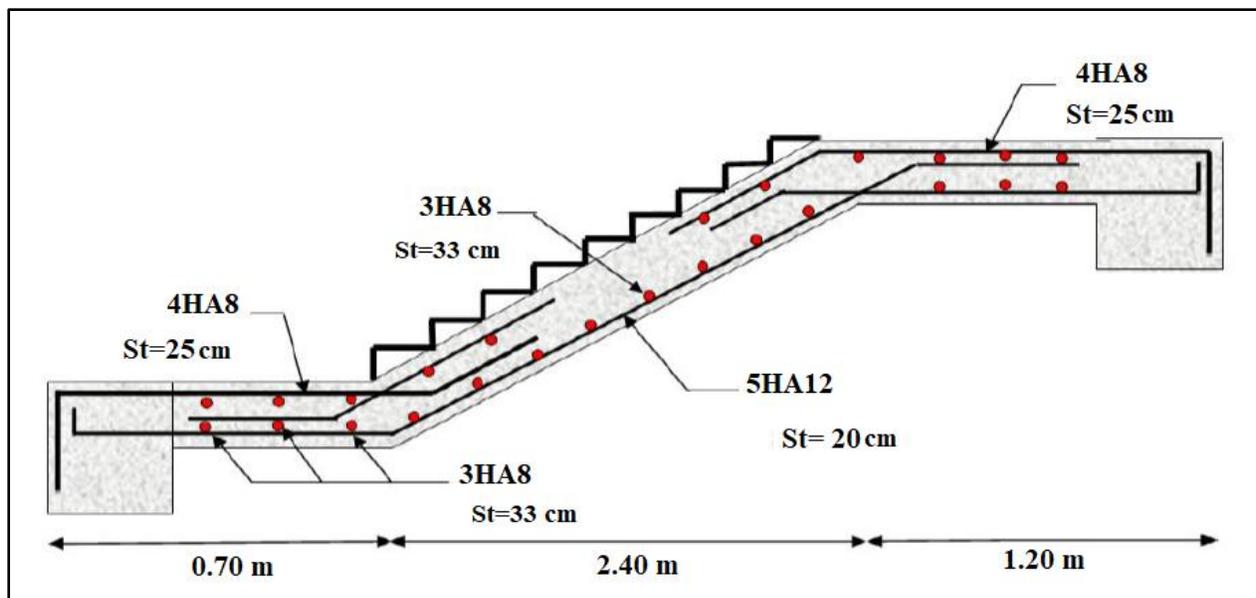


Fig.III.17 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.3 : Poutre palière :

III.3.1 : Définition :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissant sur elle y compris la réaction d'appuis est située à gauche d'une section.

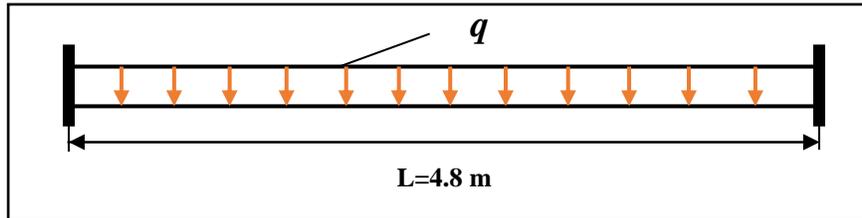


Fig.III.18: Schéma statique de poutre palière.

III .3.2 : Dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow b = 25 > 20 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow h = 35 > 30 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- $h/b \leq 4 \longrightarrow 35/25 = 1.4 \leq 4 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

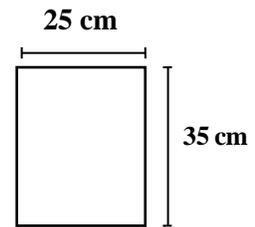


Fig.III.19 : Section (25x35) cm²

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (25x35) cm².

III .3.3 : Évaluation des charges :

- **Poids propre de la poutre :**
 $g = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,18 \text{ KN/ml}$
- **Poids du mur :**
 $g_m = h \cdot \gamma = 2.81 \times 1.53 = 4.30 \text{ KN/ml}$
- **Poids de palier :**
 $G = 5.26 \text{ KN/m}^2$
- **Poids de la pailleasse :**
 $G_p = 8.95 \text{ KN/m}^2$

On prend une largeur d'escalier qui est : $b = 1\text{m}$ donc les charges sont

$q_{du} = 5,26 \times 1 = 5,26 \text{ KN/ml}$

$q_{Pu} = 8.95 \times 1 = 8.95 \text{ KN/ml}$

Donc : $q_u = \frac{5,26 \times 1,2 + 8.95 \times 2,40}{2} + 2,18 + 4,3 = 20.38 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison d'action :**

- **E.L.U:** $P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 31.26 \text{ KN/ml}$
- **E.L.S:** $P_{ser} = g + P + g_m + q = 22.28 \text{ KN/ml}$

III .3.4 : Ferrailage (ELU) :

- En travée : $M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{31.26 \times 4.80^2}{24} \Rightarrow 30.00 \text{ KN.m}$

- En appui : $M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{31.26 \times 4.80^2}{12} \Rightarrow 60.01 \text{ KN.m}$

$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{31.26 \times 4.80}{2} \Rightarrow 75.02 \text{ KN.m}$

	P (KN /ml)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	Tu (KN)
ELU	49.77	60.01	30.00	75.02
ELS	22.28	42.78	21.39	53.47

Tab.III.15 : Moments et effort tranchants

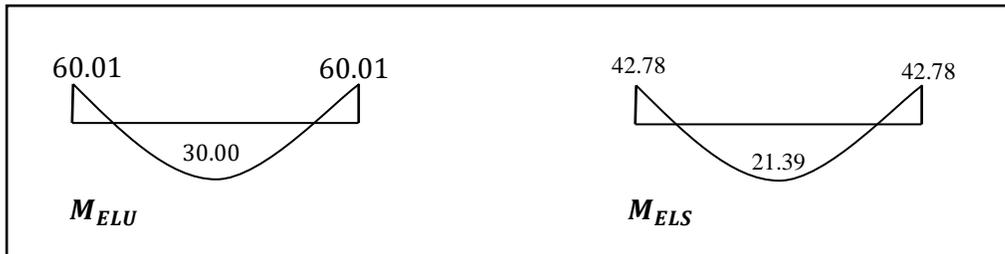


Fig.III.20 : Diagramme de moment

III .3.5 : Calcul de ferrailage :

- **E.L.U :**

L'enrobage :

$c = 3\text{cm} ; d = h - c = 35 - 3 = 32\text{cm} ; b = 25 \text{ cm}$

$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$

✓ **Les armatures longitudinales :**

Elément	M _u (KN.m)	μ	μl	α	β	A _{cal}
Travée	30.00	0.082	0.392	0.107	0.9572	2.81
Appui	60.01	0.165	0.392	0.226	0.9096	5.92

Tab.III.16 : Armatures longitudinales

- **E.L.S :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b set inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; f_{c28} = 25 MPa$$

Elément	M_U	M_S	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	30.00	21.39	1.402	0.107	0.451	CV
Appui	60.01	42.78	1.402	0.226	0.451	CV

Tab.III.17 : Vérification de la contrainte

➤ **Vérification à ELU :**

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

$$A_{min} \geq 0,23 . b . d . \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2.1 MPa$$

- **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

- **Pourcentage minimale : RPA99 /V2003**

$$ARPA_{min} = 0,5 \% . b . h$$

Elément	A _{cal}	A _{min}	A' _{min}	ARPA	A _{max}	A _{adopt}
Travée	2.81	0.966	0.87	4.37	4.37	3HA14=4.62
Appui	5.92	0.966	0.87	4.37	5.92	3HA14=4.62

Tab.III.18 : Armatures Longitudinale choisi

III.3.6 : Vérification :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{75020}{250 \times 320} = 0.93 MPa$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}, 5 MPa\} = 3,33 MPa$

$$\tau_u = 0.93 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \longrightarrow C.V$$

Exigence du RPA :

- **Armatures Transversales :**

D’après le RPA (art.7.5.2.2) :

$$A_t = 0,003 . S . b$$

$$S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_L\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12\varphi_L\right) \Rightarrow S = 8.75 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,003 \times 8.75 \times 25 = 0.656 \text{ cm}^2, \text{ dans la zone nodale on adopte } \mathbf{2T8 (1,01cm^2)}$$

$$S \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} , \text{ Dans la zone courante .}$$

$$A_t = 0,003 \times 17.5 \times 25 = 1.312 \text{ cm}^2 , \text{ donc on adopte } \mathbf{4T8 (2,01cm^2)}.$$

• **Vérification De La Flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{480} = 0.072 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{480} = 0.083 \geq \frac{0.85}{10} = 0.033 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.92}{25 \times 32} = 0.0074 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

III .3.7: Calcul de la poutre palière a la torsion:

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art.A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4,16 \text{ cm}$$

$$\Omega = (25 - 4,16)(35 - 4,16) = 642,70 \text{ cm}^2$$

Le moment de torsion est :

$$M_{TOR} = M_a (\text{escalier}) = 9450 \text{ N.m}$$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{9450}{2 \times 642,70 \times 4,16} \Rightarrow \tau_t = 1,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

• **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_S} ;$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(25 - 4.16) + (35 - 4.16)] = 103.36 \text{ cm}$$

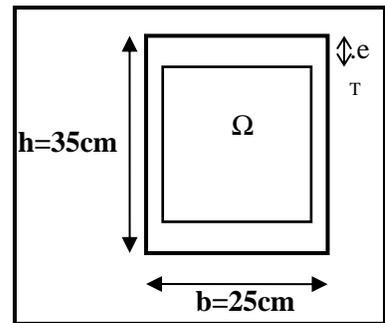


Fig.III.21 : coupe Poutre palière

$$A_l < = \frac{103.36 \times 9450}{2 \times 642,70 \times \frac{400}{1.15}} = 2.18 \text{ cm}^2$$

Section	Flexion	TORSION	$A_T(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	BARRES
Travée	2.81	$(2.18)/2 = 1.09$	3.9	4.375	5,75	3T12+3T10 = 5.75
Appuis	5.92	$(2.18)/2 = 1.09$	7.01	4.375	7.01	4T16 = 8.04

Tab.III.19 : Armatures de torsion

• Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{121840}{2 \times 1012.11 \times 348} = 0.172 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit : $3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

III .3.8 : Dessin De Ferrailage De La Poutre Palière :

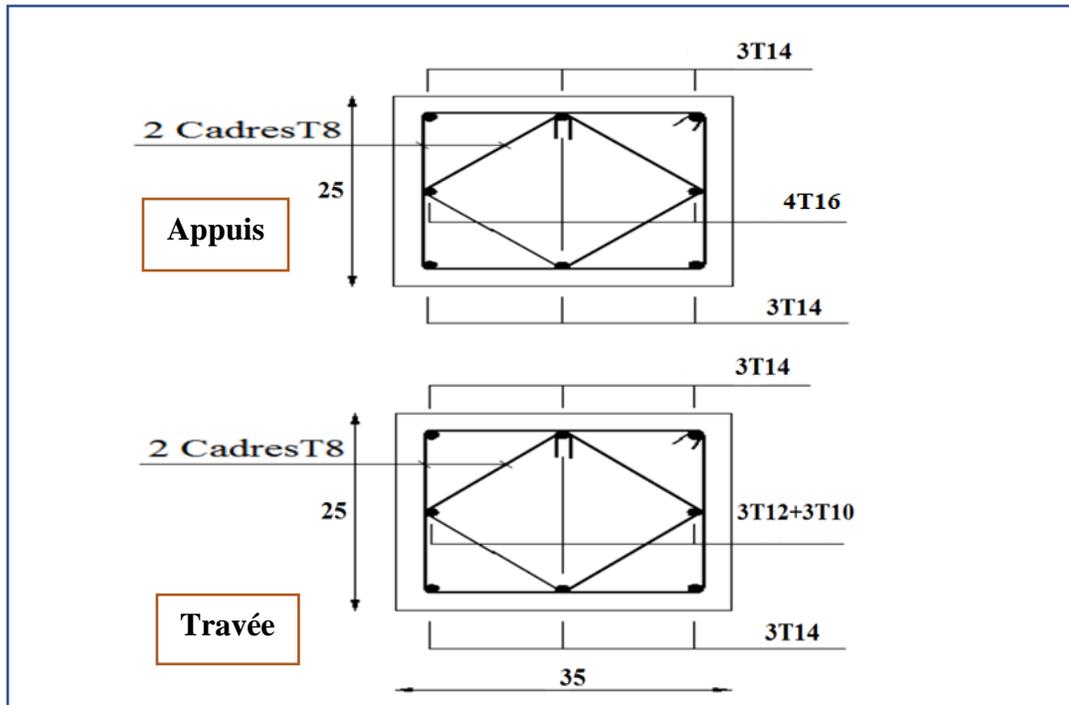


Fig.III.22 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4: Dalle pleine :

III.4.1: Étage courant (niveau 1 et 4) :

Les dalles appuyées sur 4 cotés, on utilise la méthode ANNEXE E3, cette méthode consiste à déterminer les moments isostatiques M_{ox} , M_{oy} en considérons les dalles simplement appuyées et les moments de continuité.

III.4.1.2. : Combinaison des charges :

Le calcul se fera à l'E.L.U car la fissuration est peu préjudiciable

➤ **ELU :**

$$1.35G+1.5Q=1.35 \times 6.25+1.5 \times 1.5= 10.69 \text{ Kn/m}^2$$

$$0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{570}{652} = 0.87 < 1 \longrightarrow \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 = 0.0488 \times 10690 \times (5.70^2) = 16950 \text{ N.m}$$

$$M_y = M_x \cdot \mu_y = 0.7210 \times 16950 = 12220 \text{ N.m}$$

Pour tenir compte de la continuité, nous prendrons :

-En Travée :

- $M_{tx} = 0.75M_x = 12710 \text{ N.m}$
- $M_{ty} = 0.75M_y = 9160 \text{ N.m}$

-Sur Appui :

- $M_{ax} = 0.5M_x = 8470 \text{ N.m}$
- $M_{ay} = 0.3M_y = 6110 \text{ N.m}$

-L'effort tranchant maximal :

$$T_{max} = \frac{p_u \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_y + l_x} = \frac{10690 \times 5.7 \times 6.52}{2 \times 6.52 + 5.7} = 21190 \text{ N}$$

	μ_x	μ_y	M_x	M_y	M_{tx}	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}	T_{max}
E.L.U	0.0488	0.7210	16950	12220	12710	9160	8470	6110	21190
E.L.S	0.0488	0.7210	12287.7	8859.4	6644.58	6644	6143	4429	11784

Tab.III.20 : Moments et effort tranchants

III.4.1.3. : Calcul des armatures :

La dalle n'étant pas exposée aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures de la nappe inférieure à 1 cm de la paroi.

Comme le diamètre maximal des armatures qu'ils possibles d'utiliser dans une dalle de 15 cm est : $\phi = h / 10 = 1,5 \text{ mm}$ (BAEL91 (A.7.2, 1)).

$b = 1,00\text{m}$; $h = 0,15 \text{ m}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14,17\text{MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$d = h - c - (\phi/2) = 0.15 - 0.01 - (0.0015/2) = 0.13\text{m}$.

III.4.1.4. : moments ultime réduit :

➤ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16950}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.070 ; \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \alpha = 0.091$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0.964$$

$$A_u = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{16950}{348 \times 0.964 \times 13} = 3.88 \text{ cm}^2.$$

Les sections d'armature des dalles doivent être supérieures aux sections minimales calculées comme suit selon le (BEAL91 a B-7-4)

$$A_{\min} = 8h = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 1.28 \times \frac{3 - (l_x + l_y)}{2} ; A_x = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$e < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ (a7.2.4.2CBA93)}$$

On adopte : 5HA10 ($A_s = 3.925 \text{ cm}^2$)

Avec un espacement de 25 cm.

➤ **Ferraillage sens x :**

		Mu	Au	Amin	Adopt	Ferraillage	Esp
Panneau	Travé	16950	3.88	1.4	3.88	5HA10 =3.925	25
Plus sollicité	Appuis	8470	1.9	1.4	1.9	4HA8 =2.012	33

Tab.III.21 : Ferraillage sens x

➤ **Ferraillage sens y :**

		Mu	Au	Amin	Adopt	Ferraillage	Esp
Panneau	Travé	12220	2.7	1.4	2.7	4HA10 =3.14	33
Plus sollicité	Appuis	6110	1.35	1.4	1.4	4HA8 =2.012	33

Tab.III.22 : Ferraillage sens y

➤ **E.L.S : (BAEL83)**

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .
- $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

		α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	Sens xx	0,0272	5994,03	4748,28	1,262	0,381	V
	Sens yy	0,016	3146,87	3119,62	1,009	0,254	V
Sur Appui		0,0181	3996,02	3165,52	1,262	0,381	V

Tab.III.23 : Vérification à l'E.L.S

III.4.1.5 : Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d}$$

$$FPP : \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{21190}{1000.130} = 0.163 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,163 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \text{ (c. v)}$$

Donc il n'y a pas lieu de prévoir d'armatures transversales.

