

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Sciences et Technologie



N°Ref :.....

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

de Master

Spécialité : GÉNIE CIVIL

Option : Structure

**L'effet de mur de remplissage en maçonnerie sur
le comportement d'une structure R+5**

Réalisé par :

KADJOU DJ AIMED

Soutenu devant le jury :

Mr. Kitchah Fethi

Président

Mr. Talab Hosni Abderrahmane

Examineur

Mr. BELGHIAT Choayb

Encadreur

Année universitaire : 2020/2021

REMERCIEMENT

Merci

Nos remerciements en premier lieu à Dieu Tout-Puissant et ensuite

A notre directeur de thèse, Dr. Choaib Belghyat

Nous avons eu le privilège de bénéficier de vos vastes connaissances. Nous avons également pu apprécier vos qualités humaines et professionnelles qui nous ont impressionnés.

Nous remercions les membres du jury qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Ainsi que tous nos professeurs qui nous ont enseigné pendant nos études au Collège des Sciences et Technologies.

Au final, c'est avec un grand plaisir que nous adressons nos sincères remerciements à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à développer ce travail.

Merci, merci, merci beaucoup

NOTATIONS

La signification des principales notations est la suivante :

Notations en majuscules :

- A :** Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement,
- A_s :** Aire d'une section d'acier,
- A_t :** Section d'armatures transversales,
- B :** Aire D'une section de béton,
- D :** Diamètre,
- E :** Module d'élasticité longitudinale,
- E_b :** Module de déformation longitudinale du béton,
- E_i :** Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours),
- E_s :** Module d'élasticité de l'acier,
- E_v :** Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours), Force ou action en général,
- G :** Action permanente, module d'élasticité transversale,
- Q :** Charges d'exploitations,
- I :** Moment d'inertie,
- L :** Longueur ou portée,
- L_f :** Longueur de flambement.
- M :** Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
- M_G :** Moment fléchissant développé par les charges permanentes,
- M_u :** Moment de calcul ultime,
- M_Q :** Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,
- M_{ser} :** Moment de calcul de service,

M_t :	Moment en travée,
M_a :	Moment sur appuis,
N :	Effort normal,
S_t :	Espacement des armatures transversales,
T :	Effort Tranchant, période,
V_0 :	Effort tranchant a la base,
E.L.U :	Etat limite ultime,
E.L.S :	Etat limite service,
L_x	Distance entre de deux poutrelles
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
$T_1 T_2$:	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
R :	Coefficient de comportement global
V	Effort tranchant
W	Poids de la structure

Notations en minuscules

a :	Dimension longitudinale,
b :	Dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),
d :	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,
d' :	Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,
f_e :	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,
f_{tj} :	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,
f_{c28}, f_{t28} :	Grandeurs précédentes avec j =28 jours,
h :	Hauteur totale d'une section de béton armé,

- i :** Rayon de giration d'une section,
- j :** Nombre de jours,
- k :** Coefficient en général,
- l :** Longueur ou portée (on utilise aussi L),
- n :** Coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,
- s :** Espacement des armatures en générales,
- s_t :** Espacement des armatures transversales,
- x :** Coordonnée en général, abscisse en particulier,
- y :** Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie,
- γ_s :** Coefficient de sécurité dans l'acier,
- γ_b :** Coefficient de sécurité dans le béton,
- ε_{bc} :** Raccourcissement relatif du béton comprimé,
- ε :** Déformation relative,
- ε_s :** Allongement relatif de l'acier tendu,
- ε'_s :** Raccourcissement relatif de l'acier comprimé,
- η :** Coefficient de fissuration relatif à une armature,
- ν :** Coefficient de poisson, coefficient sans dimension,
- ρ :** Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,
- σ :** Contrainte normale en général,
- λ :** Élancement,
- τ :** Contrainte tangente (de cisaillement),
- σ_{bc} :** Contrainte de compression,
- σ_{ts} et σ_{sc} :** Contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s,

- σ_s :** Contrainte de traction admissible de l'acier,

- σ_{bc} :** Contrainte de compression admissible du béton,

β :	Coefficient de pondération,
σ_{sol} :	Contrainte du sol.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement
β	Coefficient de pondération

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENT	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
NOMENCLATURE	
TABLES DES MATIERES	
RESUME	
INTRODUCTION GENERALE	

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I. Introduction.....	01
I .1. Présentation de l'ouvrage.....	01
I .2.Caractéristiques géométriques.....	08
I .3.Caractéristique géométriques du sol.....	08
I .4. Description de l'ossature.....	08
I .5.Règles et hypothèses de calcul.....	10
I .5.1.Réglés Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).....	10
I.5.2. Le règlement (BAEL 91)	10
I.5. 3. Nature des actions	12
I .5.4. Combinaison d'action.....	13
I .6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	14
I .6.1. Le béton.....	14
I .6.1.1. Avantages et inconvénient du béton armé.....	14
I .6.1.2. Dosage du béton.....	15
I .6.1.3. Résistances mécaniques du béton.....	15
I .6 .2 . Acier.....	23
I .6. 2. 1. Caractéristiques mécaniques.....	23
Conclusion.....	23

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

II .Introduction.....	27
II. 1.Pré-dimensionnement des éléments.....	27
II .1.1.Pré dimensionnement des planchers.....	27
II .1.2.Pré-dimensionnement des poutres.....	30
II .1.2.1.Poutre principale.....	31
II. 1.2.2. Poutre secondaire.....	32
II. 1.2.3. Poutre palière.....	33
II .1.3.Pré-dimensionnement des poteaux.....	33
II .1.4.Pré dimensionnement de l'acrotère.....	35
II .1.5.Pré dimensionnement des murs extérieurs.....	35
II .1.6.Pré dimensionnement des escaliers.....	36
II .1.7.Pré dimensionnement des voiles.....	39
II .7.1.Disposition des voiles.....	41
II.2. Descente des charges.....	41
II. 2.1. Détermination des charges appliquées.....	42
II. 2.2. Descente des charges de poteau : (DTR B.C.2.2).....	46
Conclusion.....	46

CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRE

III .Introduction.....	57
III .1.L' Acrotère.....	57
III 1.1. Combinaison des charges.....	58
III.1.2. Ferrailage de l'acrotère.....	58
III .2 .L'escalier	63
III .2.1. Définition	63
III 2.2.Schéma statique.....	63
III .2.3.Combinaison des charges.....	63
III.2.4. Calcul de la charge équivalente.....	64
III.2.5. Calcul des moments et les efforts tranchants.....	65

III.2.6. Poutre palière.....	74
III.2.6.1. Evaluation des charges.....	74
III.2.6.2. Calcul des Moments.....	74
III.2.6.3. Calcul du ferrailage.....	74
III.2.6.4. Ferrailage globale.....	76
III.3. Etude des planchers	76
III.3.1. Définition.....	76
III.3.2. Plancher étage terrasse	77
III. 3.3. Ferrailage de la dalle de compression.....	92
III .4. Etude de la dalle pleine.....	94
III.4.1. Evaluation des charges	94
III.4.2. Calcul des moments ELU.....	94
III.4.3. Calcul les efforts tranchants.....	95
III.4.4. Calcul des armatures.....	95
III.4.5. Evaluation des charges	100
III.4.6. Calcul les efforts tranchants.....	101
III.4.7. Calcul des armatures.....	101
Conclusion.....	106

CHAPITRE IV : MODILISATION P AR ROBOT ET ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction.....	107
IV .2. Modélisation traditionnelle de la structure	107
IV .2.1. Modélisation par robot.....	107
IV .2.2. Etapes de travail.....	108
IV .3. Etude sismique.....	117
IV .3.1. Introduction.....	117
IV 3.2. Choix de la méthode de calcul	117
IV 3.3. Conditions d'application de la méthode statique équivalente	118
IV 3.4. Principe.....	120

IV 3.5.Modélisation	120
IV 3.6.Nombre des modes considérés.....	123
IV .4.Calcul de la force sismique totale	126
IV .4.1.Coefficient d'accélération de zone	126
IV .4.2.Facteur d'amplification dynamique moyen	126
IV .4.3.Coefficient de comportement global de la structure	128
IV .4.4.Facteur de qualité	128
IV .4.5.Résultante des forces sismiques de calcul.....	130
IV .4.6. Effets de la torsion accidentelle	131
IV .4.7. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	132
IV .4.8.Vérification de déplacement	133
IV .5.Modélisation de la structure avec murs de remplissage	135
IV .5.1.Le Modèle de la diagonale équivalente	135
IV .5.2.Analyse des résultats.....	139
IV .5.3.Calcul de la force sismique totale.....	142
IV .5.4.Effets de la torsion accidentelle.....	142
IV .5.5.Justification vis-à-vis de l'effet	143
IV .5.6.Vérification de déplacement	145
Conclusion.....	146