III.4.1.6 : Vérification de flèche (art B.7.5)

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) cotés on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

- $\frac{h}{lx} \geq \frac{Mt}{20Mx} \dots \dots \dots 0.026 \geq 0.037 \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$
- $\frac{Ax}{b.d} \leq \frac{2}{fe} \dots \dots \dots 0.0010 \leq 0.005 \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

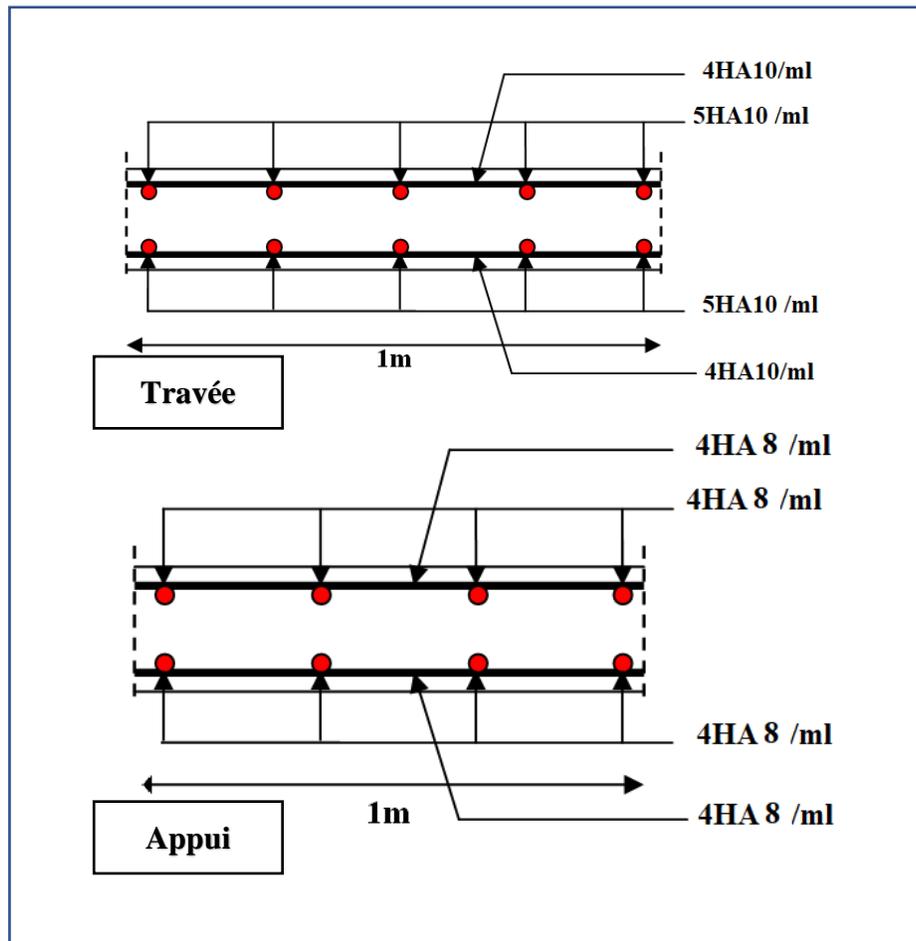


Fig.III.23 : ferrailage de la dalle pleine étage courant

III.4.2: Balcon :

III.4.2.1: Balcon (terrasse accessible) :

Les dalles appuyées sur 2 cotés, on utilise la méthode ANNEXE E3.

III.4.2.2 : Combinaison des charges :

Le calcul se fera à l’E.L. U car la fissuration est peu préjudiciable

➤ **ELU :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.33 + 1.5 \times 3.5 = 15.14 \text{ Kn/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 7.33 + 3.5 = 10.83 \text{ Kn/m}^2$$

$$0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{200}{235} = 0.85 < 1 \longrightarrow \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot p_u \cdot L_x^2 = 0.0509 \times 15140 \times (2.00)^2 = 3082.50 \text{ N.m}$$

$$M_y = M_x \cdot \mu_y = 3082.50 \times 0.685 = 2111.51 \text{ N.m}$$

Pour tenir compte de la continuité, nous prendrons :

-En Travée :

- $M_{tx} = 0.85M_x = 2620.12 \text{ N.m}$
- $M_{ty} = 0.85M_y = 1794.78 \text{ N.m}$

-Sur Appui :

- $M_{ax} = 0.35M_x = 1078.87 \text{ N.m}$
- $M_{ay} = 0.35M_y = 628.17 \text{ N.m}$

-L’effort tranchant maximal :

$$T_{max} = \frac{p_u \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_y + l_x} = \frac{15140 \times 2 \times 2.35}{2 \times 2.35 + 2} = 10620.59 \text{ N}$$

	μ_x	μ_y	M_x (N.m)	M_y (N.m)	M_{tx} (N.m)	M_{ty} (N.m)	M_{ax} (N.m)	M_{ay} (N.m)	T_{max} (N.m)
E.L.U	0.0509	0.685	3082.50	2111.51	2620.12	1794.78	1078.87	628.17	10620.59
E.L.S	0.0509	0.685	2204.98	1510.41	1874.23	1283.85	771.74	449.34	5969.7

Tab.III.24 : Moments et effort tranchants.

III.4.2.3 : Calcul des armatures :

La dalle n'étant pas exposée aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures de la nappe inférieure à 1 cm de la paroi.

Comme le diamètre maximal des armatures qu'ils possibles d'utiliser dans une dalle de 15 cm est : $\phi = h / 10 = 1,5 \text{ mm}$ (BAEL91 (A.7.2, 1)).

$b = 1,00\text{m}$; $h = 0,15 \text{ m}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14,17\text{MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$d = h - c - (\phi/2) = 0.15 - 0.01 - (0.0015/2) = 0.13\text{m}$.

III.4.2.4 : Moments ultime réduit :

➤ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3082.50}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 ; \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \alpha = 0.015$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0.994$$

$$A_u = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3082.50}{348 \times 0.995 \times 13} = 0.684 \text{ cm}^2.$$

Les sections d'armature des dalles doivent être supérieures aux sections minimales calculées comme suit selon le (BEAL91 a B-7-4)

$$A_{\min} = 8h = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 1.28 \times \frac{3 - (l_x + l_y)}{2} ; A_x = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$e < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm (a7.2.4.2CBA93)}$$

On adopte : **3HA8 (As=1.209 cm²)**

Avec un espacement de 25 cm.

III.4.2.5 : Ferrailage sens x :

		Mu	Au	Amin	Aadop	Ferrailage	esp
Panneau Plus sollicité	Travé	3082.50	0.684	1.37	1.37	3HA8 =1.509	33
	appuis	1078.87	0.23	1.37	1.37	3HA8 =1.509	33

Tab.III.25 : Ferrailage sens x.

III.4.2.6 : Ferrailage sens y :

		Mu	Au	Amin	Aadop	Ferrailage	esp
Panneau	Travé	2111.51	0.46	1.37	1.37	3HA8 =1.509	33
Plus sollicité	appuis	628.17	0.13	1.37	1.37	3HA8 =1.509	33

Tab.III.26 : Ferrailage sens y.

➤ E.L.S: (BAEL83)

La fissuration est peut nuisible → Il n’y a aucune vérification concernent σ_s .

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

		α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	Sens xx	0.015	3082.50	2204.98	1,39	0,455	V
	Sens yy	0.011	2111.51	1510.41	1,39	0,455	V
Sur Appui		0.005	1078.87	771.74	1,39	0,455	V

Tab.III.27 : Vérification à l’E.L. S

III.4.2.7 : Vérification de l’effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d}$$

$$FPP : \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{10620.59}{1000 \times 130} = 0.081 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,081 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \text{ (c. v)}$$

Donc il n’y a pas lieu de prévoir d’armatures transversales.

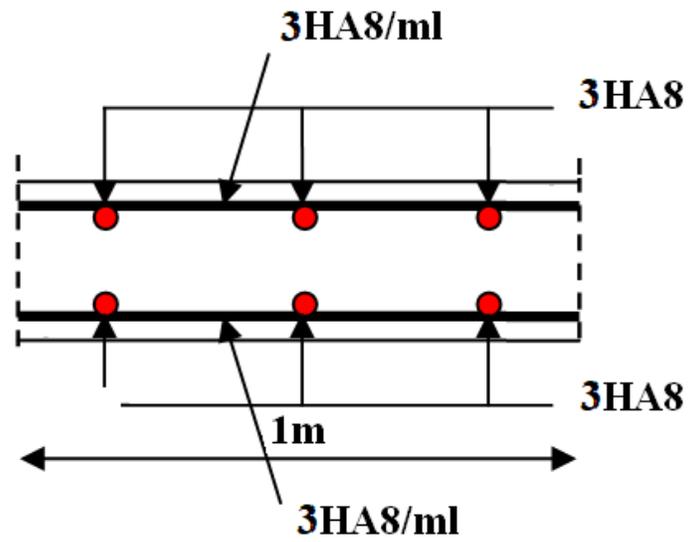


Fig.III.24 : ferrailage des balcons

Chapitre IV:

Etude dynamique

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 : Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

IV.2 : Choix de la méthode de calcul :

IV.2.1: Méthode statique équivalente:

a) Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

b) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) - Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b) - Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, Outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- ❖ Tous groupes.

Zone IIa :

- ❖ Groupe d'usage 3.
- ❖ Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ❖ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- ❖ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- ❖ Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- ❖ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- ❖ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

IV.2.2 : La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en Particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Buts de l'analyse dynamique :**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres. ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation Q.

IV.2.3: Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

- ✓ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Biskra donc en zone I.
- ✓ Notre bâtiment est à usage multiple collective donc classé dans le Groupe 2.
- ✓ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble (S3).
- ✓ La hauteur de la structure : $h = 27.55 < 65$ m (zone I)

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

IV.2.4 : Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans chapitre IV, paragraphe 4.3.3 du RPA 99 / version 2003, défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

η: Coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

R : coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

ξ: Pourcentage d'amortissement critique donnée par le **tableau 4.2 RPA 99 / version 2003**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Sol meuble ⇒ site 3 donc T₁ = 0.15 sec et T₂ = 0.50 sec.
- A = 0.1 **tableau 4.1 RPA99/version2003** $\begin{cases} \text{Zone sismique I} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases}$

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tab.IV.1 : Coefficient d'accélération de zone A.

➤ $\xi = 7\%$. **Tableau 4.2 du RPA99** {Portique en béton armé
Remplissage dense

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	<u>7</u>	5	

Tab.IV.2 : Valeurs de ξ (%)

➤ $\eta = 7/(2 + 7) = 0.882 \geq 0.7$

➤ R : Coefficient de comportement de la structure donné par le **tableau 4.3**

RPA99/version 2003) ; voile porteur **R = 3.5**

➤ La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

- P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au **tableau 4.4 RPA99** ; **Q=1.25**

Critère (q)	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	<u>0</u>	0.05
2. Redondance en plan	0	<u>0.05</u>
3. Régularité en plan	0	<u>0.05</u>
4. Régularité en élévation	<u>0</u>	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	<u>0.05</u>
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	<u>0.10</u>

Tab.IV.3 : valeurs des pénalités P_q

IV.3: Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : **RPA99/2003 (Art.4.2.4).**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).
- CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 RPA99/2003

- le système de contreventement est portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie donc : $CT = 0.050$

- $H_N = 27.55$ m

Donc : $T = 0.05 \times 27.55^{(3/4)} = 0.60$ sec.

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

D : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$D_x = 24.9$ m

$D_y = 22.51$ m.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

- $T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{24.9}} = 0.496$ sec
 $\Rightarrow T_x = \min(0.601; 0.496) = 0.496$ sec
- $T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{22.51}} = 0.52$ sec
 $\Rightarrow T_y = \min(0.601; 0.522) = 0.522$ sec

IV.4: Analyse de la structure :

IV.4.1 : Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires :

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

- La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

➤ **Première variante :**

La variante proposée est présentée dans la figure suivante :

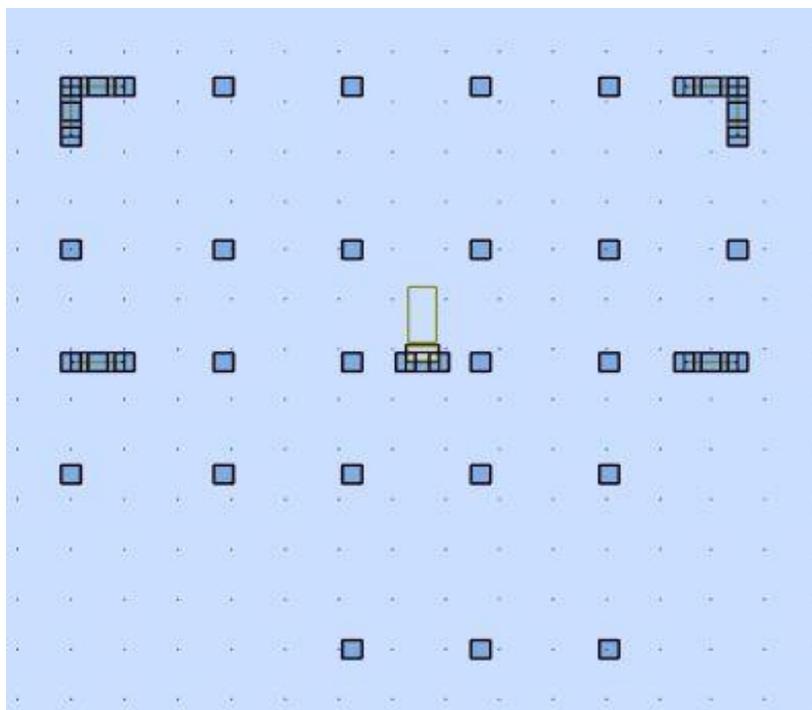


Fig.IV.1 : Variante n°01 d'un voile

Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1.30	40.59	27.86	40.59	27.86
1.26	71.47	73.97	30.89	46.11
1.07	75.34	78.33	3.86	4.36
0.58	75.34	78.39	0.00	0.06
0.52	75.34	78.40	0.00	0.01
0.49	75.34	78.41	0.00	0.01
0.42	76.39	87.03	1.06	8.62
0.41	84.99	88.35	8.60	1.32
0.37	86.50	88.47	1.51	0.12
0.34	86.70	88.47	0.20	0.00

Fig.IV.2 : Périodes et coefficients de participation modaux variante 1

- Le 1er mode est un mode de torsion.
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

• Solution :

On propose quatre solutions :

- ❖ L'augmentation de la section des poteaux
- ❖ L'augmentation de la section des poutres principales.
- ❖ L'augmentation de la section des poutres secondaires.
- ❖ L'augmentation du nombre des voiles et changement de leur disposition.

✓ **Remarque :** de toutes ces solutions :

- J'ai augmenté de la section des poutres principale de (30×40) a (40×45) pour toutes les poutres au lieu les autres sections qui a été choisi en pré-dimensionnement.
- J'ai augmenté le nombre des voiles et je change leur disposition et leur épaisseur.

- Deuxième variante :

La variante proposée est présentée dans la figure suivante :

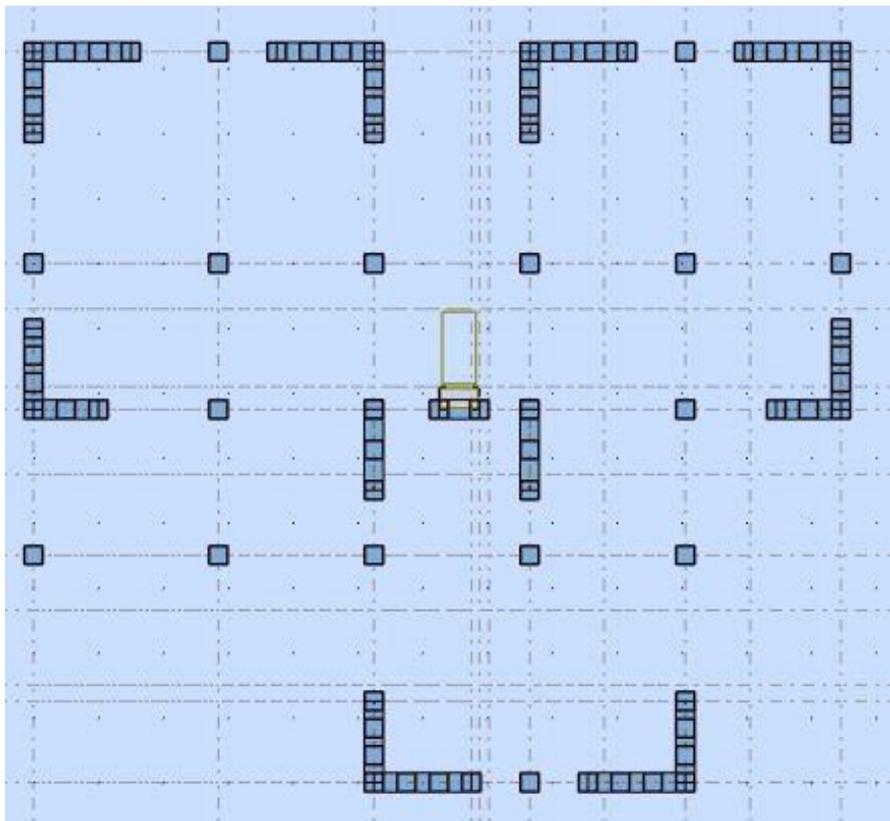


Fig.IV.3 : disposition finale des voiles.

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX[%]	Masses Cumulées UY[%]	Nature
1	1.58	0.63	70.82	0.06	70.82	0.06	Trans.x
2	1.61	0.62	0.09	70.45	70.91	70.51	Trans.y
3	2.12	0.47	0.26	1.03	71.18	71.54	Torsion
4	5.97	0.17	14.73	0.42	85.91	71.96	/
5	5.99	0.17	0.46	14.26	86.37	86.22	/
6	8.05	0.12	0.04	0.11	86.41	86.33	/
7	12.96	0.08	5.87	0.07	92.28	86.41	/
8	13.06	0.08	0.08	5.70	92.36	92.10	/
9	16.06	0.06	0.00	0.08	92.36	92.18	/
10	17.49	0.06	0.00	0.05	92.36	92.23	/

Tab.IV.4 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

✓ **Remarque :**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- ◆ La période fondamentale Tx (dyn)= 0.63 s.
- ◆ La période fondamentale Ty (dyn)= 0.62 s.

On a :

$1.3 \times T_{ex} = 1.3 \times 0.496 = 0.64 > T_y(\text{dyn}) = 0.63$ (la condition est vérifiée).

$1.3 \times T_{ey} = 1.3 \times 0.522 = 0.67 > T_x(\text{dyn}) = 0.62$ (la condition est vérifiée).

• **Interprétation des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- ❖ le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe U_x= 70,82 % de participation de masse modale.
- ❖ le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe U_y=70,45 %.
- ❖ Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- ❖ Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (Selon le RPA99version 2003).

- Les schémas des trois premiers modes de vibration :
- ◆ Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

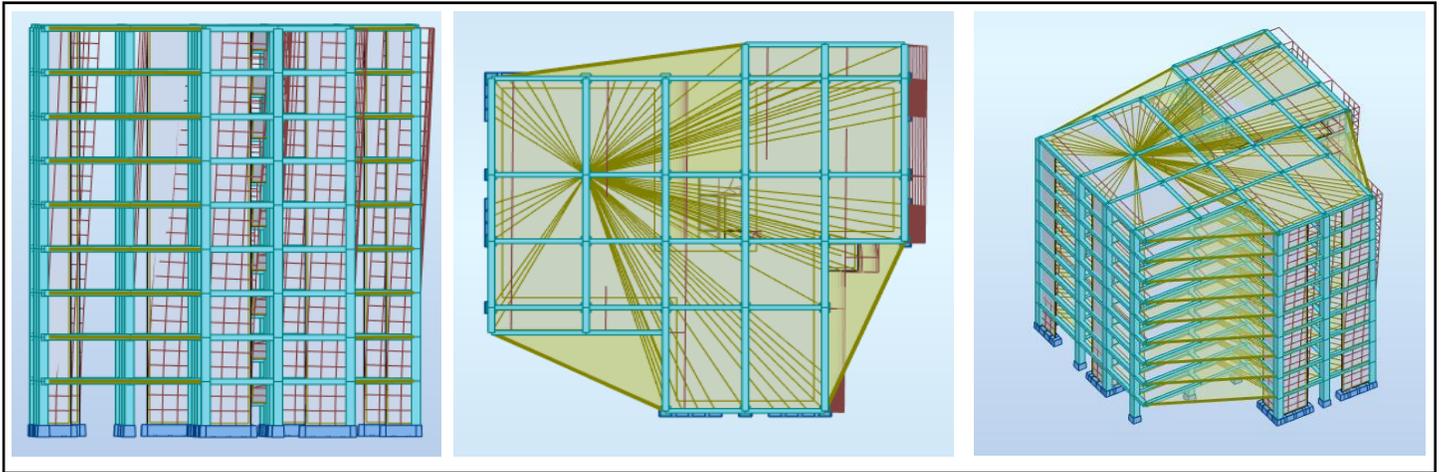


Fig.IV.4 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_1=63$ s)

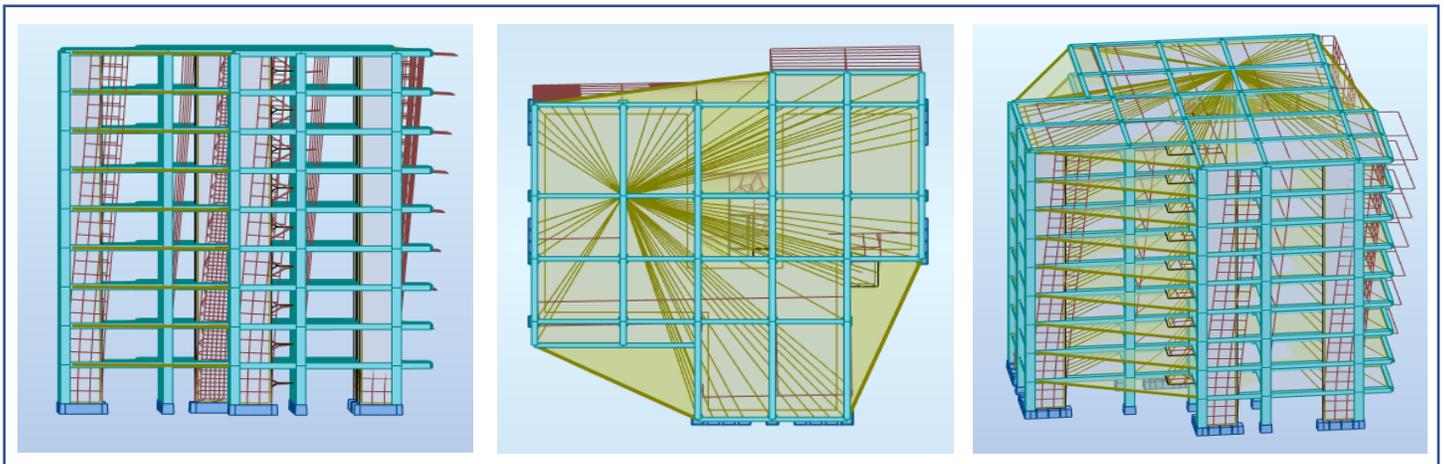


Fig.IV.5 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_2=0.62$ s)

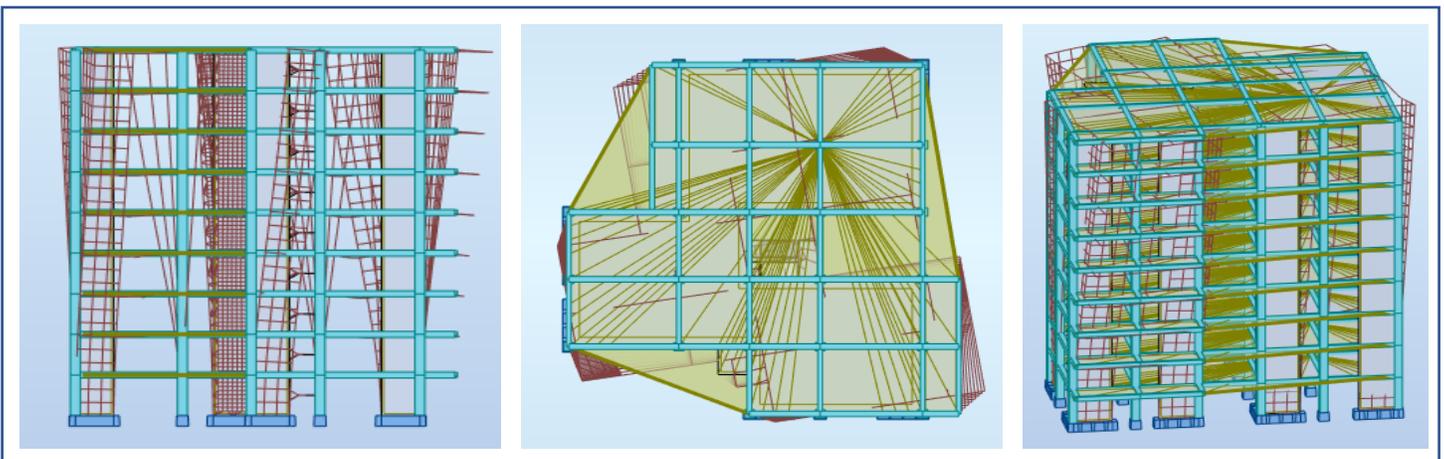


Fig.IV.6 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T=0.47$ s)

• **Distribution horizontale des forces sismiques :**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{k \rightarrow F}$$

FX [T]	FX sur les Poteaux [T]	FY [T]	FY sur les Poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les Voiles [T]
266.785	69.738	267.712	81.167	-5385.860	-1882.072

Tab.IV.5 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles

$$\diamond \frac{Fz \text{ voile}}{Fz \text{ total}} = \frac{-1882.072}{-5385.860} = 34 \% \leq 20 \%$$

✓ **Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :**

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

- **Les voiles reprennent plus de 20% du charge verticale donc notre système de contreventement sera constitué par des voiles porteurs en béton armé.**

IV.4.2 : Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

- ♦ D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

A : Coefficient d'accélération de zone : donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment ; On a $A=0.1$.

R : Coefficient de comportement global de la structure :

La valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement

On a $R=3.5$.

Q : facteur de qualité est donnée par le **tableau 4.4 de RPA 99 version 2003**

On a $Q= 1.25$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

On a: $T_2= 0.5 \text{ s}$; $T_x =0.49 \text{ s}$; $T_y=0.522$

Alors: $T \leq T_2 \longrightarrow D = 2.5\eta$

$$T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \longrightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.882 = 2.205$$

$$D_y = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.5}{0.522}\right)^{2/3} = 2.142$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charged'exploitation.

β : coefficient de pondération donné par le **tableau 4.5 (RPA)**

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau :

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ Avec : $W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$

Sens	A	D	R	Q	W(T)	Vdyn (T)	Vst (T)	0.8Vst
Longitudinale (X-X)	0.1	2.205	3.5	1.25	4996.99	389.884	393.51	314.808
Transversale (Y-Y)	0.1	2.142	3.5	1.25	4996.99	336.235	382.26	305.808

Tab.IV.6 : les résultats des forces sismiques

$W = \sum w_i = 4996.99$ (T)

Donc : $V_{dyn} > 0.8 V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \longrightarrow Condition vérifiée

	Vdyn (T)	Vsta (T)	0.8 x Vstat	Condition
Sens X	393.51	393.51	314.808	Vérifiée
Sens Y	336.235	382.26	305.808	Vérifiée

Tab.IV.7: Vérification.

IV.4.3 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$V = F_t + \sum F_i$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V$ si $T > 0,7$ sec

$F_t = 0$ si $T \leq 0,7$ sec

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

Fi : effort horizontal revenant au niveau i

hi : niveau du plancher où s'exerce la force i

hj : niveau d'un plancher quelconque.

Wi ; Wj : poids revenant au plancher i ; j.

Sens- X :

$T_x = 0.63 \leq 0,7 \text{ sec}$ alors : $F_t = 0$; $V_x = 389.884\text{N}$

Niveau	wi	hi	$V_x - F_t$	$W_i \times h_i$	Fi (T)
RDC	551571.66	3.06	389.884	1687809.28	12.9214738
1	551784.82	6.12	389.884	3376923.098	25.8529348
2	551784.82	9.18	389.884	5065384.648	38.7794021
3	578943.02	12.24	389.884	7086262.565	54.2507716
4	551784.82	15.3	389.884	8442307.746	64.6323369
5	551784.82	18.36	389.884	10130769.3	77.5588043
6	551784.82	21.42	389.884	11819230.84	90.4852717
7	551784.82	24.48	389.884	13507692.39	103.411739
8	555769.65	27.54	389.884	15305896.16	117.178367
			$\sum W_i \times h_i$	76422276.03	

Tab.IV.8 : Distribution de la résultante des forces sismique sens x

Sens-Y :

$T_y = 0.62 \leq 0,7 \text{ sec}$ alors : $F_t = 0$; $V_x = 336.235 \text{ N}$

Niveau	wi	hi	$V_x - F_t$	$W_i \times h_i$	Fi (T)
RDC	551571.66	3.06	336.235	1687809.28	11.1434471
1	551784.82	6.12	336.235	3376923.098	22.2955072
2	551784.82	9.18	336.235	5065384.648	33.4432608
3	578943.02	12.24	336.235	7086262.565	46.7857317
4	551784.82	15.3	336.235	8442307.746	55.7387679
5	551784.82	18.36	336.235	10130769.3	66.8865215
6	551784.82	21.42	336.235	11819230.84	78.0342751
7	551784.82	24.48	336.235	13507692.39	89.1820287
8	555769.65	27.54	336.235	15305896.16	101.054335
			$\sum W_i \times h_i$	76422276.03	

Tab.IV.9 : Distribution de la résultante des forces sismique sens y

IV.4.4 : Vérification les déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement = 3.5

ΔK : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$.

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY).

Etage	$\delta_{kx}(cm)$	$\Delta x_{(cm)} = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_{ky}(cm)$	$\Delta y_{(cm)} = \delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0.2	0.2	0.2	0.2
1	0.7	0.5	0.6	0.4
2	1.3	0.6	1.1	0.5
3	2.0	0.7	1.7	0.6
4	2.7	0.7	2.3	0.6
5	3.4	0.7	2.9	0.6
6	4.1	0.7	3.5	0.5
7	4.7	0.6	3.9	0.5
8	5.2	0.5	4.4	0.4

Tab.IV.10: Déplacements absolus pour les deux directions principales.

Donc : $\Delta 1, \Delta 2, \dots \Delta RDC$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\% (h) = 1\% (3.06) = 0.0306m = 3.06cm$.

IV.4.5 : Caractéristique géométrique et massique :

A). Centre de masse :

Définition :

Le centre de masse d'un niveau considère est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme).il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

B). Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- ◆ Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- ◆ Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

C). Excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

$$e_x = | X_{CT} - X_{CM} | \quad e_y = | Y_{CT} - Y_{CM} |$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Etage	W [Kg]	Position du centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité	
		XG(m)	YG(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex	Ey
RDC	551571.66	12.59	13.29	13.21	14.13	0.62	0.85
1	551784.82	12.59	13.29	13.21	14.13	0.62	0.84
2	551784.82	12.59	13.29	13.21	14.13	0.62	0.84
3	578943.02	12.59	13.29	13.21	14.13	0.65	0.88
4	551784.82	12.59	13.29	13.21	14.13	0.62	0.84
5	551784.82	12.59	13.29	13.21	14.13	0.62	0.84
6	551784.82	12.59	13.29	13.21	14.13	0.62	0.84
7	551784.82	12.59	13.29	13.21	14.13	0.62	0.84
8	555769.65	12.59	13.29	13.21	14.13	0.53	0.98

Tab.IV.11 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

D). L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003 (art4.2.7)** est de 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_x = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 24.90$ m ; $e_{ax} = 0.62$ m
- $e_y = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 22.51$ m ; $e_{ay} = 0.98$ m

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_x = 1.245$ m
- $e_y = 1.125$ m

IV.4.6: Justification de l'effort P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : **L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40**

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_x [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
8	555.76965	555.76965	0.052	87.793	3,06	0.107576362	C.V
7	551.7848	1107.5545	0.047	161.379	3,06	0.105413081	C.V
6	551.7848	1659.3393	0.041	220.222	3,06	0.100957112	C.V
5	551.7848	2211.1241	0.034	269.609	3,06	0.091124723	C.V
4	551.7848	2762.9089	0.027	310.333	3,06	0.078556286	C.V
3	578.9430	3341.8519	0.02	343.829	3,06	0.063526256	C.V
2	551.7848	3893.6367	0.013	367.872	3,06	0.044965623	C.V
1	551.7848	4445.4215	0.007	383.694	3,06	0.026503581	C.V
RDC	551.57166	4996.9932	0.002	389.884	3,06	0.008376873	C.V

Tab.IV.12: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens x

Etage	W [t]	Pk[t]	Δ_k [m]	V_x [t]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
8	555.7697	555.76965	0.044	75.158	3,06	0.106328788	C.V
7	551.7848	1107.5545	0.039	138.422	3,06	0.101977217	C.V
6	551.7848	1659.3393	0.035	189.363	3,06	0.100227451	C.V
5	551.7848	2211.1241	0.029	232.276	3,06	0.09021637	C.V
4	551.7848	2762.9089	0.023	267.675	3,06	0.077582749	C.V
3	578.9430	3341.8519	0.017	296.758	3,06	0.062562235	C.V
2	551.7848	3893.6367	0.011	317.542	3,06	0.044078368	C.V
1	551.7848	4445.4215	0.006	331.059	3,06	0.026329182	C.V
RDC	551.5716	4996.9932	0.002	336.235	3,06	0.00971347	C.V

Tab.IV.13 : Vérification de l'effet P- Δ pour le sens y

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

IV.4.7: Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure.

➤ Sens longitudinal:

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	12.9214738	3.06	39.53970983
1	25.8529348	6.12	158.219961
2	38.7794021	9.18	355.9949113
3	54.2507716	12.24	664.0294444
4	64.6323369	15.3	988.8747546
5	77.5588043	18.36	1423.979647
6	90.4852717	21.42	1938.19452
7	103.411739	24.48	2531.519371
8	117.178367	27.54	3227.092227

Tab.IV.14: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

-Verifications:

$$M_s = 4996.9932 \times (24.90/2) = 62212.565T.m \quad ; \quad M_r = 11327.4445T.m$$

$$\frac{M_s}{M_{R_x}} = 5.49220 > 1.5 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

➤ Sens transversal :

Etage	Fi(T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	11.1434471	3.06	34.09894813
1	22.2955072	6.12	136.4485041
2	33.4432608	9.18	307.0091341
3	46.7857317	12.24	572.657356
4	55.7387679	15.3	852.8031489
5	66.8865215	18.36	1228.036535
6	78.0342751	21.42	1671.494173
7	89.1820287	24.48	2183.176063
8	101.054335	27.54	2783.036386

Tab.IV.15: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

-Verifications:

$$M_s = 4996.9932 \times (22.51/2) = 56241.15T.m \quad ; \quad M_r = 9768.76025 T.m$$

$$\frac{M_s}{M_{R_x}} = 5.757 > 1.5 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

IV.5 : Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le

RPA99/2003.

Chapitre V :

Etude du vent

Chapitre V : Etude du vent

V.1 : Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

V.2 : Application du R N V 99 :

La vérification de la stabilité d'ensemble de notre construction doit suivre les étapes suivantes :

- Le projet implante dans la willaya de **BISKRA** ———> Zone I (**annexe -1 : RNV99**).
- $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (**tableau 2.3 : RNV99**).

Zone	q_{ref} (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	<u>375</u>	270
II	470	340
III	575	415

Tab.V.1 : valeur de la pression dynamique de référence

- Catégorie terrain (**IV**) (**tableau 2.4 : RNV99**).