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENT STRUCTURAUX

V .1.Introduction.....	147
V .2.Calcul du ferrailage des poteaux.....	147
V.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul.....	147
V.2.2. Calcul du ferrailage longitudinal.....	147

V.2.2.1. Exemple de calcul : Poteaux de RDC (35*40)	149
V.2.2.2. Exemple de calcul : Poteaux de RDC (35*40)	157
V.3. Ferrailage des poutres	164
V.3.1. Étude des poutres principales	164
V.3.2. Étude des Poutre secondaire (25*35)	170
V.3.3. Étude des Poutre principale (25X35)	175
V.3.4.Étude des Poutre secondaire (25*35)	180
V.4. Ferrailage des voiles.....	185
V.4.1. Introduction.....	185
V.4.2. Voile plein.....	185
V.4 3. Combinaisons.....	186
V.4 .4. Règles communes.....	186
Conclusion	200

CHAPITRE VI: LES FONDATIONS

VI.1.Introduction.....	201
VI.2.Le choix du type de fondation.....	201
VI. 3. Stabilité des fondations	201
VI.4.Classification des fondations	202
VI.5. Calcul des surfaces nécessaires de fondations :.....	203
VI.6. Calcul du ferrailage :(ELU) :	208
VI .7. La longrine	212
VI.7.1. Définition	212
VI.7.2. Dimensionnement de la longrin	212
VI.7.3. Ferrailage de la longrine	213

CONCLUSION GENERALE

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure 1 : Vu en plan RDC du bâtiment.	2
Figure 2 : Vu en plan EC du bâtiment.....	3
Figure 3 : Vue de la coupe transversale du bâtiment.	4
Figure 4 : Vue de la coupe longitudinale du bâtiment.	5
Figure 5 : Vue de la façade principale du bâtiment.....	6
Figure 6 : Vu de la façade postérieure du bâtiment.....	7
Figure 7 : Diagramme des déformations limites de la section en BA.	11
Figure 8 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	17
Figure 9 : Module de déformation instantané et différée.	19
Figure 10 : Coefficient de poison.....	20
Figure 11 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes déformations du béton comprimé.	21
Figure 12 : Diagramme contrainte - déformation du béton à ELS.	22
Figure 13 : Diagramme contraintes déformations.....	24

CHAPITRE II

Figure .1 : Coupe d'un plancher à corps creux.....	28
Figure .2.: Dimension de l'acrotère.	35
Figure .3: Mur extérieur avec brique creuse.	35

Figure.4 : Schéma d'escalier.	36
Figure 5 : Coupe d'un voile en élévation	40
Figure 6 : Section réduite du voile	40
Figure 7 : Plancher à corps creux	42
Figure 8: Plancher étage courant.....	43
Figure 9: Poteau intermédiaire.....	48
Figure10:Poteaud'angle.....	51

CHAPITRE III

Figure 1 : Schéma statique de l'acrotère.	57
Figure 2 : Ferrailage de l'acrotère.	62
Figure 3: Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'ELU en KN.....	64
Figure 4: Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'ELS en KN.....	65
Figure 5 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU de l'escalier étudié.....	66
Figure 6 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS de l'escalier étudié	67
Figure 7 : Ferrailage d'escalier.	73
Figure 8: ferrailage Poutre palière.....	76
Figure 9 : Diagramme des moments et les efforts tranchant en (N) (RDC).....	82
Figure 10 : Schéma de poutrelle type 1 (étage courant).....	89
Figure 11 : Diagramme des moments et les efforts tranchant en (N) (Étagecourant).....	92
Figure 12 : Schéma de ferrailage des poutrelles.	93
Figure 13 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	94

Figure 15 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	99
Figure 16 : Schéma de ferrailage de la coupe A-A' pour 1m.....	100
Figure 17 : Schéma du balcon.	100
Figure 18 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.	106
Figure 19 : Schéma de ferrailage de la coupe A-A' pour 1m.	106

CHAPITRE IV

Figure 1 : Les différents types de structures.....	108
Figure 2 : Réglage des unités.....	109
Figure 3 : Réglage des Matériaux.....	109
Figure 4 : Réglage des normes.	110
Figure 5 : Définition lignes de construction.....	110
Figure 6 : Définition des sections.....	111
Figure 7 : Définition des sections des voiles, escalier et plancher.	111
Figure 8 : Définition des appuis.	112
Figure 9 : vue 2D de structure N 0,00.	112
Figure 10 : Définition des cas de charges.....	113
Figure 11 : La saisie de la valeur de la charge.	113
Figure 12 : Définition charge surfacique uniforme.....	114
Figure 13 : La vue en 3d de structure.....	115
Figure 14 : Définition type d'analyse.....	116
Figure 15 : Définition d'un nouveau cas.....	117
Figure 16 : Définition des combinaisons.....	117
Figure 17 : Option de calcul.....	118
Figure 18 : Le lancement du calcul.	119
Figure 19 : Décrochements en plan limites autorisé par le RPA/2003.....	119

Figure 20 : 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014).	123
Figure 21 : 2éme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultatsRobot 2014).	124
Figure 22 : 3éme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014).	125
Figure 23 : 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X-Z (résultats de Robot)	126
Figure 24: 2éme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: Y-Z (résultats de Robot 2014).	126
Figure 25 : 3éme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: 3D (résultats de Robot 2014).....	126
Figure: 26 : La décomposition du système global.....	136
Figure27: La vue en 3D de structure	139
Figure 28 : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans leplan X-Y (résultats de Robot 2014).	140
Figure 29 : 2 ^{éme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans leplan X-Y	141
Figure 30 : 3 ^{éme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans leplan X-Y (résultats de Robot 2014).	141
Figure 31 : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: Y-Z	142
Figure 32: 2 ^{éme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X-Z (résultats de Robot 2014).	142
Figure 33 : 3 ^{éme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: 3D (résultats de Robot 2014).	143

CHAPITRE V

Figure1: Schéma de la zone nodale.....	154
Figure 02 : Schéma de ferrailage des poteaux	156
Figure 03 : Schéma de ferrailage des poteaux	163

Figure 04: Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	169
Figure 05: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire	174
Figure 06: Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	179
Figure 07: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire	184
Figure 8: ferrailage vertical de voile transversale..	193
Figure 9: ferrailage vertical de voile transversale.....	199

CHAPITRE VI

Figure 01 : dimension des semelles isolées.....	203
Figure 02 : semelle filante	205
Figure 03 : Schéma statique	208
Figure 04 : diagramme des moments	208
Figure 05 : Les Zones de Semelle	210
Figure 06 : Schéma de ferrailage	212
Figure 07: Ferrailage des longrines.....	214

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques des aciers	24
--	----

CHAPITRE II

Tableau 1 : Évaluation des charges permanentes des planchers terrasses.....	42
Tableau. .2 : Évaluation des charges permanentes des planchers courants.....	43
Tableau 3 : Évaluation des charges permanentes de dalle (de balcon).....	44
Tableau 4 : Évaluation des charges permanentes de mur extérieure.....	45
Tableau 5 : Évaluation des charges permanentes du paillasse.....	45
Tableau. .6 : Évaluation des charges permanentes de palier.....	46
Tableau7:Dégression des charges d'exploitation.....	47
Tableau 8 : Détermination des charges permanent (poteau intermédiaire).....	49
Tableau 9 : Détermination des charges d'exploitation (poteau intermédiaire).....	51
Tableau 10 : Détermination des charges permanent (poteau de rive).....	52
Tableau 11 : Détermination des charges d'exploitation (poteau de rive).....	54
Tableau 13: ferrailage selon Bael et RPA	56
Tableau 14: Vérifications de l'effort normal des poteaux $1.15 * N_u \leq \bar{N}_u$	56

CHAPITRE III

Tableau 1 : Combinaison des charges de l'escalier.....	64
Tableau 2 : Vérification à l'ELS.....	71
Tableau 3: Vérification de la flèche.....	73
Tableau 4 : Calcul de ferrailage Poutre palière.....	74
Tableau 5 : Calcul de la section d'armature minimale (plancher terrasse).....	84
Tableau 6 : Calcul de la section d'armature minimale (étage courant).....	90

Tableau 7 : Calcul de ferrailage en travée l'ELU.....	96
Tableau 8 : Calcul de ferrailage sur appuis l'ELU.....	97
Tableau 9 : Calcul de ferrailage en travée l'ELS.....	98
Tableau 10 : Calcul de ferrailage sur appuis l'ELS.....	99
Tableau 11 : Calcul de ferrailage en travée l'ELU.....	103
Tableau 12 : Calcul de ferrailage sur appuis l'ELU.....	103
Tableau 13 : Calcul de ferrailage en travée l'ELS.....	105
Tableau 14 : Calcul de ferrailage sur appuis l'ELS.....	105