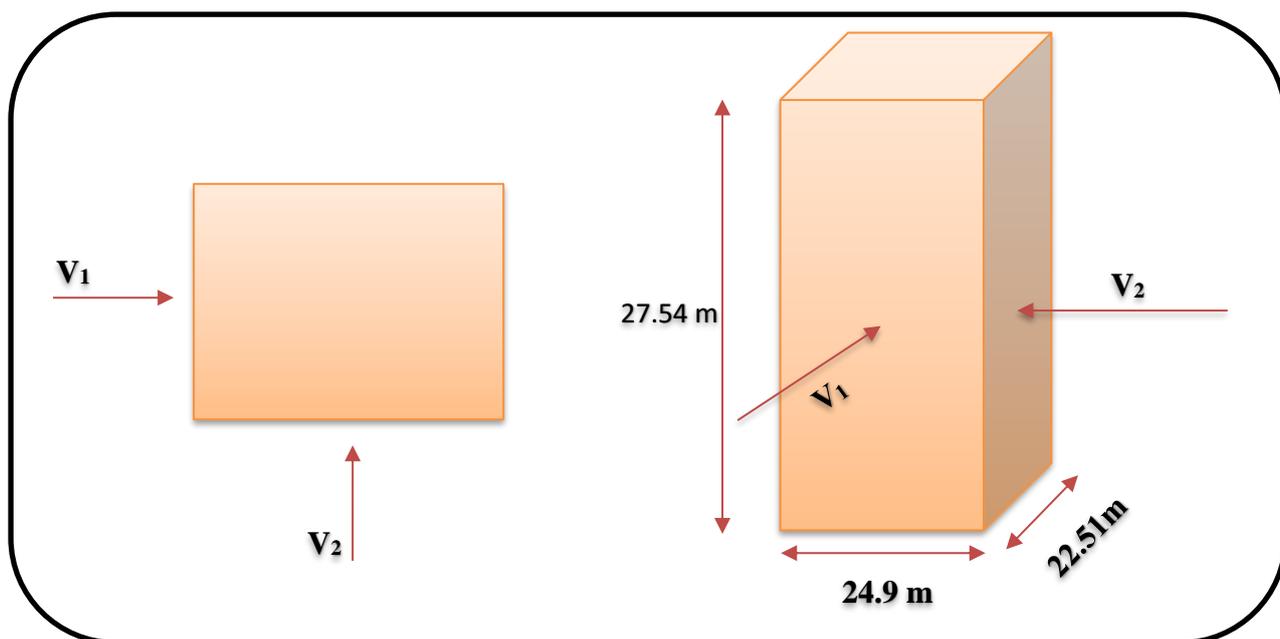
K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
0.24	1	16	0.46

- Site plat $C_t = 1$ (**tableau 2.5 : RNV99**)

Site	$C_t(z)$
Site plat ($\phi < 0.05$, voir § 4.3.4)	<u>1</u>
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

Tab.V.2 : coefficients de topographie

- Le calcul suit la réglementation de calcul d'une structure rectangulaire :



FigV.1: Action du vent

V_1 : Par définition, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX

V_2 : Par définition, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY

V.2.1 : Choix du sens du vent : (chap. 02 - § 1.1.1 : RNV99).

- Coefficient dynamique C_d : D'après la figure 3.1 page 51. RNV99 (par interpolation)

✓ Sens X.X (V_1) :

La structure du bâtiment étant en béton armé.

Pour une hauteur : $h = 27.54$, et $b = 24.9$ m $\longrightarrow C_d = 0.93$

✓ Sens Y.Y (V_2) :

Pour $h = 27.54$ m, et $b = 22.51$ m $\longrightarrow C_d = 0.93$

$C_d < 1.2 \longrightarrow$ donc : la structure est peu sensible aux excitations dynamiques

(Chap 02 -§3.2. RNV99)

➤ 1^{er} Sens :

Evaluation de la pression due au vent (q) : (chap 02 - § 1.2.2 : RNV99).

$$q_j = C_d \times W_j (Z)$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Evaluation de la pression dynamique (q_{dyn}) : (chap 02 - § 3.2 : RNV99).

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$$

Evaluation de $C_e(Z)$: (chap 02 - § 3.3 : RNV99).

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times [1 + (7 \times K_T) / (C_T(Z_{eq}) \times C_r(Z_{eq}))].$$

Evaluation de $C_r(Z)_j$: (chap 02 - § 4.2 : RNV99).

$$C_r = K_T \times \ln(Z/Z_0) \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m.}$$

$$C_r = K_T \times \ln(Z_{min}/Z_0) \text{ pour } Z \leq Z_{min}$$

Zj (m)	Kt	Z0	Zmin	Cr	Ct	Ce	Qref	Qdyn N/m ²
3,06	0,24	1	16	0.665	1	1.56	375	585.26
6,12	0,24	1	16	0.665	1	1.56	375	585.26
9,18	0,24	1	16	0.665	1	1.56	375	585.26
12,24	0,24	1	16	0.665	1	1.56	375	585.26
15,3	0,24	1	16	0.665	1	1.56	375	585.26
18,36	0,24	1	16	0.678	1	1.56	375	599.62
21,42	0,24	1	16	0.665	1	1.56	375	645.75
24,48	0,24	1	16	0.718	1	1.56	375	685.87
27,54	0,24	1	16	0.752	1	1.56	375	721.87
28.14	0,24	1	16	0.782	1	1.56	375	755.25

Tab.V.3 : Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

V.2.2. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Pour les parois verticales, il convient de les diviser comme l'indique la figure 5.1. Les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ sont données dans l'article 5.1 du RNV99.

❖ **Parois verticales :**

$e = \min [b , 2h] = \min [22.51 , 2 \times 27.54] \longrightarrow e = 22.51 \text{ m}$

$d = 24.9 \text{ m} > e = 22.51 \text{ m} \longrightarrow \text{A, B, C.}$

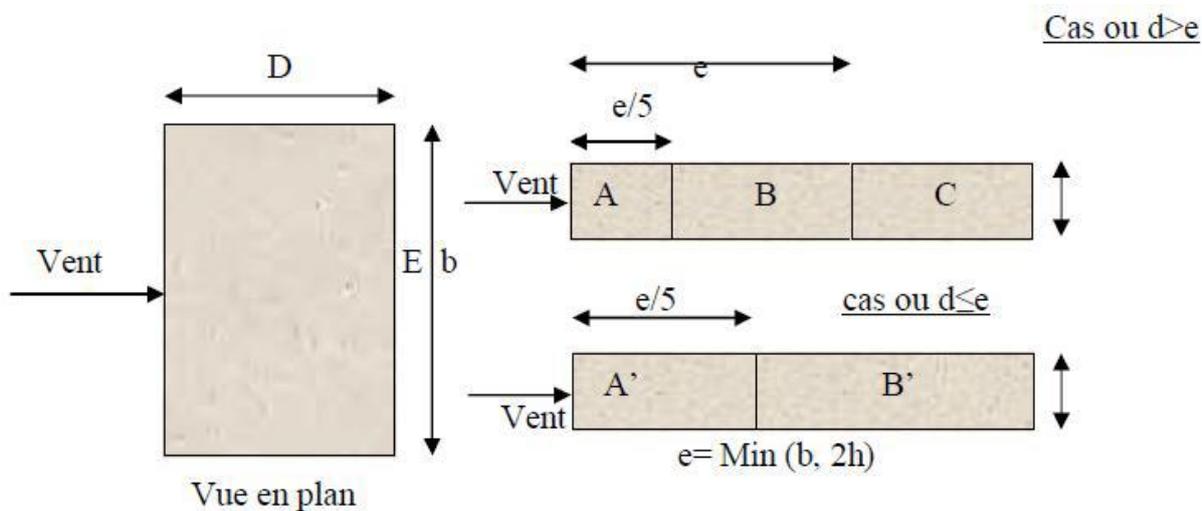


Fig. V.2 : Légende pour les parois verticales

AA'		BB'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$								
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tab.V.4 : Valeurs des C_{pe} sur parois plate

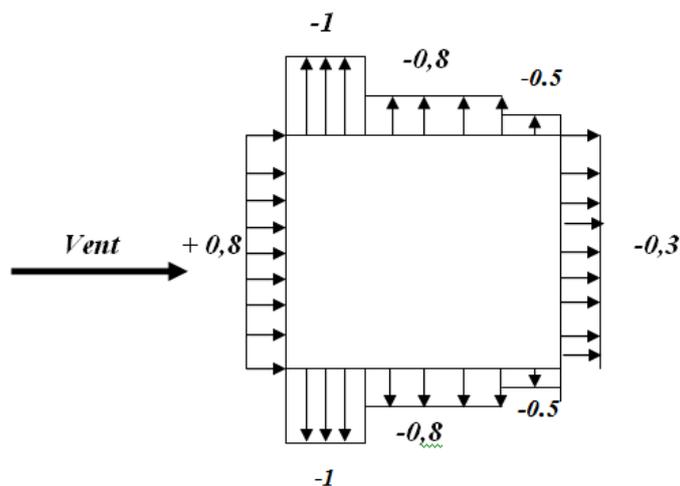


Fig. V.3: Valeur C_p sur les parois verticales

❖ Toitures :

$C_{pe} = f(h_p/h)$ (tableau 5.2 chap 5 RNV99)

- $h_p/h = 0.6/27.54 = 0.021$

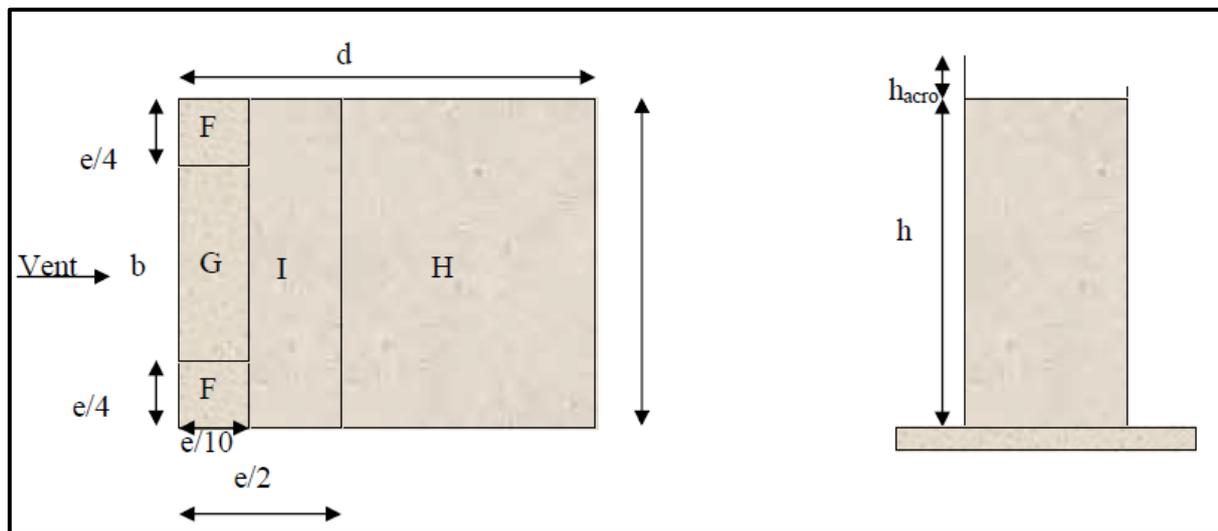


Fig V.4 : Légende pour les toitures plates

Cpe	F	G	H	I
hp/h=0.025	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2

Tab.V.5 : Valeurs des Cpe sur la toiture plate

V.2.3 : Evaluation de la pression intérieure (Cpi) : (chap 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons Intérieure ; les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$

Le tableau suivant montre les résultats de C_{pe} :

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones

Sont montrées sur la figure suivante :

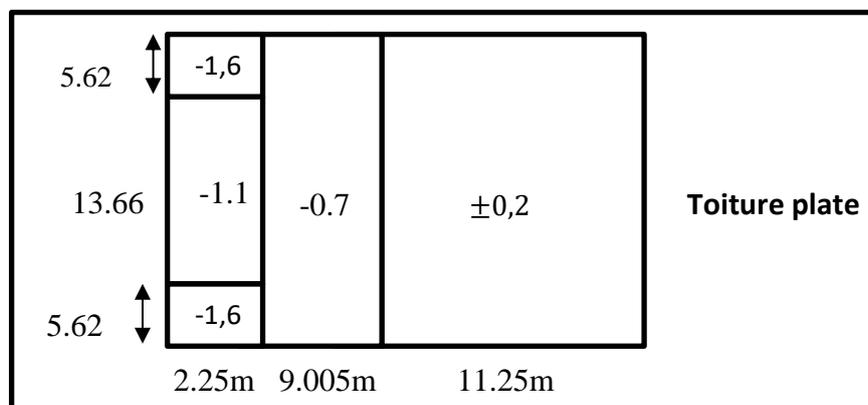


Fig.V.5 : Les zone de pression el les valeurs des coefficients

Avec : $C_{pe} = C_{pe10}$; $S \geq 10 \text{ m}^2$

Résumé : **Tableau 5.2 (66)** toiture plate $\leq (4 \%)$.

On a ; $H_p/h = 0,6 / 28.14$, $H_p/h = 0,021$

V.2.4. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

On utilisera les valeurs : $C_{pi} = -0,5$; $C_{pi} = +0,8$.

On prend : $C_{pi} = 0,8$.

V.2.5. Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

On a $C_{pi} = 0,8$. Le tableau suivant montre les résultats de C_p :

Zone	C_{pi}	C_{p10}	C_p
AA'	0.8	-1	-1.8
BB'	0.8	-0.8	-1.6
D	0.8	0.8	0.8
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	-0.2	-1
	0.8	0.2	-0.6

Tab.V.6 : Détermination du coefficient de pression de vent C_p

V.3. Répartition des coefficients de pression :

V.3.1. Détermination de la pression due au vent :

La pression due au vent q_j , qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j).$$

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

W : Pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j $W(Z_i)$ est donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}).$$

D'où : $q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_p)$.

V.3.2. Calcul des forces de frottement :

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent.

- Les constructions pour lesquelles le rapport $d/b \geq 3$, et le rapport $d/h \geq 3$. Dans notre cas, cette condition n'est pas vérifiée, alors on peut négliger les effets des forces de frottement.
- La force résultante R, se décompose en deux forces :
- Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales, agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées au niveau de l'acrotère.

1. Une force de soulèvement F_u .

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j * S_j) + \sum F * f_{rj}$$

Zj (m)	zone	s(x,x)m ²	s(y,y)m ²	Qdyn (N/m2)	qj(x)	qj(y)	R(x)N	R(y)N
1,53	-1,1	72,83	46,82	196,12	-328,31	-335,37	-23767,29	-15609,53
4,59	-1,1	72,83	46,82	344,79	-513,05	-524,09	-37113,57	-24375,28
7,65	-1,1	72,83	46,82	441,38	328,39	335,45	24237,36	15911,80
10,71	-1,1	72,83	46,82	514,22	-545,18	-556,90	-39329,67	-25832,27
13,77	-1,1	72,83	46,82	573,18	-1279,34	-1306,85	-92754,31	-60915,86
16,83	-1,1	72,83	46,82	622,95	-1100,75	-1124,43	-79712,09	-52351,77
19,89	-1,1	72,83	46,82	666,15	-929,28	-949,27	-67192,59	-44130,87
22,95	-1,1	72,83	46,82	704,40	-655,10	-669,18	-47196,29	-31000,04
26,01	-1,1	86,11	46,818	738,78	412,24	421,11	-47196,29	-31000,04
	-1,1	14,28	9,18	738,78	412,24	421,11	5992,30	3933,58
26,61	-2,4	14,28	9,18	738,78	412,24	421,11	-47196,29	-31000,04
	-1,9	14,28	9,18	738,78	412,24	421,11	5992,30	3933,58
	-1,5	14,28	9,18	738,78	412,24	421,11	-356836	-234370

Tab.V.7 : présentant les résultats

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = 356836 \text{ N} = \mathbf{356.836 \text{ KN}}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = 234370 \text{ N} = \mathbf{234.370 \text{ KN}}$$

V.4 : Vérification de la stabilité :

Effort	Vent	Séisme
V_x (T)	35.68	393.510
V_y (T)	23.47	336.235

Tab.V.8 : Vérification

- ✓ La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

V.5 : Conclusion :

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme.

Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

Chapitre VI :
Ferraillage des
éléments structuraux

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1 : Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants se fait suivant le BAEL91 mod99 et le règlement parasismique algérien RPA99 v2003, Les éléments résistants qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants, accompagnée de leurs schémas de ferrailage.

VI.2 : Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et à la base dans les sens transversaux et longitudinaux et aussi à des efforts normaux et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée et la fissuration étant comme peu préjudiciable.

Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tab.VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux

VI.2.1 : Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

a) Selon BAEL 91 :

À E.L.U : 1,35 G +1,5 Q

À E.L.S : Q+G

b) Selon le R.P.A 99 :

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques E.

- $G + Q \pm E$ (1)

- $0.8 G \pm E$ (2)

➤ **Les poteaux :**

- à l'ELU : $1.35 G + 1.5 Q$ (BAEL 91)

- à l'ELS : $G + Q$

- Accidentelle : $0.8 G \pm E$ (RPA99)

➤ **Les poutres :**

- à l'ELU : $1.35 G + 1.5 Q$ (BAEL 91)

- à l'ELS : $G + Q$

- Accidentelle : $G + Q \pm E$ (RPA99)

$$0.8 G \pm E$$

➤ **Pour les voiles :**

- $G + Q \pm E$ (RPA99)

- $0.8 G \pm E$

VI.2.2 : Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 pages 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

➤ Leur pourcentage minimal en zone sismique **I** sera de :

- $A_s \geq 0.7\% b.h$ en zone I.

➤ Leur pourcentage maximal :

- 4% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

➤ Le diamètre minimum est de 12mm.

➤ La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40ϕ en zone I.

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I.

VI.2.3 : Calcul de ferrailage des poteaux

• Poteaux de section :(60×65) cm²

ELU		G + Q +E		0,8G + E		ELS	
N _{max} (KN)	M _{COR} (KN.m)	M _{MAX} (KN.m)	N _{cor} (KN)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{COR} (KN.m)
3266.63	20.58	121.99	2016.04	10.73	7.23	2379.06	14.93

Tab.VI.2 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

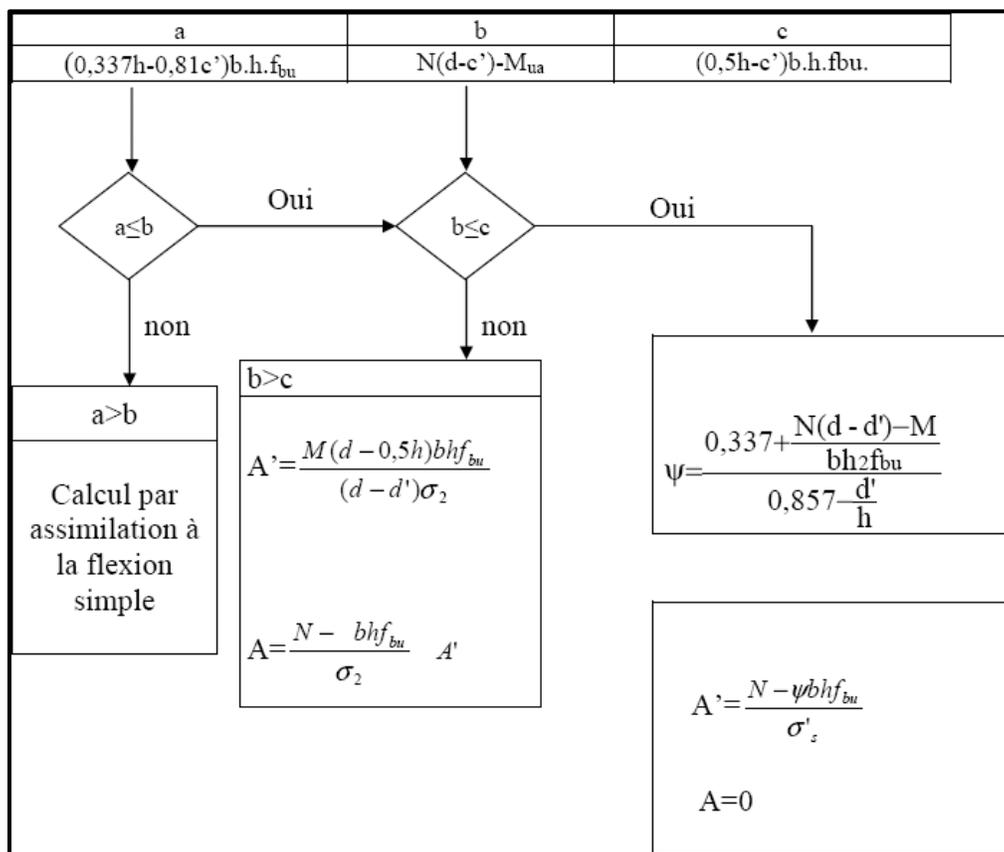


Fig.VI.1 : Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composee.

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à **L'article. A.4.3.5 du C.B.A 93** en adoptant une excentricité totale de calcul.

➤ **1^{er} cas E.L.U :**

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a = e_0 + e_a$$

✓ e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

✓ e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

✓ e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_a = \max(2\text{cm}, L/250)$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, 306/250) \rightarrow e_a = 0.02 \text{ m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{cor}}{N_{max}} = \frac{20.58}{3266.63} = 0.00630 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.00630 + 0.02 = 0.0263\text{m}$$

• Excentricité due aux effets du second ordre e_2 :

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max(15 ; 20 \cdot e_1/h)$$

✓ l_f : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

$$\frac{2.14}{0.65} = 3.29 < \max(15 ; 0.80)$$

• **Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire**

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

Φ: Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h} = 11.39 \quad \lambda \leq 50 \longrightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (2.14)^2}{10^4 \times 0.65} \cdot (2 + 0.83 \times 2) = 0.00736 \text{ m}$$

	e ₀ (m)	e _a (m)	e ₁ (m)	e ₂ (m)	e (m)
Excentricité	0.00630	0.02	0.0263	0.00736	0.03366

Tab.VI.3 : Tableau récapitulatif des résultats.

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée.

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e = 3266.63 \times 0.03366 = 109.95 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 3266.63 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 109.95 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$C' = 3 \text{ cm} \quad ; \quad B = N u (d - c') - M_{ua} \quad ; \quad M_{ua} = M_u + N u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

M _{corrigé} KN.m	A (MPa)	B (MPa)	M _{ua} (MN.m)
109.95	1.08	0.458	0.678

Tab.VI.4 : Tableau récapitulatif des résultats.

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

(B)
(A)

➤ **A > B, Donc la section est partiellement comprimée.**

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = 0.20 < \mu_1 = 0.392$$

(Pas d'armature comprimé $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.281$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.8876$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = 35.4 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = -19.94 < 0 \rightarrow A = 0$$

μ	α	β	$A_f \text{ cm}^2$	$A \text{ cm}^2$
0.20	0.281	0.8876	35.4	0

Tab.VI.5 : Tableau récapitulatif des résultats.

➤ 2^{eme} cas G+Q±E :

$$M_{\max} = 121.99 \text{ KN} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 2016.04 \text{ KN.m}$$

	$e_0 \text{ (m)}$	$e_a \text{ (m)}$	$e_1 \text{ (m)}$	$e_2 \text{ (m)}$	$e \text{ (cm)}$
Excentricité	0.060	0.02	0.08	0.0035	0.0835

Tableau. VI.6. Tableau récapitulatif des résultats.

Le center de pression se trouve à l'intérieur de la section Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot$$

(B)

(A)

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{Mpa} \quad , \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{Mpa} \dots \dots \dots (\text{situation} - \text{accidentelle}).$$

$M_{\text{corrigé}}$ (KN.m)	A (MPa)	B (MPa)	Mua (MN.m)
130	1.40	0.724	0.466

Tab.VI.7 : Tableau récapitulatif des résultats.

➤ $A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

μ	α	z	$A_f \text{cm}^2$	A cm^2
0.028	0.04	0.61	53	00

Tab.VI.8 : Tableau récapitulatif des résultats.

➤ 3^{eme}cas 0,8G+E :

$$N_{\text{min}} = 10.73 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{cor}} = 7.23 \text{ KN.m.}$$

	e_0 (m)	e_a (m)	e_1 (m)	e_2 (m)	e (m)
excentricité	0.67	2	0.69	0.0035	0.6935

Tab.VI.9 : Tableau récapitulatif des résultats.

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot (B) \quad (A)$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation} - \text{accidentelle.}$$

$M_{\text{corrigé}}$ (KN.m)	A (MPa)	B (MPa)	Mau (MN.m)
10	1.405	-0.004	0.010

Tab.VI.10 : Tableau récapitulatif des résultats.

➤ $A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

μ	α	Z	A_f (cm ²)	A (cm ²)
0.002	0.002	0.619	40.83	00

Tab.VI.11 : Tableau récapitulatif des résultats.

VI.2.3.1 : Vérification des sections :

-D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s\ min}=0,7\%$ (b. h) (zone I).

$$A_{s\ min}=0,7\% (b. h) = 0.009 \times 45 \times 55 = 27.30\text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 55 \times \frac{2.1}{400} = 4.49\text{cm}^2$$

	A_{cal} (cm ²)	$A_{min\ BAEL}$ (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
ELU	00	4.49	27.30	27.30	8HA20+4HA14= 31.292 cm²
G+Q±E	00			27.30	
0.8G±E	00			27.30	

Tab.VI.12 : Les choisit des sections

VI.2.3.2 : Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser}).

La fissuration est considérée préjudiciable (cas du poteau de rive) donc il faut vérifiée les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{ MPA}$$

La contrainte d'acier est limitée par :

$$\sigma_s = \max (0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) = \max (200 ; 201.63) \quad ; \quad \sigma_s = 201.63\text{ MPa}$$

Les poteaux sont calculés en flexion composée :

$$M_{corr} = 14.93 \text{ (KN.m)} ; N_{max} = 2379.06 \text{ (KN)}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{14.93}{2379.06} = 0,0062 \text{ m} = 0,62 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.62 < \frac{h}{6} = 10.83$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifiée que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 \text{ (A)}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$\sigma_0 = \frac{N}{B_0}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1$$

B_0 (cm)	v_1 (cm)	v_2 (cm)	I_{xx} (cm ⁴)	K	σ_0 (Mpa)	σ_b (Mpa)
4369.38	35.99	29.01	2249017.471	0.0064	5.44	5.67

Tab.VI.13 : Tableau récapitulatif des résultats.

$$\sigma_b = 5.67 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')]$$

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(d - v_2)]$$

σ_s^1	σ_s^2	σ_s	
84.67	84.76	201.63	CV

Tab.VI.14 : Tableau récapitulatif des résultats.

$$\sigma_s^1 = 80.29 \text{ MPA} \leq 201.63 \text{ MPA} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 69.71 \text{ MPA} \leq 201.63 \text{ MPA} \dots (\text{C.V})$$

VI.2.3.3 : Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 119.18 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right)$$

V (N)	b (mm)	d (mm)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
119180	600	620	0.320	3.33	<u>CV</u>

Tab.VI.15 : Tableau récapitulatif des résultats.

VI.2.3.4 : Calcul d'armature transversale :

Selon (RPA99 version 2003 :7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante :
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.60} \text{ ou } \frac{2.142}{0.62} \right); \lambda_g = (3,295) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003. [Art.7.4.2.2]

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. En prend $t = 15 \text{ cm}$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

➤ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 119180 \times 150}{650 \times 400} = 257.84 \text{ mm}^2 = 2.58 \text{ cm}^2$$

Soit (4cadre T10=3.14 cm²)

➤ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 119180 \times 150}{650 \times 400} = 257.84 \text{ mm}^2 = 2.58 \text{ cm}^2$$

Soit (6cadre T8 = 3.02 cm²)

VI.2.3.5: Vérification des cadres des armatures minimales :D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale** $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2 . \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ Dans la zone courante : t=15 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2 . \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3}$

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \varphi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm})$ Condition Vérifier

VI.2.3.6: Ferrailage des poteaux :

S _{POT} (cm ²)	A _{max} (Cm ²)	N ^{mbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
60x65	27.30	8HA20+4HA14	31.292

Tab.VI.16 : Ferrailage des poteaux.

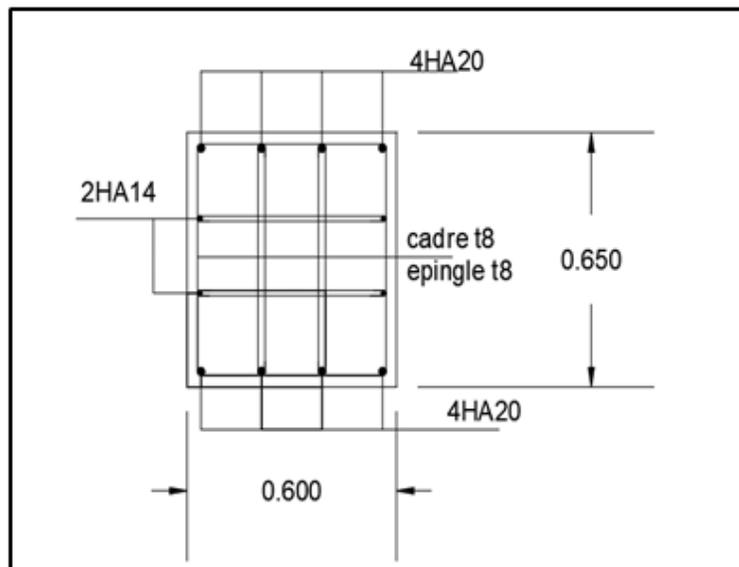


Fig.VI.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.

VI.3. Ferrailage des poutres

VI.3.1. Définition :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicitées par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.3.2. Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportent de faibles charges verticales et doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en **zone I**.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées. Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

VI.3.3. Les poutres principales (40cm x45 cm)

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En appuis
Valeurs	127.88	238.13	92.97	173.09	209.46

Tab.VI.17 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

VI.3.3.1. Étapes de calcul des armatures longitudinales :

➤ EUL :

$$M_{ult} = 127.88 \text{ N.m} \quad F_c = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$b = 40 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; C' = 3 \text{ cm} ; d = 42 \text{ cm} ; \mu \leq \mu_1 = 0.392 \dots \dots A' = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha ; \quad A_1 = \frac{M_{max}}{\beta.d\sigma_s}$$

➤ ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.005 \times 40 \times 45 = 9 \text{ cm}^2$$

• Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 (Art7.4.2.1) :

- ✓ 4% en zone courante
- ✓ 6% en zone de recouvrement

• Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.001 \times 40 \times 45 = 1.8 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} > 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{min} > 0.23 \times 40 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 2.028 \text{ cm}$$

VI.3.3.2. Calcul des armatures

1. Combinaisons : 1.35G+1.5Q

➤ En travée

Niveau	M _t (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _{cal} (cm ²)
RDC-8étage	127880	0.128	0.392	0.172	0.93	9.40

Tab.VI.18 : Tableau récapitulatif des résultats.

- E.L.S :

Niveau	α	M_t (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 8 étage	0.122	127880	92970	1.37	0.43	Vérifiée

Tab.VI.19 : Tableau récapitulatif des résultats.

- Tableau récapitulatif : $A = \max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 8 étage	9.40	1.8	2.028	9	9.40	3HA14= 4.62 cm ² 3HA16= 6.03 cm ² =10.65 cm ²

Tab.VI.20 : Tableau récapitulatif des résultats.

- La combinaison : G+Q+EX :

- En Appuis :

$\bar{\sigma}_b = 18.5Mpa ; \bar{\sigma}_s = 400Mpa. \Leftrightarrow situation - accidentelle.$

Niveau	M_a (N.m)	μ	μt	α	β	A_{appuis} (cm ²)
RDC- 8 étage	209460	0.170	0.392	0.234	0.90	13.76 cm ²

Tab.VI.21 : Tableau récapitulatif des résultats.

- E.L. S :

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 8 étage	0.122	209460	173090	1.21	0.35	Vérifiée

Tab.VI.22 : Tableau récapitulatif des résultats.

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$

Niveau	$A_{appui}(cm^2)$	$A_{min}^{BAEL}(cm^2)$	$A_{BAEL}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
RDC- 8 étage	13.76	1.8	2.028	9	13.76	8HA16=16.08 cm ²

Tab.VI.23 : Tableau récapitulatif des résultats.

VI.3.3.4 : Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$

- **en appuis :**

$M_{a\ ser} = 173.09\ KN.m$; $A = 16.08\ cm^2$

$D=15A/b$; $E = 2Dd$

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$; $K_1 = 15 \frac{(1-\alpha_1)}{\alpha_1}$

$\beta_1 = 1 - (\alpha_1/3)$; $\alpha_1 = y_1/d$

$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$; $\sigma_s = \frac{M}{A \beta_1 d}$

Après les calculs en trouve :

D (cm)	E (cm)	y_1 (cm)	α_1 (cm)	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_b MPa
6.03	425.47	15.46	0.368	0.88	25.76	291.24	15.15

Tab.VI.23 : Tableau récapitulatif des résultats.

$\sigma_s = 156.43\ MPa \leq \bar{\sigma}_s = 400\ MPa$ Condition vérifiée.

$\sigma_b = 15.15\ MPa \leq \bar{\sigma}_b = 18.5\ MPa$ Condition vérifiée.

• En travée :

$M_{t\text{ ser}} = 92.97 \text{ KN.m}$; $A_s = 10.63 \text{ cm}^2$

D (cm)	E (cm)	y_1 (cm)	α_1 (cm)	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_b MPa
3.99	334.84	14.74	0.35	0.88	27.85	236.63	8.55

Tab.VI.24 : Tableau récapitulatif des résultats.

$\sigma_s = 74.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

$\sigma_b = 8.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

VI.3.3.5 : Ferrailage des armatures transversales :

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$V_{\text{max}} = 195630 \text{ N}$

$\tau_{u\text{ max}} = \frac{195630}{400 \times 420} = 1.16 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau} = \min (0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$ (fissuration peu préjudiciable).

$\tau_{u\text{ max}} = 1.16 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ (C.V)

• **VI.3.3.5.2 : Disposition constructive :**

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ **En zone nodale : RPA99V2003 (Art7.5.2.2)**

$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, 30\text{cm} \right\}$ $S_t = 11.25 \text{ cm}$

✓ **En zone courante : RPA99V2003 (Art7.5.2.2)**

$S_t \leq h/2 = 22.5 \text{ cm}$; en prend $S_t = 15 \text{ cm}$

h : la hauteur de la poutre.

$S_t \leq \min (0.9d; 50\text{cm})$ **BAEL91 (A.5.1.22)**

$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(37.8 \text{ cm} ; 50 \text{ cm})$ condition vérifiée.

- **Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \longrightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{15 \times 0.4 \times b_0}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 11.25 \times 40 = 1.35 \text{ cm (en zone nodal).}$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

Soit : 4HA8 $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

VI.3.4 : Les poutres secondaires (30× 40) :

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E
	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En appuis
Valeurs	67.52	123.21	49.05	89.51	232.08

Tab.VI.25 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

VI.3.4.1. Étapes de calcul des armatures longitudinales :

➤ **EUL :**

$$M_{ult} = 123.21 \text{ N.m} \quad F_c = 400 \text{ MPA.} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$b = 40 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; C' = 3 \text{ cm} ; d = 42 \text{ cm} ; \mu \leq \mu_1 = 0.392 \dots \dots A' = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha \quad ; \quad A_1 = \frac{M_{max}}{\beta \cdot d \sigma_s}$$

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400,

Donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 (Art7.4.2.1) :**

✓ 4% en zone courante

✓ 6% en zone de recouvrement

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

$$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.001 \times 40 \times 45 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} > 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_{min} > 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.34 \text{ cm}$$

VI.3.4.2. Calcul des armatures

1. Combinaisons :1.35G+1.5Q

➤ En travée

Niveau	M _t (N.m)	μ	μ _t	α	β	A _{cal} (cm ²)
RDC-8étage	67520	0.116	0.392	0.155	0.94	5.59

Tab.VI.26 : Tableau récapitulatif des résultats.