CHAPITRE IV

Tableau 1: Vérification de l'excentricité pour la régularité en plan.....	118
Tableau 2: Conditions sur la hauteur totale et le nombre de niveaux des bâtiments.....	120
Tableau 3 : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2014).....	121
Tableau 3 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	130
Tableau 4 : Valeurs de centre de masse et centre de torsion.....	131
Tableau 5 : L'excentricité théorique et accidentelle.....	132
Tableau 6: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X cas EX.....	133
Tableau 7: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y cas Ey.....	133
Tableau 8: Vérification vis-à-vis des déformations sens X cas Ex.....	134
Tableau 9: Vérification vis-à-vis des déformations sens Y cas Ey.....	114
Tableau 10 : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2014).....	137
Tableau 11 : Vérification de la résultante des forces sismique.....	142
Tableau 12 : Valeurs centre de masse et centre de torsion.....	142
Tableau 13 : L'excentricité théorique et accidentelle.....	143
Tableau 14: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X cas EX.....	144
Tableau 15: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y cas Ey.....	144
Tableau 16: Vérification vis-à-vis des déformations sens X cas Ex.....	145
Tableau 17: Vérification vis-à-vis des déformations sens Y cas Ey.....	145
Tableau 18: la différence entre les deux cas.....	146

CHAPITRE V

Tableau 1 : Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau cas ACC.	148
Tableau 2 : Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau cas ELU...	148
Tableau 3: Récapitulation du ferrailage des poteaux.....	155
Tableau 4 : Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau au cas 2 à l'ELU.....	156
Tableau 4: Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau cas ACC.	157
Tableau 5 : Récapitulation du ferrailage des poteaux.....	163
Tableau 6 : les moments maximums (en travée et en appui).....	165
Tableau 7: les moments maximums (en travée et en appui).....	175
Tableau 8 : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversale...	189
Tableau 9 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.....	191
Tableau 10 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.....	191
Tableau 11 : Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.....	192
Tableau 12 : Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.....	193
Tableau 13 : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversale.	195
Tableau 14 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.....	197
Tableau 15 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.....	197
Tableau 16: Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.....	198
Tableau 17 : Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.....	199
Tableau 18 : Il montre l'armement dans les deux cas, la différence entre eux, et le profit obtenu.....	200

Résumé

Dans le cadre du projet de fin d'études, nous avons présenté deux études détaillées d'un bâtiment en béton armé à usage résidentiel et commercial. L'objectif principal de ce travail est de contribuer à la prise en compte de la maçonnerie dans l'analyse des structures. A savoir et depuis longtemps, les ingénieurs négligent souvent les murs de maçonnerie dans le calcul, pourtant que son apport est indéniable et contribue à la raideur de l'ensemble.

En utilisant un modèle simple proposé dans la littérature, les murs de maçonnerie ont été introduit dans le calcul réalisé dans le présent travail. Cette analyse est, par la suite, comparée à une deuxième analyse sans prendre en compte ces derniers. La comparaison des deux modèles a permis de conclure par la réduction des sollicitations et par le gain en espèces qui résident dans la tenir en compte des murs de maçonnerie dans le calcul.

المخلص

كجزء من مشروع التخرج ، قدمنا دراستين تفصيليتين لمبنى في الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني والتجاري. الهدف الرئيسي من هذا العمل هو المساهمة في النظر في البناء في تحليل الهياكل. ولفترة طويلة ، غالبًا ما يهمل المهندسون جدران البناء في الحساب ، لكن مساهمتها كذلك لا يمكن إنكاره ويساهم في تصلب الكل.

باستخدام نمط بسيط مقترح في الأدبيات ، تم تقديم جدران البناء في الحساب المنفذ في العمل الحالي. ثم تتم مقارنة هذا التحليل بـ التحليل الثاني دون أخذ هذه الأمور بعين الاعتبار. المقارنة بين النموذجين مسموح بها لتختتم بتخفيض طلبات العروض والمكاسب النقدية التي تكمن في الحيازة عد جدران البناء في الحساب.

INTRODUCTION GENERALE

L'étude structurelle est un travail très important à maîtriser dans la vie de l'ingénieur en génie civil. Pour cela, notre projet de fin d'études nous dirige vers ce sens-là. Ce dernier consiste alors à étudier une structure R+5 d'une manière habituelle dans premier lieu. Par la suite, une deuxième étude, en prenant en compte les murs de maçonnerie en compte, est envisagée. Le but est d'évaluer le gain de prendre en compte des murs en maçonnerie dans l'analyse structurelle. Ce qui nous permettra par la suite d'estimer le coût perdu en négligeant ce matériau comme souvent les ingénieurs font.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Dans ce travail, les règlements et les méthodes connues (BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003) sont adoptés. Ils se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ce qui permet de bien dimensionner et ferrailer les éléments de notre structure.

Notre mémoire de fin d'études est structurée sont suite :

- Le premier chapitre est consacré à la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux.
- Le deuxième chapitre présent une estimation préliminaire des dimensions des éléments de la structure sous l'effet des charges supportées.
- Le troisième chapitre a pour objectif, l'étude des éléments secondaires (escaliers, balcon, et dalle pleine ..).
- Dans le quatrième chapitre, on entame la modélisation des deux cas, structure sans murs en maçonnerie et avec murs en maçonnerie.
- Les éléments structurels (poteaux, poutres, voiles) sont calculés dans le cinquième chapitre, soit pour les deux cas, structure sans murs et structure avec murs de la maçonnerie. Ce qui permet de comparer le ferrailage dans les deux cas et de déterminer le bénéfice (coût) du prendre en compte les murs dans l'analyse.
- L'étude de l'infrastructure soit au sixième chapitre où on dimensionne les fondations qui stabilisent l'ouvrage.



Chapitre I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX



I. Introduction

Peu importe le projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, charpente, en bois ou charpente métallique.

Le but de l'ingénieur civil est de concevoir et dimensionner les différents ouvrages de constructions, qui peuvent être soit en béton armé ou en charpente métallique. Le dimensionnement doit prendre en compte le critère de sécurité, la durabilité de l'ouvrage et l'économie en se basant sur les normes et recommandations qui rigidifient convenablement la structure telle que (BAEL91, RPA99modifié en2003,...).

I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à faire une étude sur un bâtiment **R+5** en béton armé composé d'un Rez de chaussé (étage commercial) et cinq étages d'habitation identiques. Le bâtiment comporte deux appartements F3 par palier.

L'ouvrage sera implanté dans la Wilaya de Mila classée dans la zone de sismicité moyenne (zone **IIa**) d'après le **RPA 99/2003**. Le site choisi est considéré comme meuble et l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 selon la classification du RPA (Ouvrage courants ou d'importance moyenne bâtiment d'habitation collective à usage du bureau dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).

Le contreventement sera assuré par une structure mixte en béton armé (portique et voile). Les vues en plan et les coupes des étages de la structure à concevoir sont représentés sur les figures suivant :