- **E.L.S :**

Niveau	α	M _t (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 8 étage	0.089	67520	49050	1.37	0.43	Vérifiée

Tab.VI.27 : Tableau récapitulatif des résultats.

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 8 étage	5.59	1.2	1.34	6	6	6HA12= 6.79 cm ²

Tab.VI.28 : Tableau récapitulatif des résultats.

- La combinaison : G+Q+EX :

- En Appuis :

$\bar{\sigma}_b = 18.5Mpa ; \bar{\sigma}_s = 400Mpa. \Leftrightarrow situation - accidentelle.$

Niveau	M_a (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{appuis} (cm ²)
RDC- 8 étage	232080	0.32	0.392	0.507	0.78	19.67

Tab.VI.29 : Tableau récapitulatif des résultats.

- E.L. S :

Niveau	α	M_a (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
RDC- 8 étage	0.124	209460	89510	2.34	0.87	Vérifiée

Tab.VI.30 : Tableau récapitulatif des résultats.

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$

Niveau	A_{appuis} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
RDC- 8 étage	19.67	1.2	1.34	6	19.67	4HA20= 12.57 cm ² 4HA16= 8.04 cm ² = 20.61 cm ²

Tab.VI.31 : Tableau récapitulatif des résultats.

VI.3.4.3 : Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$

• en appuis :

$M_{a\ ser} = 89.510\ \text{KN.m}$; $A_s = 20.61\ \text{cm}^2$

$D=15A/b$; $E = 2Dd$

$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$; $K_1 = 15 \frac{(1-\alpha_1)}{\alpha_1}$

$\beta_1 = 1 - (\alpha_1/3)$; $\alpha_1 = y_1/d$

$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$; $\sigma_s = \frac{M}{A \beta_1 d}$

Après les calculs en trouve :

D (cm)	E (cm)	y_1 (cm)	α_1 (cm)	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_b MPa
7.72	649.215	18.90	0.45	0.84	18.3	123.101	6.71

Tab.VI.32 : Tableau récapitulatif des résultats.

$\sigma_s = 123.101\ \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400\ \text{MPa}$ Condition vérifiée.

$\sigma_b = 6.71\ \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 18.5\ \text{MPa}$ Condition vérifiée.

• En travée :

$M_{t\ ser} = 49.05\ \text{KN.m}$; $A_s = 6.79\ \text{cm}^2$

D (cm)	E (cm)	y_1 (cm)	α_1 (cm)	β_1	K_1	σ_s MPa	σ_b MPa
3.39	250.86	12.80	0.34	0.88	29.11	238.09	4.28

Tab.VI.33 : Tableau récapitulatif des résultats.

$\sigma_s = 238.09\ \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400\ \text{MPa}$ Condition vérifiée.

$\sigma_b = 4.28\ \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\ \text{MPa}$ Condition vérifiée

VI.3.4.4 : Ferrailage des armatures transversales :**VI.3.4.5.1 : Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_{\max} = 229020 \text{ N}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{229020}{300 \times 370} = 2.06 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 2.06 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

VI.3.4.5.2 : Disposition constructive :

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ **En zone nodale : RPA99V2003 (Art7.5.2.2)**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right\} \quad St = 10 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante : RPA99V2003 (Art7.5.2.2)**

$$St \leq h/2 = 20 \text{ cm} ; \text{ en prend } St = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0.9d; 50 \text{ cm}) \text{ BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min (33.3 \text{ cm} ; 50 \text{ cm}) \text{ condition vérifiée.}$$

VI.3.4.5.3 : Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)

$$St \leq \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} \longrightarrow At \geq \frac{St \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$At \geq \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

VI.3.4.5.4 : Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0.003 \times St \times b$$

$$At = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm (en zone nodal).}$$

$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

Soit : 6HA6 As = **1.70 cm²**

VI.3.4.5.5 : Ferrailage des poutres :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Poutre	Position	N ^{mbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
P.P(40×45)	Travée	3HA14 + 3HA16	10.65
	Appui	8HA16=16.08	16.08
P.S(30×40)	Travée	6HA12	6.79
	Appui	4HA20+4HA16	20.61

Tab.VI.34 : résultats du ferrailage des poutres

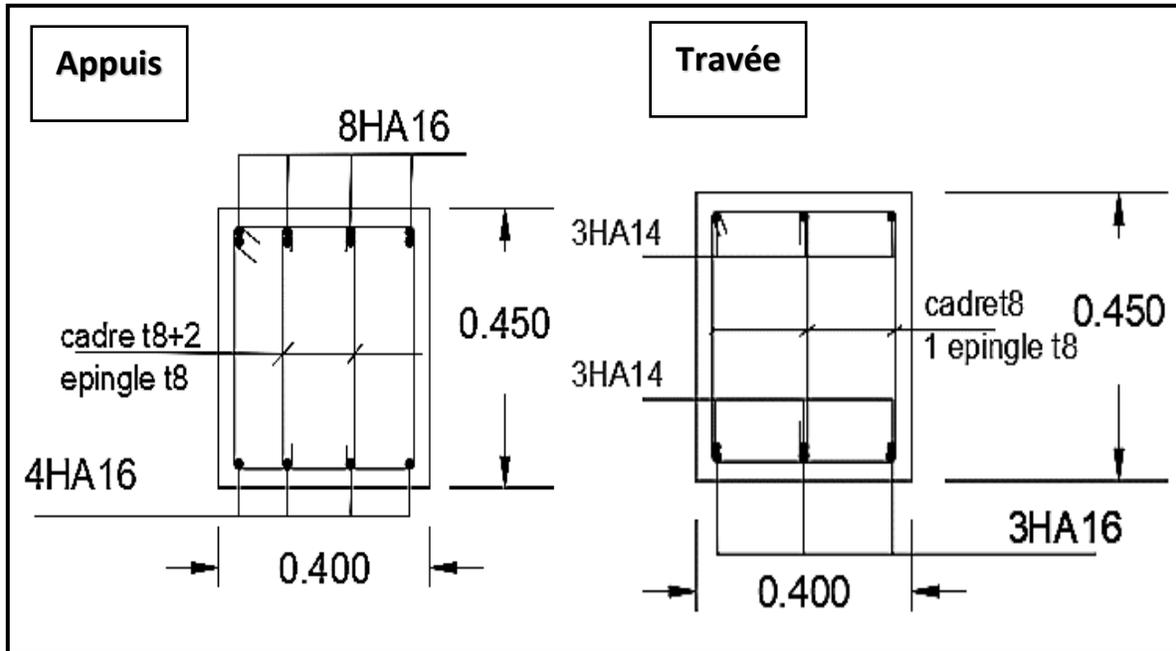


Figure VI.3. Ferrailage de la poutre principale.

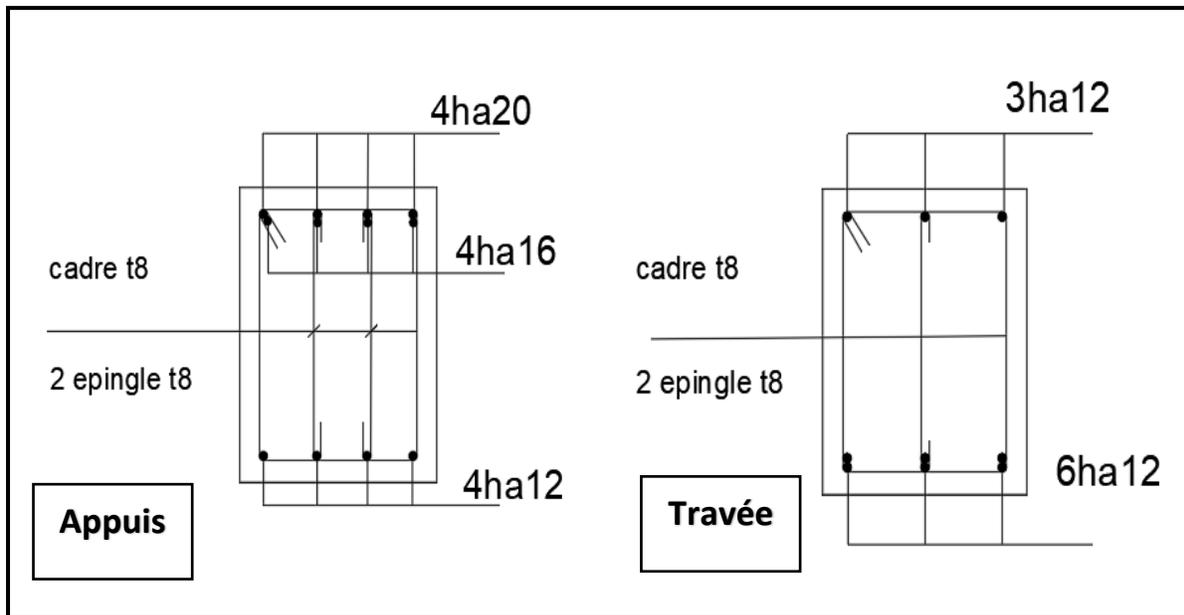


Figure VI.4. Ferrailage de la poutre secondaire

VI.4 : Ferrailage des voiles :

VI.4.1 : Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

VI.4.2: Types d'armatures :

VI.4.2.1: 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.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

VI.4.2.2: Aciers horizontaux :

De la même façon que les aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter les prescriptions de Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur et doivent être disposées sous chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage au voisinage.

Elle doit être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

VI.4.2.3: Règles générales :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes : Article 7.7.4.3 RPA :

- $S \leq 1.5e$
- $S \leq 30 \text{ cm.}$

e : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

VI.4.2.4 : Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

VI.4.3. Calcul de la section d'armature :**VI.4.3.1. Ferrailage vertical :****Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

1. Entièrement tendu (S. E. T).
2. Entièrement comprimée (S. E.C).
3. Partiellement comprimée (S. P. C).

VI.4.3.2. Etape de calcul :

Détermination de la nature de la section :

1. Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$)
2. Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

Calcul des sections suivant leurs natures :

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

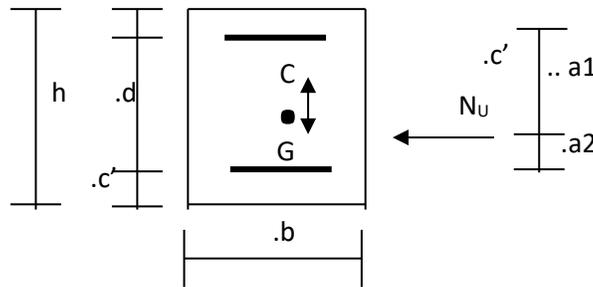


Fig.V.5 : Schéma d'un voile

-Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A'\sigma_s + A\sigma_{s10\text{‰}}$$

$$M_a = A'\sigma_s(d - c')$$

- Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2)\sigma_{s10\text{‰}}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2)\sigma_{s10\text{‰}}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

N : L'effort normal est un effort de compression.

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Où : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

Si : $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

Si : $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par :

$$A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

$$\text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

Section partiellement comprimée : la section est partiellement comprimée si :

N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Où : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

Pour des voiles pleins :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{array} \right.$$

- 1^{ère} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

- 2^{ème} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

- 3^{ème} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

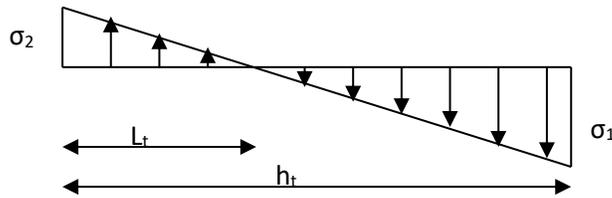


Fig.VI.6 : Schéma de contrainte

- $A_{min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$
- $A_{min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$
- $A_{min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$ (en zone courante)

VI.4.3.2 : Calcul de la section d’armature : selon les règles BAEL 91

Soit le voile ‘VL 1’ niveau RDC :

G+Q± E : $M_{max} \longrightarrow N_{corr}$

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	347.96	548.75	1585.65

Tab.VI.35 : les résultats des efforts et moments

$M = 1585.65 \text{ KN.m}$; $N = 548.750 \text{ KN}$

$H = 3.00 \text{ m}$; $c = 3 \text{ cm}$

$d = h - c = 2,97 \text{ m}$; $a = 0.18 \text{ m}$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1585.65}{548.75} = 2.88 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 300 - 0.81 \times 3) 18 \times 300 \times 18.5 = 9857133 \text{ N.m} = \mathbf{9857.133 \text{ KN.m}}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1464.74 + 548.75 (2.97 - 3/2) = \mathbf{2324.32 \text{ KN.m}}$$

$$B = 548.75 (2.97 - 0.03) - 2324.32 = \mathbf{-710.995 \text{ KN.}}$$

Donc : $B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

V.4.3.3 : Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \cdot e}{h} = \frac{20 \cdot 2.88}{3.00} = 19.2$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \cdot 3.06}{3.0} = 0.714$$

$$\frac{l_f}{h} = \mathbf{0.714 \leq 19.2 \text{ c.v}}$$

• Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_{ua} = 2324.32 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{ cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{2324320}{18 \cdot 297^2 \cdot 18.5} = 0.079$$

$$\mu = 0.079 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.102$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha_u = 0.996$$

$$A_F = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2324320}{400 \cdot 0.996 \cdot 297} = 19.64 \text{ cm}^2$$

$$A_c = A_F - \frac{N}{\sigma_s \cdot 100} = 19.64 - \frac{548750}{400 \cdot 100} = 5.92 \text{ cm}^2$$

M_1 (KN.m)	μ	μ_t	α	β	A_f (cm ²)	A_c (cm ²)
2324.32	0.079	0.392	0.102	0.996	19.64	5.92

Tab.VI.36 : Résumé des calculs.

- L'armature verticale minimale

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{548.750 \times 1000}{180 \times 3000} + \frac{6 \times 1585.65 \times 1000 \times 1000}{180 \times 3000^2} = 6.88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{548.750 \times 1000}{180 \times 3000} - \frac{6 \times 1585.65 \times 1000 \times 1000}{180 \times 3000^2} = -4.856 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_1 = \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 = \leq 0$$

Donc : la section est partiellement comprimée

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = \frac{4.269}{6.3 + 4.269} * 3.00 = 1.24 \text{ m}$$

$$\text{Alors: } A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \cdot a = 0.002 \times 1.21 \times 0.18 = 0.0004356 \text{ m}^2 = 4.356 \text{ cm}^2$$

VI.4.3.4 : Le pourcentage minimum d'armatures verticales :

- Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h$$

$$A_{min}^g = 0.0015 \times 18 \times 300 = 8.1 \text{ cm}$$

- Dans la zone tendue :

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA}) = \max(5.92 \text{ cm}^2 ; 4.356 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Alors en prend } A = 5.92 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$h' = h - 2l_t = 0.58 \text{ m}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \times b \times h'$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \times 18 \times 58 = 1.04 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendue}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 * 5.92 + 1.04 \geq A_{\min}^g = 8.1 \text{ cm}^2 \text{ (C.V)}$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{tot}} = 12.82 \text{ cm}^2 ; A_{\min}^g = 8.1 \text{ cm}^2) ; A = A_{\text{tot}} = 10.08 \text{ cm}^2$$

Niveau	A_{tendue} (cm ²)	A_c (cm ²)	A_{tot} (cm ²)	A_{\min}^g (cm ²)	Condition
RDC	5.92	1.04	12.80	9.9	Vérifiée

Tab.VI.37 : Armatures Des Poteaux

VI.4.3.5 : L'espacement :

D'après (RPA99 version 2003)

$$St < \min (1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min (1,5 \times 18; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

On prendre : $St = 20 \text{ cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2} \right\} = \min \{13,5; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

❖ **Choix d'armature :**

- **Dans la zone tendue :**

$$A = 6.79 \text{ cm}^2 \text{ 6HA12}$$

- **En zone courante :**

$$A_c = 4.02 \text{ cm}^2 \text{ 8HA8}$$

VI.4.3.6 : Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T}{a \times d} = \tau_b = \frac{1.4 \times 347.96 \times 1000}{180 \times 2970} = 0.91 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile

$$\tau_b = 0.91 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

✓ **Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement**

VI.4.4 : Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 18 \times 100 = 2.7 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times a \times 1 \text{ m} = 0.001 \times 18 \times 100 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2 \cdot \text{ml}$

- **L'espacement des barres :**

D'après (RPA 2003 Art.7.7.4.3. P :52)

$$St < \min (1,5a ; 30 \text{ cm}) = \min (18 \times 1,5 ; 30 \text{ cm}) = \min (27 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St = 25 \text{ cm.}$$

VI.4.4.1 : Vérification de contrainte de compression : (à la base du refend)

$$\sigma_c = \frac{548.750 \times 1000}{200 \times 3300} + \frac{6 \times 1390.81 \times 1000 \times 1000}{200 \times 3300^2} = 6.3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 6.3 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ Mpa} \dots \text{ (C.V)}$$

VI.4.5: Schéma du Ferrailage du voile :

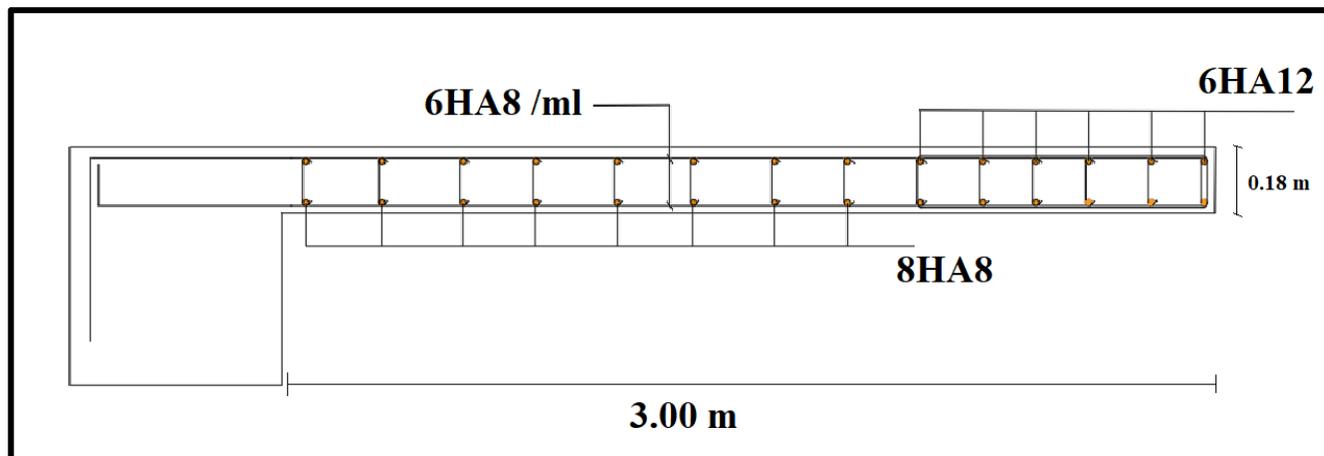


Fig.VI.7 : ferrailage des voiles.

VI.5 : Etude du voile périphérique :

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- ✓ Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.1 : Dimensionnement des voiles :

- ✓ Hauteur : $h=3.06$ m
- ✓ Longueur : $L_x= 3.06$ m : $L_y= 7$ m
- ✓ Épaisseur : $e =18$ cm

VI.5.2 : Caractéristiques du sol

A partir de rapport de sol on obtient les caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique $\gamma_h=18.3$ KN/m³
- Cohésion $C = 0.75$ bar
- Angle de frottement = 23.22 degrés

VI.5.3 : Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

La poussée des terres :

$$G = h * \gamma_h * \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{23.22}{2}\right)$$

$$G = 3.06 * 18.3 * \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{23.22}{2}\right) = 24.328 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q * \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{23.22}{2}\right) = 10 * \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{23.22}{2}\right) = 4.34 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.4 : Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

$$\sigma_{\min} = 1.5 Q$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q$$

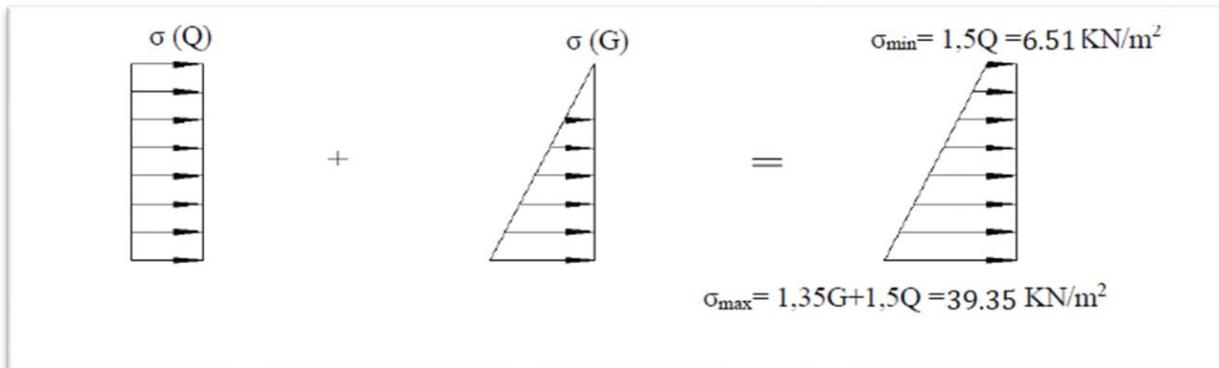


Fig.VI.8 : Le diagramme des contraintes est trapézoïdal

$$\sigma_{\text{MOY}} = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_{\text{MOY}} = \frac{3 * 39.35 + 6.51}{4} = 31.14 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{MOY}} * 1\text{ml} = 31.14 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06\text{m} : b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 7 \text{ m} : e = 0.18 \text{ m}$$

➤ **L'ELU : $v = 0$; $q_u = 31.14 \text{ KN/mL}$**

$\rho = 3.06/7 = 0.44 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

À partir du tableau (ANNEXE E3) :

$$\mu_x = 0.1032$$

$$\mu_y = 0.250$$

Donc les moments sont :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1032 \times 31.14 \times 3.06^2 = 30.09 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.250 \times 30.09 = 7.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 30.09 = 25.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 * 7.52 = 6.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 * 30.09 = 9.027 \text{ KN.m}$$

➤ **L'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 22.58 \text{ KN/mL}$**

$$\sigma_{\min} = Q = 4.34$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = G + Q = 28.66$$

$$\sigma_{\text{MOY}} = \frac{3 \times 28.66 + 4.34}{4} = 22.58 \text{ KN/m}^2$$

$\rho = 3.06/7 = 0.44 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

À partir du tableau (ANNEXE E3) :

$$\mu_x = 0.1059 ; \mu_y = 0.325$$

Donc les moments sont :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1059 \times 22.58 \times 3.06^2 = 22.39 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.325 \times 22.39 = 7.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 22.39 = 19.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 * 7.27 = 6.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 * 22.39 = 6.717 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant :

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.001 * b * h = 0.001 * 100 * 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 \cdot f_{c28} / y_b : 5 \text{ MPA}) \dots\dots\dots \text{Fissuration nuisible .}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5, 5 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.0255 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots \text{Conditions Vérifiées}$$

VI.5.8 : Vérification des contraintes :

Pour savoir si un calcul à L'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée dans les deux sens :

$$\alpha \leq \frac{y - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Localisation		Mu(KN.m)	Ms(KN.m)	γ	α	$\frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
x-x	Travée	25.57	19.03	1.34	0.104	0.42	C.V
	Appui	9.027	6.71	1.34	0.035	0.42	C.V
y-y	Travée	6.39	6.18	1.03	0.025	0.26	C.V
	Appui	9.027	6.71	1.34	0.035	0.42	C.V

Tab.VI.39 : vérification de voile périphérique pour le béton à L'ELS

DONC : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$

VI.5.9 : Schéma de ferrailage voile périphérique :

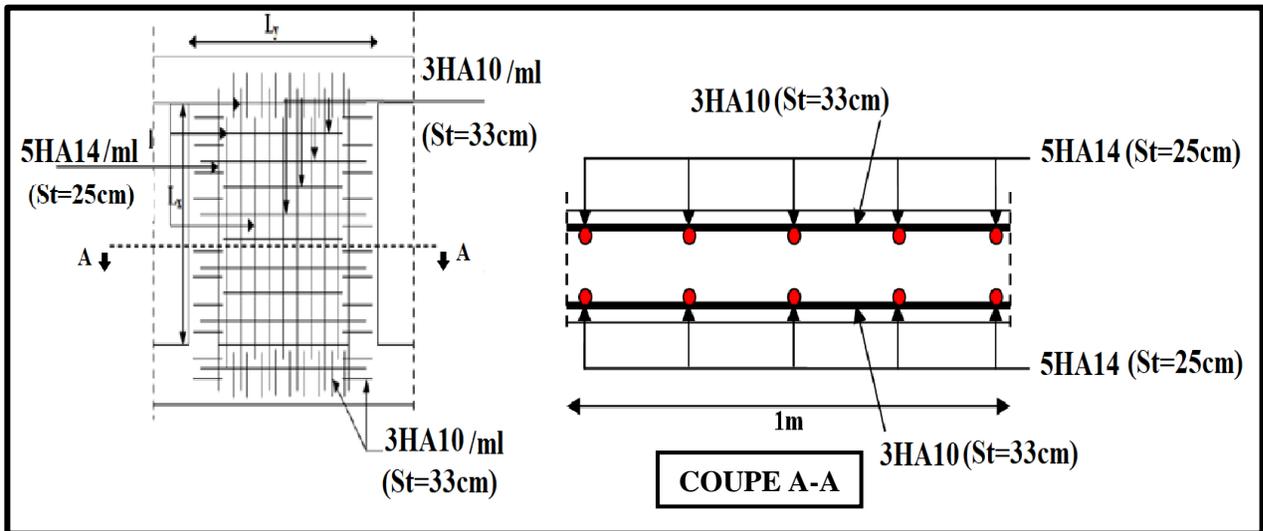


Fig.VI.9 : Ferrailage du voile périphérique

Chapitres VII :
Etude de
l'infrastructure

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- La charge à transmettre au sol.
- La dimension des trames.
- La profondeur d'ancrage.
- La distance entre axes des poteaux.

VII. 2 : Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VII.2.1 : Choix de type de fondation :

- Fondations superficielles de type :
- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général

VII.2.2: Combinaison d'action :

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
- ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.
- Accidentelle ($0.8G \pm E$) pour la vérification.

VII.3 : Calcul des fondations :

VII.3.1 : Etude géotechnique :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de **BISKRA**.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : $Q=1.5$ bars pour l'ensemble du site.
- Types de sol : classé dans la catégorie S3 (**sol meuble**)
- Ancrage des fondations : $D = 4.21$ m

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. 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 :

$$(S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%).$$

VII.3.2 : Calcul la section des semelles :

➤ À L'ELS :

La surface de la semelle est donnée par :

$$s \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5\text{bars} = 15\text{T/m}^2$$

N_{ser} : La somme des réactions

$$N_{\text{ser}} = 5385.860 \text{ (Résultats par robot 2019)}$$

$$s \geq \frac{5655.153}{15} = 377.01 \text{ m}^2$$

$$S_s = 377.01 \text{ m}^2$$

Surface total du bâtiment : $S_{\text{bâtiment}} = 378.95 \text{ m}^2$

Vérification :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{377.01}{378.95} = 0.99 \rightarrow 99\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécuté

VII.4 : Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage

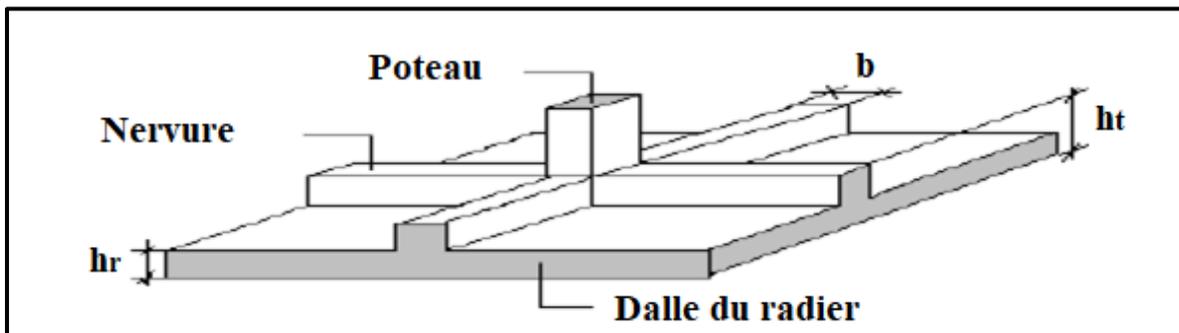


Fig.VII.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VII.4.1: Pré dimensionnement du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage :**

ht : hauteur des nervures.

hr : hauteur de la dalle.

Lmax : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\text{max}} = 7.00\text{m}$)

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} \rightarrow h_r \geq \frac{700}{10} = 70\text{cm}$$

c) condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MN/m}^3$

b : largeur du radier. (Bande de 1 mètre).

$$\text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

$$L_{\max} = 7 \text{ m} \quad , \quad E = 3216420 \text{ t/m}^2 \quad , \quad K = 4000 \text{ t/m}^3.$$

D'où :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48K \cdot L_{\max}^4}{E \cdot \pi^4}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * 4000 * 7^4}{3.2 * 10^6 * 3.14^4}} = 1.14 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_t = \max(70\text{cm}, 114 \text{ cm})$$

On prend : **h_t = 115cm.**

Remarque :

Pour des raisons d'économie on va choisir :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow h_r \geq \frac{700}{20} = 35 \text{ cm} \quad \text{on prend : } \mathbf{h_r = 40\text{cm}}$$

h_r : hauteur de la dalle.

Conclusion :

$$\mathbf{h_t = 115 \text{ cm. ; } h_r = 40 \text{ cm.}}$$

VII.4.2: Calcul de la surface du radier :

$$S_r \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

S_r : surface du radier.

N : l'effort normal transmis aux fondations.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

• **Calcul de l'effort N transmis aux fondations :**

Les efforts transmis aux fondations sont résumés dans le tableau suivant :

Poids	Volume v (m ³)	γ KN/m ³	P= v× γ KN	comb
A la base du bâtiment	Résultat extré du logiciel ROBOT 2019		53858.60	ELS
De sous sol	Résultat extré du logiciel ROBOT 2019		5576.08	ELS
Des voile peripheries	$V_{vp} = L_p \cdot ep \cdot h_{s\text{ous-sol}} = 49.594 \text{ m}^3$	25	1239.85	G
Des terres	$V_t = (S_{bat} \times hr) - (V_n) = 35.11 \text{ m}^3$	18	631.98	G
Total N (KN)	$N = \sum (v \times \gamma) = \mathbf{61306.51 \text{ KN}}$			

Tableau VII.1. Calcul de l'effort N transmis aux fondations à l'ELS

V_n : volume des nervures = $V_N = L_N \times b_N (h_N - h_r) = 116.47 \text{ m}^3$

V_r : volume du radier = $V_r = h_r \times (S_{bat}) = 151.58 \text{ m}^3$

V_t : Volume des terres.

VII.4.3 : Vérification de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

Détermination des efforts :

N = 6130.651 t

$\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bar}$

$S_{radier} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{61306.51}{15} = 408.71 \text{ m}^2$

$S_{radier} = 408.71 \text{ m}^2 > S_{bâtiment} = 378.95 \text{ m}^2$

La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment, On n'ajoute pas un débordement (D).

VII.4.4 : Vérifications diverses :

VII.4.4.1 : Vérification au poinçonnement :

a. vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le **BAEL 91(Article A.5.2.42) BAEL 91** propose de vérifier la condition suivante :

$$N_u \geq (0.045 \cdot \mu \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_\beta$$

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

$$N_u = 326.663 T$$

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen

$$\mu_c = 2(a+b+2 \cdot h_r) = 5.4 \text{ m}$$

$$\mu_c = 2(0.65+0.60+2 \times 1.15) = 7.1 \text{ m.}$$

$$N_u = 326.663 T \leq 0.045 \times 7.1 \times 1.15 \times 2500 / (1.5) = 612.375 T$$

$$N_u = 326.663 T \leq 612.375 T \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

b. vérification pour les voiles :

$$N_u \geq 0.045 \cdot \mu \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_\beta$$

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 205.652 T$$

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen

$$\mu_c = 2(2.50+0.18+2 \times 1.15) = 9.96 \text{ m.}$$

$$N_u = 205.652 T \leq 0.045 \times 9.96 \times 1.15 \times 2500 / (1.5) = 859.05 T$$

$$N_u = 205.652 T \leq 859.05 T \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

VII.4.4 .2 : 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 :
$$\frac{N_t}{N_{\text{radier}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$N_T = N + N_{\text{radier}}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 61306.51 \text{ T}$$

$$N_{\text{radier}} = V_r \times 25 = 151.58 \times 25 = 3789.5 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{\text{radier}} = 61306.51 + 3789.5 = 65096.01 \text{ Kn} = 6509.601 \text{ T}$$

$$\frac{N_T}{S_{\text{radier}}} = \frac{65096.01}{408.71} = 159.27 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 150 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification à l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (**$\alpha = 1.5$**).

γ : poids volumique de l'eau (**$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$**).

h : profondeur de l'infrastructure (**$h = 4.21 \text{ m}$**).

S : surface de radier (**$S = 408.71 \text{ m}^2$**).

$$N_t = N_G + N_{\text{radier}}$$

$$N_G = 4996.99 \text{ T}$$

$$N_{\text{radier}} = 3789.5 \text{ KN}$$

$$W = N_t = 4996.99 + 378.95 = 5375.94 \text{ T}$$

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1.5 \times 10 \times 4.21 \times 408.71 = 2581.036 \text{ T}$$

$$W = 5375.94 \text{ T} \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 2581.036 \text{ T} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.5 : Caractéristiques géométriques du radier :

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} = 12.45 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i} = 11.25 \text{ m}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{x-x} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{24.9 * 22.51^3}{12} = 23667.07 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{22.51 * 24.9^3}{12} = 28959.58 \text{ m}^4$$

VII.4.5.1: Vérification de stabilité :

• **Vérification de la stabilité de radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversales et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0.8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

• **Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :**

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le **RPA99/version2003(art10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4};$$

e: l'excentricite de la resultante des charges verticales

$$\sum N_{total} = 66621.94 \text{ KN}$$

$$\sum M_x = 3399.82 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_y = 3554.55 \text{ KN.m}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N total (KN)	66621.94	66621.94
M(KN.m)	3399.82	3554.55
e(m)	0.051	0.053
L/4(m)	6.225	5.62
condition	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VII.2 : La stabilité du radier sous

• **Vérification des contraintes des fondations :**

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I}$$

	I (m ⁴)	N (T.m)	M (T.m)	S _{rad} (m ²)	G(m)
X-X	23667.07	4855.984	339.982	454.80	12.45
Y-Y	28959.58	4855.984	355.455	454.80	11.25

	σ_1 (T/m ²)	σ_2 (T/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (T/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	10.85	10.49	10.76	15	C.V
Y-Y	10.81	10.53	10.74	15	C.V

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes des fondations

VII.5 : Ferrailage du radier :

-Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant des contraintes engendrées par le sol.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculé comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de **PIGEAUD** pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de **POISSON** (ν).