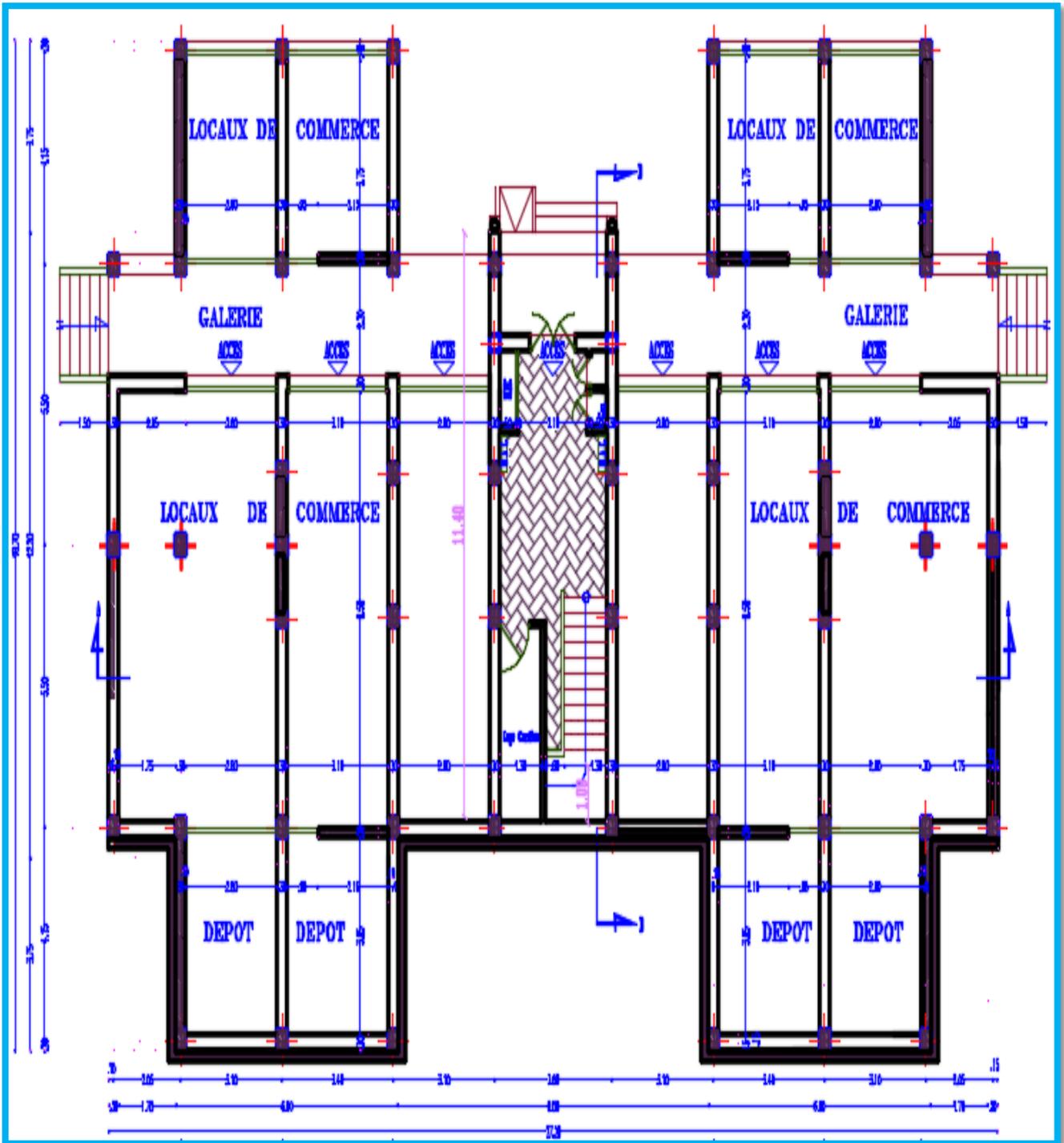


Figure 1 : Vu en plan RDC du bâtiment.

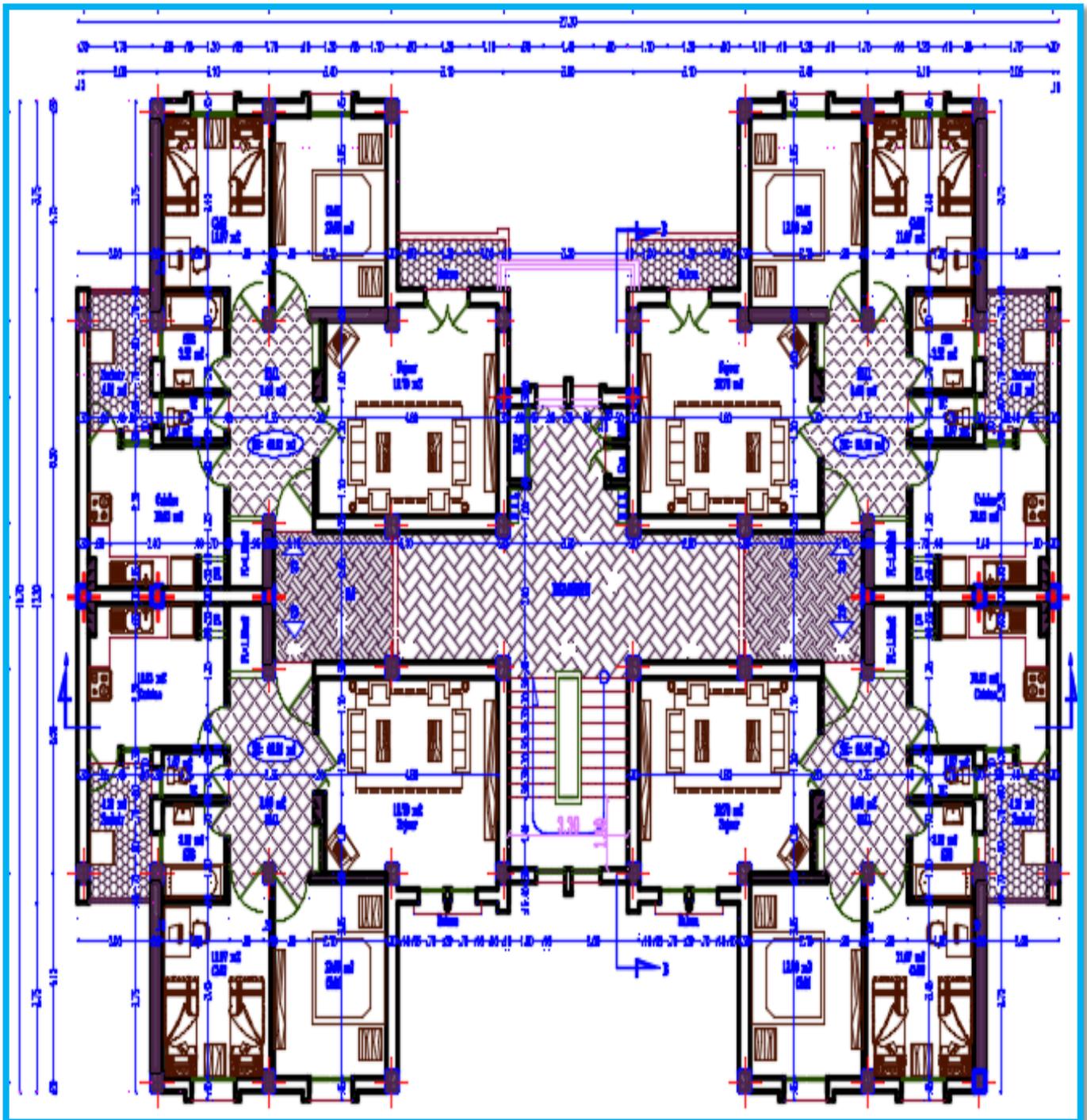


Figure 2 : Vu en plan EC du bâtiment.

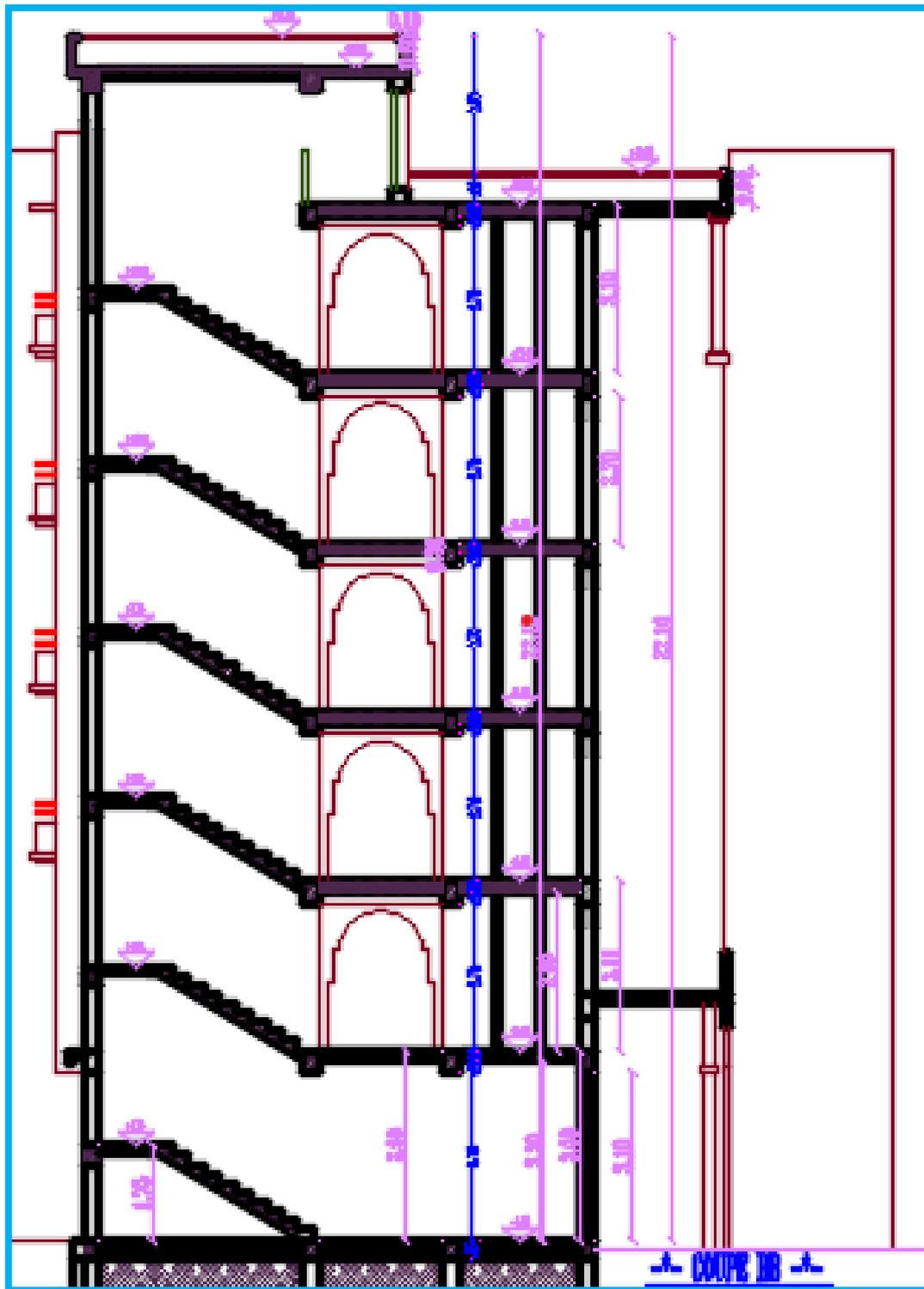


Figure 3 : Vue de la coupe transversale du bâtiment.

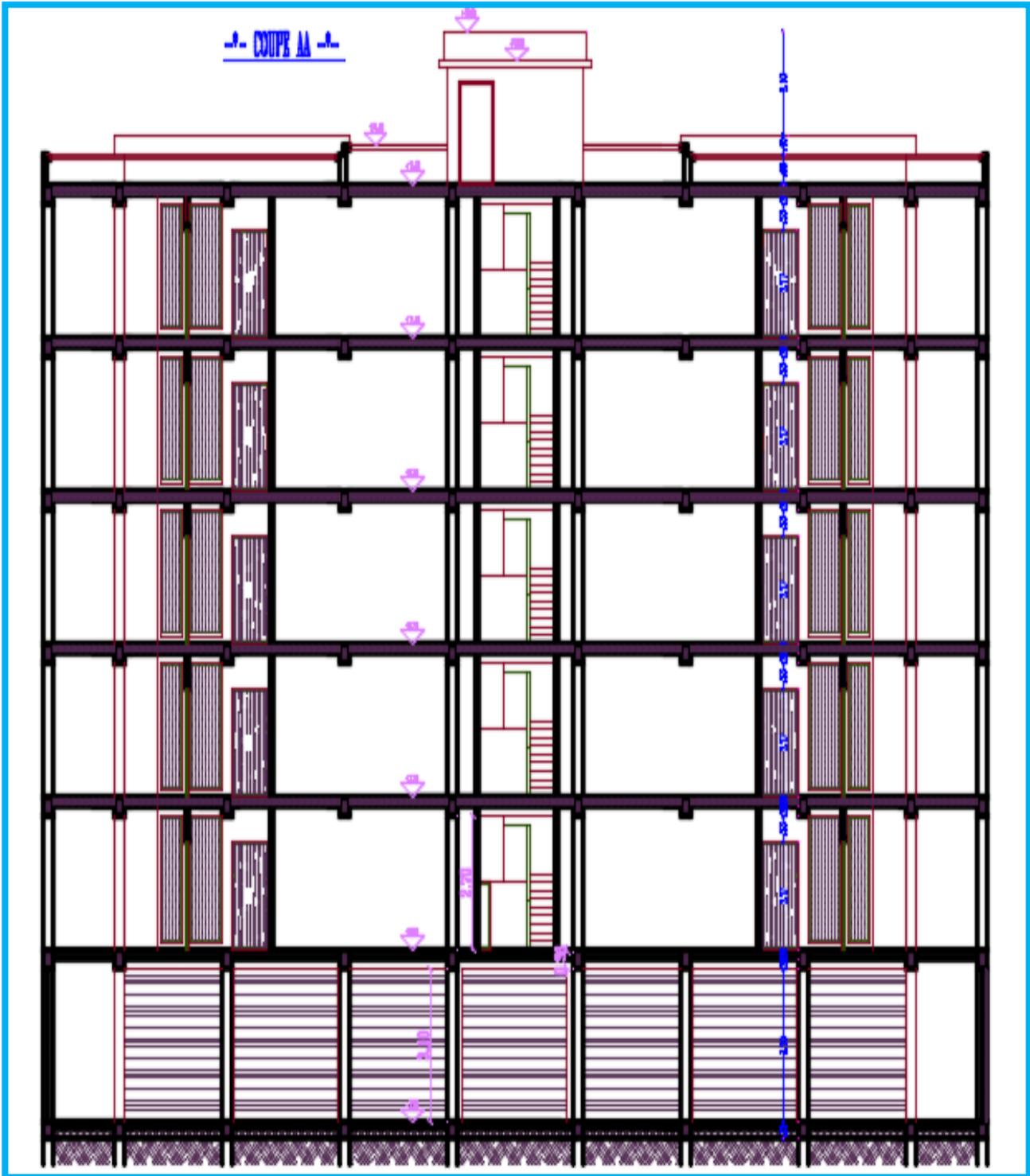


Figure 4 : Vue de la coupe longitudinale du bâtiment.

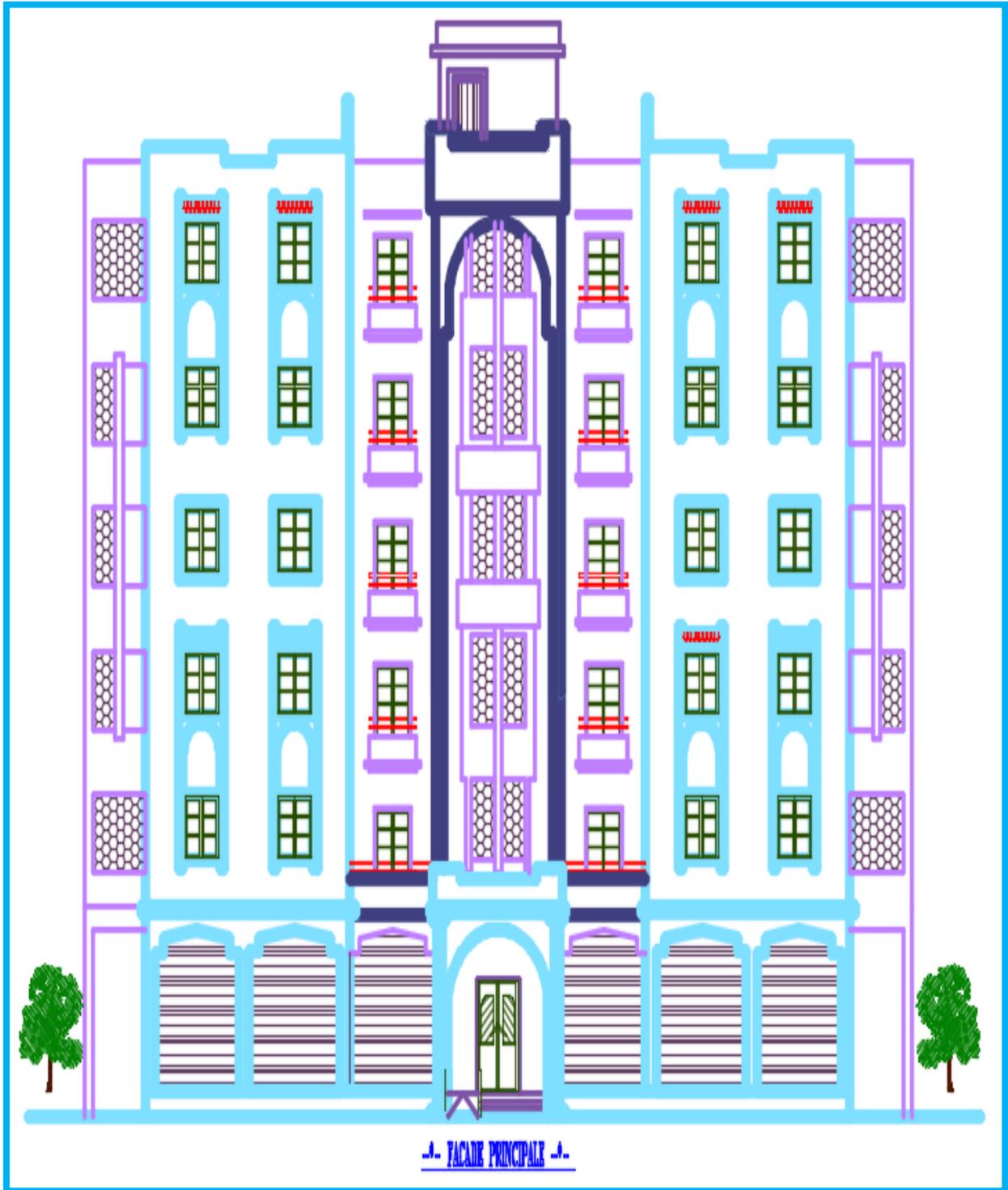


Figure 5 : Vue de la façade principale du bâtiment.