VII.5.1 : Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficients en fonction de $\rho = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à 1 'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement **BAEL91**. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VII.5.2 : Calcul des moments fléchissant :

$N_u = 7361.939 + [(1239.85 + 631.98) \times 1.35] = 7614.63 \text{ T}$; $N_s = 6130.651 \text{ T}$

ELU	ELS
$q_u = \frac{1.35G + 1.5Q}{S_{rad}} = \frac{7614.63}{408.71}$	$q_u = \frac{G + Q}{S_{rad}} = \frac{6130.651}{408.71}$
$q_u = 18.63 \text{ T/m}^2$	$q_s = 15.00 \text{ T/m}^2$

Tableau VII.4 : Calcul des moments fléchissant

Le plus grand panneau est le panneau du 4.8×7 (intermédiaire) :

➤ L'ELU : $v = 0$; $q_u = 18.63 \text{ T/m}$

$\rho = 4.8/7 = 0.68 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

À partir du tableau :

$\mu_x = 0.0707$; $\mu_y = 0.408$

Donc les moments sont :

- $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0707 \times 18.63 \times 4.80^2 = 30.34 \text{ T.m/ml}$.
- $M_y = \mu_y \times M_x = 0.408 \times 30.35 = 12.37 \text{ T.m/ml}$.
- $M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 30.35 = 22.76 \text{ T.m/ml}$
- $M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 12.37 = 9.28 \text{ T.m/ml}$
- $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 30.34 = 15.17 \text{ T.m/ml}$

Sens X-X				Sens Y-Y			
μ_x	M_x	M_{tx}	M_{ax}	μ_y	M_y	M_{ty}	M_{ay}
0.0707	30.34	22.76	15.17	0.408	12.37	9.28	15.17

Tableau VII.5: résultats des moments sur appui et en travée (ELU)

VII.5.3 : Calculs des armatures :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) ; \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

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

$f_{c28}=25\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,2\text{MPa}$

$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h= 40\text{cm}$

$\sigma_s=348\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$

$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 40 - 5 - \frac{4.5}{2} = 32.75 \text{ cm.}$

$d_y = d_x - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 28.25 \text{ cm}$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
M (KN.m)	227.6	151.7	92.8	151.7
μ	0.149	0.133	0.081	0.133
μ_L	0.392	0.392	0.392	0.392
μ < μ_L	C.V	C.V	C.V	C.V
α	0.203	0.180	0.106	0.180
β	0.918	0.927	0.957	0.972
As (cm²/ml)	21.37	16.63	9.86	16.63
As min (cm²/ml)	3.95	3.95	3.95	3.95
Choix des barres	<u>7HA20</u>	<u>6HA20</u>	<u>5HA16</u>	<u>6HA20</u>
As Choix (cm²/ml)	21.99	18.85	10.05	18.85
Espacement (cm)	<u>15</u>	<u>15</u>	<u>20</u>	<u>15</u>

Tableau VII.6: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELU)

➤ À L'ELS : $\nu = 0.2$; $q_u = 15$ T/m

$\alpha = 4.8/7 = 0.68 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

À partir du tableau :

$\mu_x = 0.0766$

$\mu_y = 0.563$

Donc les moments sont :

- $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0766 \times 15 \times 4.8^2 = 26.47$ T.m/ml.
- $M_y = \mu_y \times M_x = 0.563 \times 26.47 = 14.90$ T.m/ml.
- $M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 26.47 = 19.85$ T.m/ml
- $M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 14.9 = 11.17$
- $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 26.47 = 13.23$ T.m/ml

Sens X-X				Sens Y-Y			
μ_x	M_x	M_{tx}	M_{ax}	μ_y	M_y	M_{ty}	M_{ay}
0.0766	26.47	19.85	13.23	0.563	14.9	11.17	13.23

Tableau VII.7: résultats des moments sur appui et en travée (ELS)

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
M (KN.m)	198.5	132.3	111.7	132.3
μ	0.123	0.110	0.093	0.110
μ_L	0.392	0.392	0.392	0.392
$\mu < \mu_L$	C.V	C.V	C.V	C.V
α	0.165	0.146	0.122	0.146
β	0.933	0.941	0.950	0.941
As (cm²/ml)	32.18	24.67	20.62	24.67
As min (cm²/ml)	3.95	3.95	3.95	3.95
Choix des barres	<u>7HA25</u>	<u>6HA25</u>	<u>7HA20</u>	<u>8HA20</u>
As Choix (cm²/ml)	18.85	29.45	21.99	25.13
Espacement (cm)	15	15	15	12

Tableau VII.8: Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELS)

VII.5.4 : Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{186.3 \times 4.8 \cdot x7}{2 \times 7 + 4.8} = 332.96 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{332.96 \times 1000}{1000 \cdot 377.5} = 0.88$$

$$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

✓ La condition est vérifiée donc n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VI.6 : Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, On les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

a. Distribution des charges

$$p = \frac{q_u \cdot l_x}{4}$$

P : charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

$$p = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \cdot l_x}{2}$$

P : charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

On a 0.87 la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et Triangulaires).

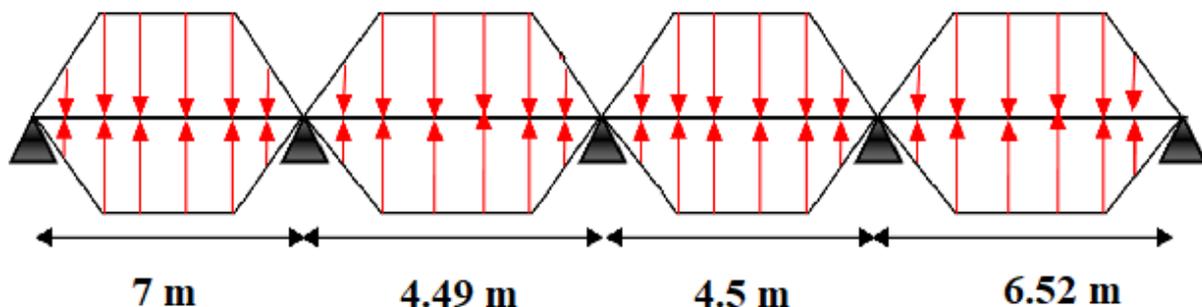


Figure VII.2 : Chargement de la nervure intermédiaire dans le sens x-x

VII.6.1 : Calcul les charges revenant à la nervure :**ELU :**

$$N_u = 7614.63 \text{ T} \quad ; \quad q_u = 18.63 \text{ T/m}^2$$

ELS :

$$N_s = 6130.651 \text{ T} \quad ; \quad q_s = 15 \text{ T/m}^2$$

➤ **Exemple de calcul (travée 7 m) :**

Les charges trapézoïdales :

$$P_u^m = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \cdot l_x}{2} = \left(1 - \frac{0.685}{2}\right) \times \frac{18.63 \times 4.8}{2} = 29.38 \text{ T/m}$$

$$P_s^m = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_s \cdot l_x}{2} = \left(1 - \frac{0.685}{2}\right) \times \frac{15 \times 4.8}{2} = 23.6 \text{ T/m}$$

VII.6.2: Calcul des sollicitations :

➤ Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode Caquot.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

ELU			ELS	
M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	Vmax KN	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)
1270.599	1220.297	1209.81	1020.63	980.225

Tableau VII.9. Sollicitations sur la nervure

VII.6.3 : Calcul du ferrailage :

• **L'enrobage :**

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2} \quad ; \quad \phi \geq \frac{h}{2} = \frac{115}{10} = 11.5$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} : c_0 = 5 \text{ cm}$$

$$c \geq 5 + \frac{11.5}{2} = 10.75 \text{ cm} : \text{on adopté: } c = 15 \text{ cm}$$

- Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) ; \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

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

- Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

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

$$A_{min} = \frac{0.23 * 65 * 100 * 2.1}{f_e} = 7.84 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale :

-Selon BAEL91 :

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91. B.6.4})$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 115 \times 65 = 7.47 \text{ cm}^2$$

-Selon PPA99/2003 :

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.005 \times 65 \times 115 = 37.37 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Cas		M [N.m]	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
ELU	Appuis	1270599	0,139	0,188	0,924	35.79	7.84	7.47	37.37	35.79	
	Travée	1220297	0.134	0.180	0.927	34.25	7.84	7.47	37.37	34.25	
ELS	Appuis	1020630	0.091	0.119	0.952	53.58	7.84	7.47	37.37	53.58	11HA25=54.00
	travée	980225	0.100	0.132	0.946	51.34	7.84	7.47	37.37	51.34	11HA25=54.00

Tableau VII.10: les résultats des sections des armatures nervurent

VII.6.4 : État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{115}{700} = 0.16 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{0.75M_0}{10M_0} \rightarrow \frac{115}{700} = 0.16 \geq \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{53.58}{65 \times 100} = 0.0082 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{conditions vérifiée}$$

VII.6.5: Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$T_u^{\max} = 1209.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1209810}{650 * 1000} = 1.86 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.20 * f_{c28} / \gamma_b : 5 \text{ MPA}) \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible .}$$

$$\bar{\tau}_u = (3.33 \text{ MPA}, 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.86 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{conditions vérifiée}$$

Selon **BAEL** les armatures transversales ne sont pas nécessaire, et il faut disposer des cadres des armatures minimale :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{\min} \right)$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{1150}{35} ; \frac{650}{10} ; 25 \right) ; \phi \leq \min(32.85 ; 65 ; 25) : \text{on prend: } \phi = 10 \text{ mm}$$

VII.6.6 : Espacement des armatures transversales : RPA 99.

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq (28.75 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \text{ on prend: } S_t = 10 \text{ cm}$$

❖ **La zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{115}{2} = 57.5 \text{ on prend: } S'_t = 15 \text{ cm}$$

VII.6.7: Armatures transversales minimales :

Selon RPA 99 :

$$A_t \geq 0.003 \times S' \times b$$

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 65 = 2.92 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

VII.7 : Schéma du ferrailage :

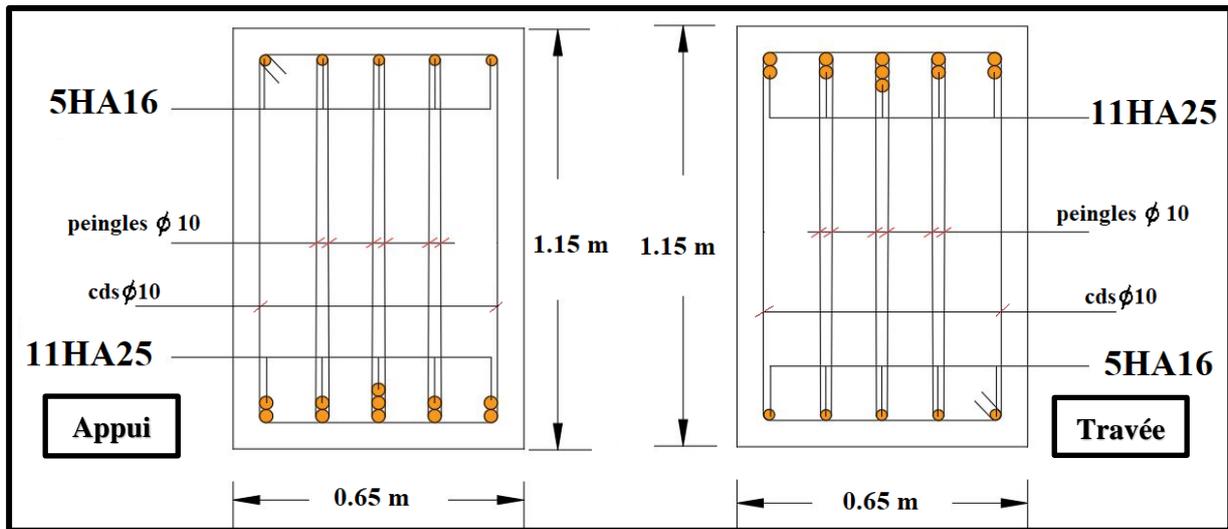


Fig.VII.3: ferrailage de la nervure.

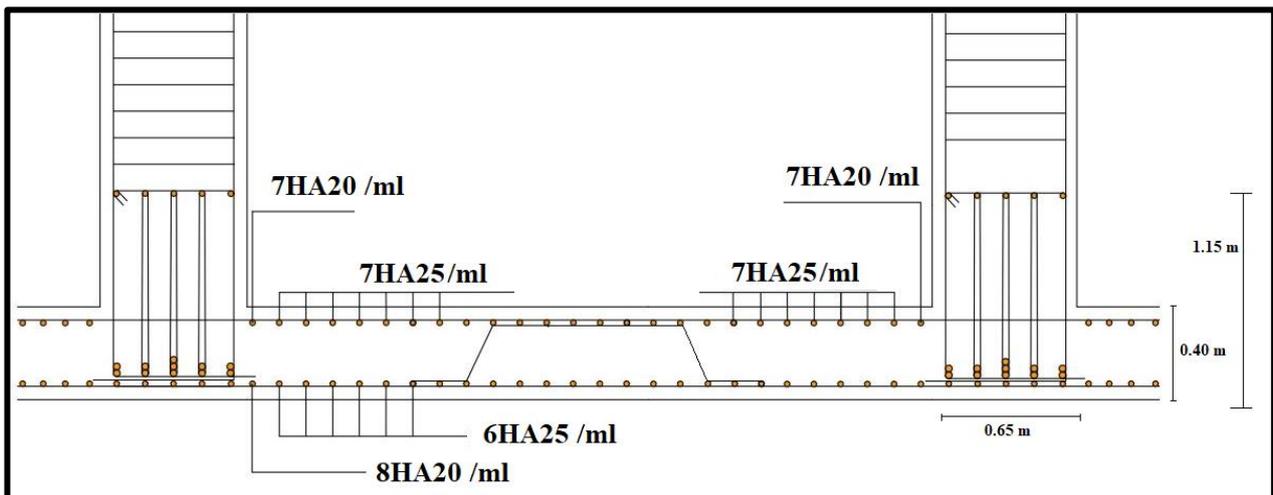


Fig.VII.4 : schéma du ferrailage de radier

VII.9 : La dalle flottante :

VII.9.1 : Introduction :

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre-plein :

- **Dallage porteur** : est lié à la bêche périphérique.
- **Dallage non porteur** : est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

VII.9.2 : Mise en œuvre :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre-plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- La préparation du sol.
- La mise en place de terre pleine.
- L'exécution du dallage.

VII.9.3 : Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

VII.9.4 : Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

VII.9.5 : Exécution de dallage :

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (**forfaitairement**) de $\Phi 6$, maille de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$, ces armatures placées à la partie supérieure.

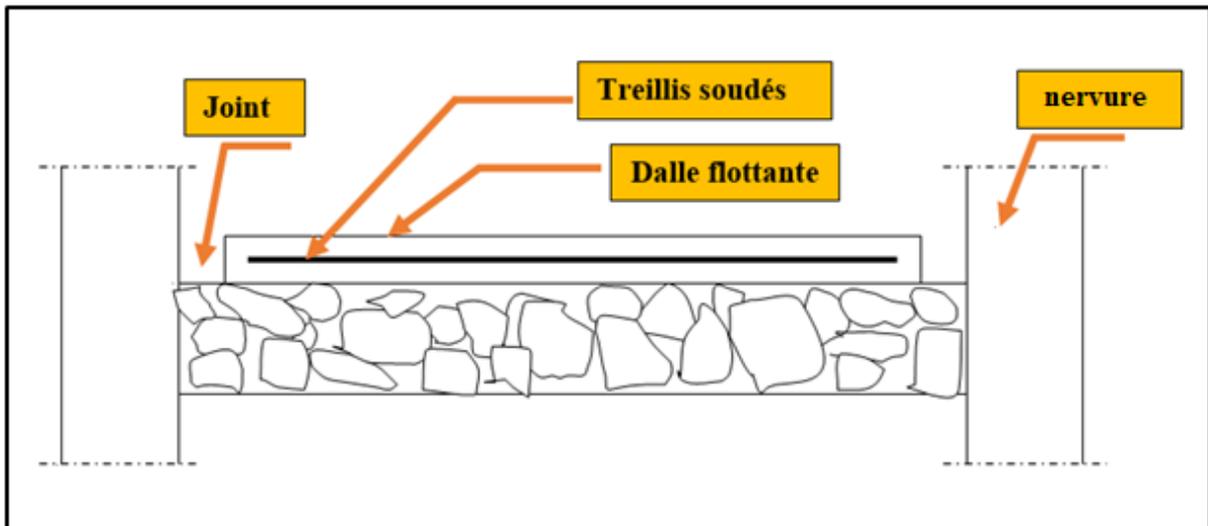


Fig.VII.5 : Schéma de la dalle flottante

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019**.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumis à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du **RPA** s'est imposé.

Outre le critère de résistance, on doit lui associer celui de l'économie en jouant sur le choix de section de béton et d'armatures dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

BIBLIOGRAPHIE

Les règlements :

- ❖ RPA99/Version2003 : Règlement Parasismique Algérien.
- ❖ BAEL91 : Béton Armé Aux Etats Limites.
- ❖ BAEL83 : Béton Armé Aux Etats Limites.
- ❖ C.B.A93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- ❖ D.T.R.B.C .2.2 : Document Technique Réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
- ❖ DTR Neige et Vent 99.
- ❖ RNV99 Cartes neige+vent.

Livre et cours :

- ❖ Exercices de béton arme selon les règles BAEL.83, P. Charon.
- ❖ Cour de béton et dynamique des structures et mécanique de sol (Univ de Biskra).
- ❖ Enciens mémoires de fin d'étude (Les universités algériennes).

Logiciels :

- ❖ **Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2019 (Analyse des structures).**
- ❖ **AUTOCAD 2021 (Dessin).**
- ❖ **WORD + Excel 2016**