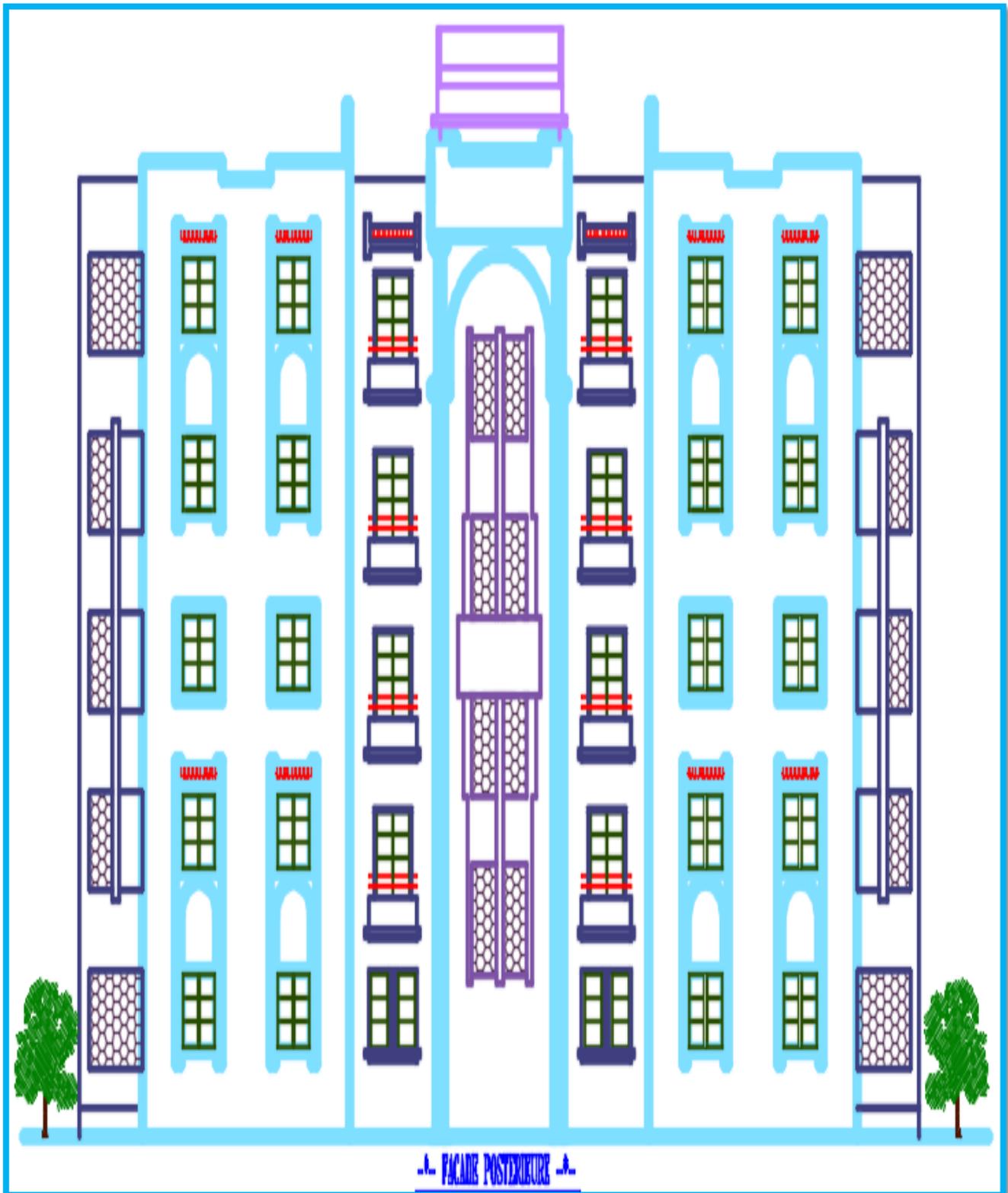


Figure 6 : Vu de la façade postérieure du bâtiment.

I.2. Caractéristiques géométriques

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont répertoriées comme suit :

- Largeur totale de bâtiment..... B= 19.70 m,
- Longueur totale de bâtimentL= 27.20 m,
 - Hauteur totale du bâtiment.....H= 22.10 m,
 - Hauteur de RDC.....hrdc= 3.50 m,
 - Hauteur d'étage couranthe=3.10 m,
 - Cage d'escalier.....3.30*3.80 m².

I.3. Caractéristique géométriques du sol

Le sol d'assise de la construction est composé d'une première couche de marne argileuse, très plastique, qui repose sur une deuxième couche de marne limoneuse bariolée raide, suivie de compacte d'après le rapport du laboratoire (**EURL LCEE ZERDAZI**). La contrainte admissible du sol est $\delta_{sol} = 1.7$ bars pour un encrage de 1.8m.

I.4. Description de l'ossature

A. Conception structurales

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles. Le choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA (version 2003), vu qu'il dépasse 2 niveaux (8 m), ce qui assure la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions vertical et des actions horizontal.

B. Plancher

Les planchers sont constitués par des dalles en corps creux 16+4 (corps creux, poutrelles, et dalle de compression), en assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre les incendies.

C. Escaliers

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment, Les escaliers à 2 volées avec palier en béton armée sont coulés sur place.

D. Fondations

Les fondations sont des semelles isolées et filantes

E. Acrotères

Le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armée d'une hauteur égale 60 cm et d'épaisseur 10 cm.

F. Terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien, le plancher terrasse aura une isolation thermique (multicouche) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

G. Maçonnerie

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi extrême de 15 cm d'épaisseur et une paroi interne de 10cm d'épaisseur, les deux parois étant séparées par un vide de 5 cm. Concernant les murs intérieurs, une cloison simple de brique creuse de 10 cm d'épaisseur est suffisante.

H. Revêtement : Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau.

I. Les poutres

L'ensemble des poutres composant les différents planchers sont :

- Les poutres longitudinales (principale) suivant l'axe x-x.
- Les poutres transversales (secondaire) suivant l'axe y-y.

J. Isolation

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher. Par contre aux niveaux des murs extérieures, l'isolation est assurée par le vide d'aire entre les 2 parois de ce dernier.

K. Balcon

Les balcons, ce qu'il s'agit des éléments non structuraux, seront réalisés en dalle pleine.

I.5. Règles et hypothèses de calcul

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

I.5.1. Régles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003)

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière. Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- Une classification selon les zones sismique, et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux [1].

I.5.2. Le règlement (BAEL 91) (Béton Armé Aux Etats Limites).

Basé sur la théorie des états limites : Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation un comportement approprié vis-à-vis sa ruine totale ou partielle. Un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore son confort d'usage.

Les états limite sont classés en 2 catégories :

- a. Etats limites ultimes (ELU)

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

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

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

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

❖ **Hypothèses**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée. Mais à 2 ‰ dans le cas de compression simple. Par conséquent le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivotes (A ; B ; C).

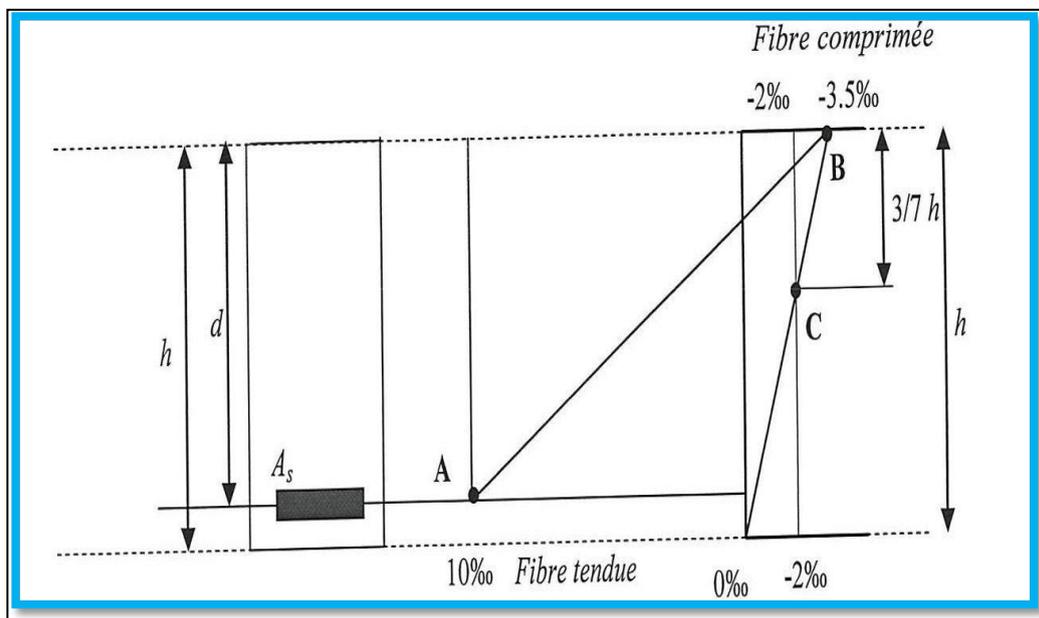


Figure 7 : Diagramme des déformations limites de la section en BA.

- **Pivot A :** Les pièces soumises à la flexion simple ou composée, traction simple.
- **Pivot B :** Les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

- **Pivot C** : Les pièces soumises à la flexion composée ou à compression simple.

a. Etat limite de service

Constituent les frontières au delà des conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou ses éléments ne sont plus satisfaites en termes de :

- Ouverture des fissures, (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (La flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

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

$$q = G+Q.$$

❖ **Hypothèses**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n E_b$, $n = 15$) [2].

I.5. 3. Nature des actions : On distingue ce qui suit :

a) Action permanente: (DTR ; R.N.V 99)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles sont identifiées par la lettre G et incluent :

- Poids propre des éléments structuraux, ce qui est calculé d'après les dimensions prévues. A savoir, la masse volumique de béton armé étant prise égale à $2.5t/m^3$.
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage).

- Force exercée par la poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous-sol).

Déformations différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

b) Action variable

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles sont désignées par la lettre Q. Elles s'agissent de :

Charges d'exploitation (ratio d'utilisateurs, de véhicules ...etc.) classées par durée d'application (provision, longue durée).

- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

c) Action accidentelle

Soit des actions de courte durée dues par phénomènes rares et exceptionnels comme séismes, explosion, chocs et incendies.

- Le séisme « E » [3 ,4,5].

I.5.4. Combinaison d'action

D'une manière générale, on détermine les sollicitations exercées sur une structure par l'intermédiaire des combinaisons d'action proposées par le BAEL.

ELU :

$$1.35G+1.5Q$$

ELS : G +Q

Dans le cas des actions sismiques, les combinaisons du RPA99/2003 qui fournissent une meilleure résistance sont (Sachant que E est l'effort sismique):

- ❖ Pour les poutres

$$G + Q +E$$

$$1.35 G + 1.5 Q$$

- ❖ Pour les plancher

$$G + Q +E$$

1.35G + 1.5 Q

G + Q

❖ Pour les poteaux

G + Q + 1.2 E

0.8G + E

❖ Pour les voiles

G + Q + 1.2 E

0.8G + E

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 [4, 6, 7,].

I.6.1. Le béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est constitué par un mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des barres en aciers disposées de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise $f_{c28} = 25$ MPa.

I.6.1.1. Avantages et inconvénient du béton armé

- Les principaux avantages :
 - **Economie** : Le béton est plus économique que l'acier. Il transmet parfaitement les efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
 - **Souplesse de forme** : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
 - **Résistance aux agents atmosphériques** : Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
 - **Résistance au feu** : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets d'incendies.
 - **Fini des parements** : Sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

➤ Les inconvénients :

- **Le poids** : Les ouvrages en BA sont plus lourds que les autres moyennes de constructions.
- **L'exécution** : La préparation de coffrage demande beaucoup de temps et travail, ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante.
- Le placement des armatures
- Pendant la mise en place du béton, il faut prendre des précautions pour protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
- Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.
- **Brutalité des accidents** : Les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains et brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisation.
- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé** : Il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

I.6.1.2. Dosage du béton

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par 1m^3 . Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance comptées et à présenter une protection efficace des armatures.

Un mètre cube de béton se compose de :

- Ciment (CPA 325).....dosé à 350 kg/m^3
- Sable grossier $0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400\text{ L}$
- Gravier $15 < D_g < 25\text{mm} \rightarrow 800\text{L}$
- Eau de gâchage..... 175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2400Kg/m^3 [6,7,].

I. 6.1.3. Résistances mécaniques du béton

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, le béton est élaboré soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'un central à béton.

Le central à béton est utilisé lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés ; et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

a. Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Ce matériau est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique noté f_{c28} . Concernant les sollicitations qui s'exercent sur un béton à l'âge moins que 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} donné par le BAEL comme suit [6] :

1. Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$$

si $j < 60$ jours.

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

si $j > 60$ jours.

2. Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$$

si $j < 28$ jours

$$f_{cj} = f_{c28}$$

si $j > 28$ jours

[B.E.L.91A.2.1.1.1]

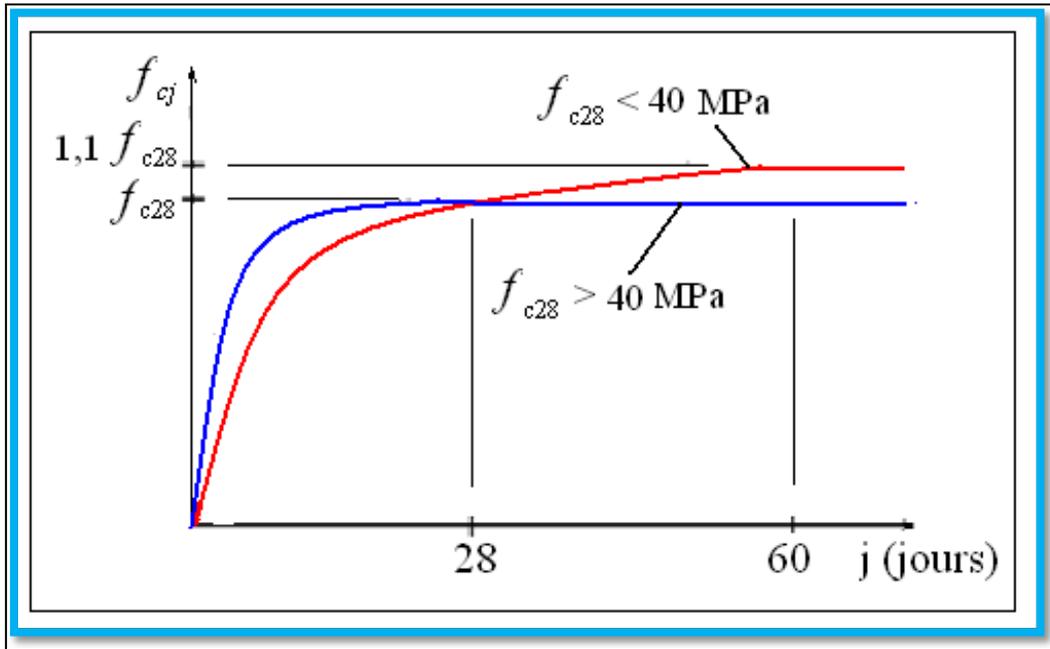


Figure 8 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

a. Résistance à la traction

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate. On a recours à deux modes opération différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armée.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge (j) jour notée f_{cj} est conventionnellement définie par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad [\text{B.A.E.L.91A.2.1.1.2}]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

b. éformations longitudinales du béton

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

c. 1. Déformation instantanée

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesure, qu'à l'âge « j » jours.

Le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

[B.A.E.L.91A.2.1, 21] Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$ [2]

c. 2. Déformation différée

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton est :

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

B.A.E.L.91 A.2.1, 2.2]

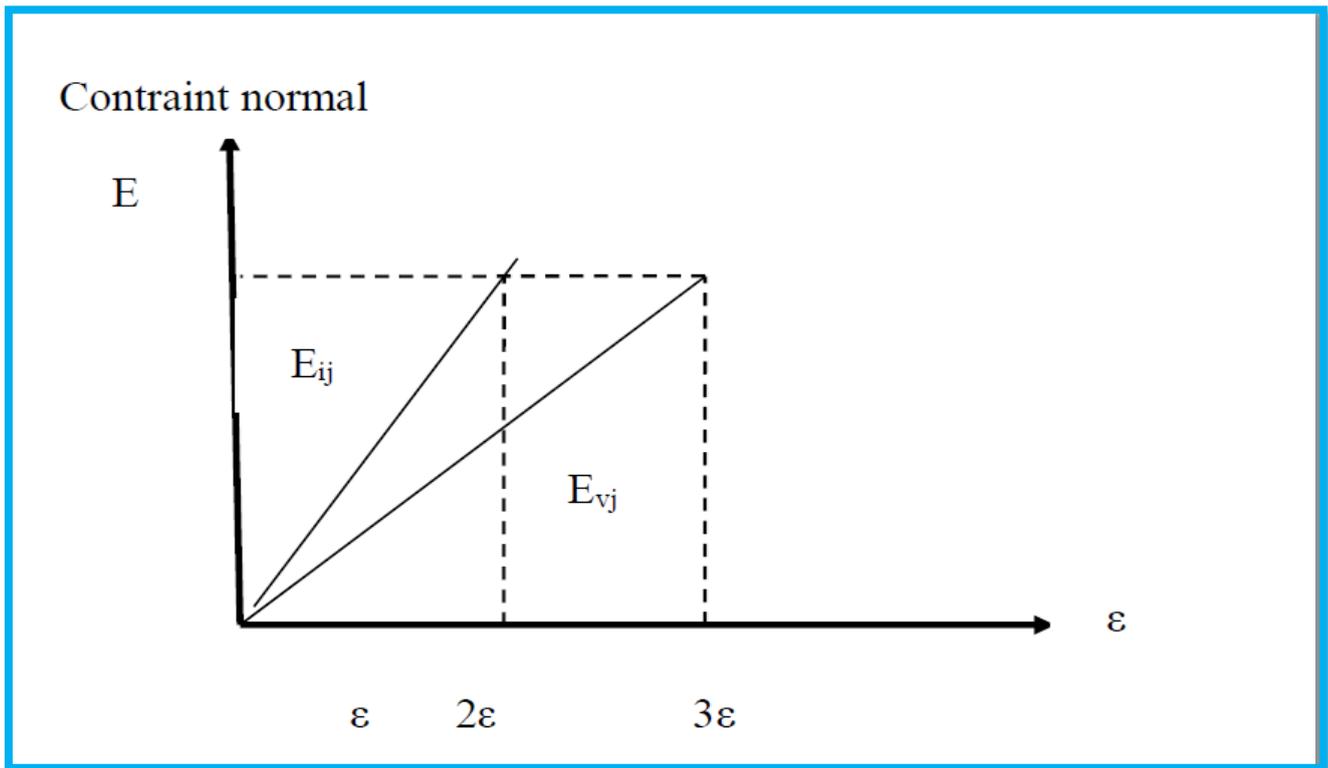


Figure 9 : Module de déformation instantané et différée.

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa on trouve $E_{v28} = 10818.86$ MPa

c. Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson V par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinal.

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

ε_L : Déformation limite longitudinale.

ε_t : Déformation limite transversale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

$V = 0,2$ Pour les justifications aux états limites de services (ELS)...Section non fissurée

- $V = 0$ Dans le cas des états limites ultimes (ELU).....Section fissurée

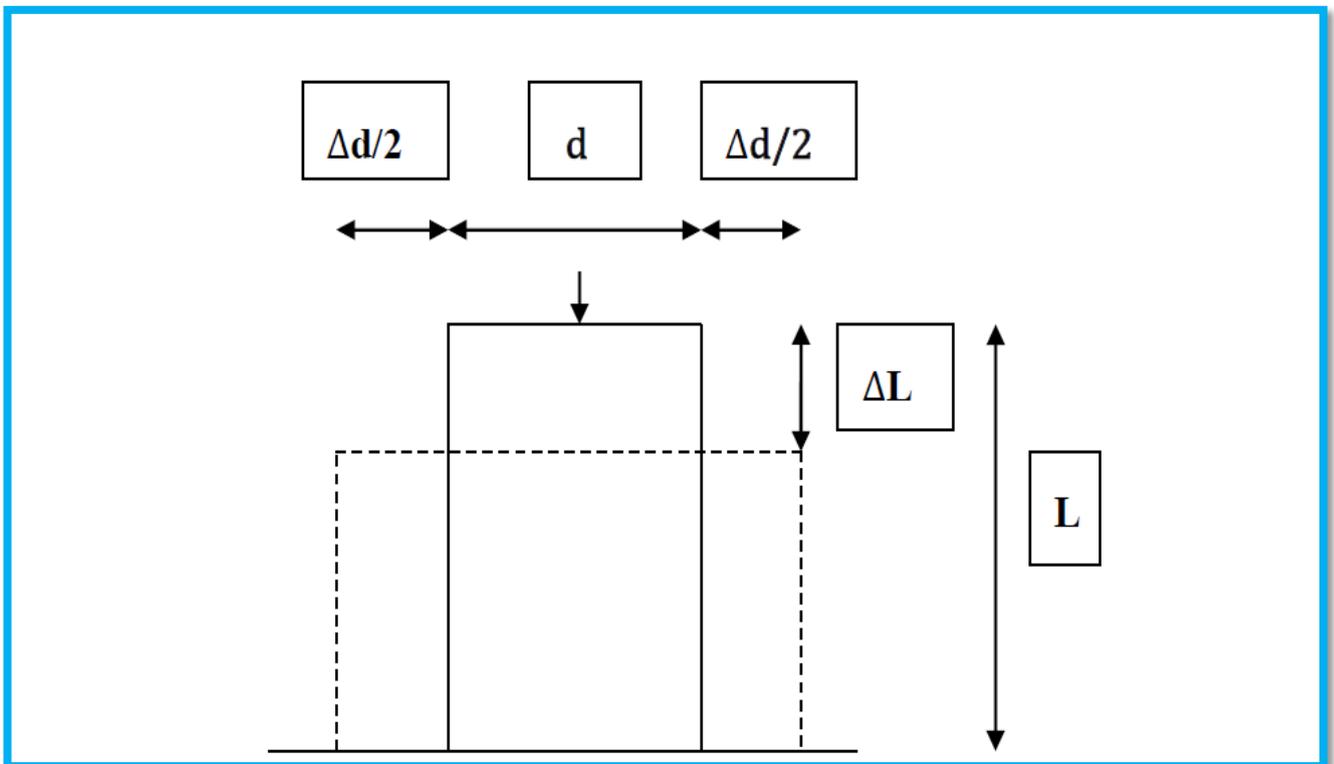


Figure 10 : Coefficient de poison.

c. Contraintes limites

En se référant au règlement du [BAEL 91] (modifier 99), on distingue deux états limites :
 E L U : Pour les calculs à ELU, on adopte le diagramme dite « parabole – rectangle ». En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole (graphe ci – dessous) où les déformations relatives étant limitées à 2 ‰. En compressions avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme du calcul dit parabole rectangle

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta * \gamma_b}$$

Avec :

f_{bu} : Contraint limite du béton en compression.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_b = 1.5 pour les cas général

γ_b = 1.15 pour les cas accidentelles

θ: Coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta=1 \quad \text{si la durée est supérieure à 24h.} \\ \theta = 0,9 \quad \text{si la durée est comprise entre 1h et 24h.} \\ \theta = 0,85 \quad \text{si la durée est inférieure à 1 h.} \end{array} \right.$$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

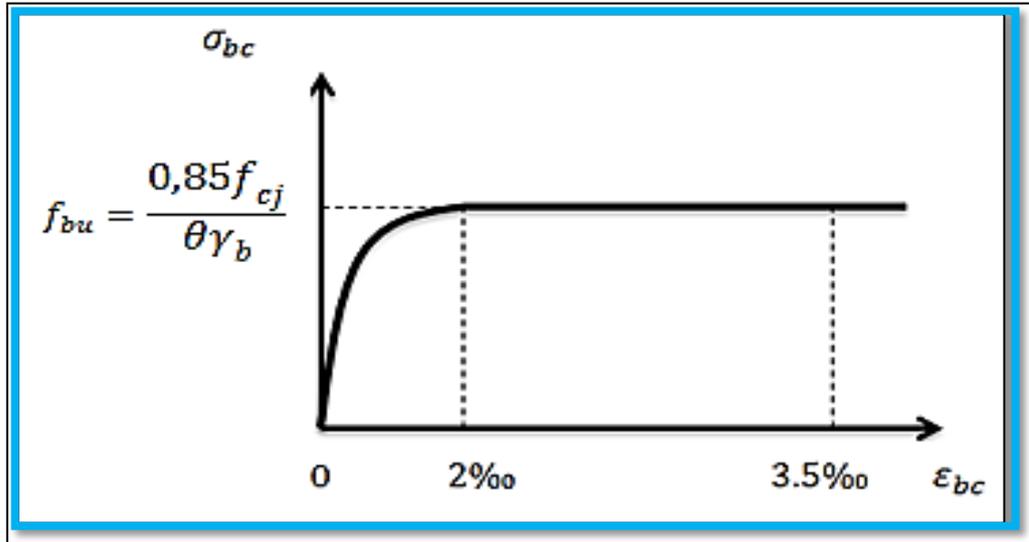


Figure 11 : Diagramme parabolé-rectangle des contraintes déformations du béton comprimé.

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_{bc1} = 2\text{‰} \\ \epsilon_{bc2} = 3,5\text{‰} \\ \epsilon_{bc1} = (4,5 - 0,025 f_{c28}) \text{‰} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{si } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ \text{si } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{array}$$

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

1. E L S : Dans le cas des ELS le diagramme du béton est linéaire avec une contrainte limite du béton en compression.

La contrainte de compression du béton à l'ELS (symbole σ_{bc}) est limitée à :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

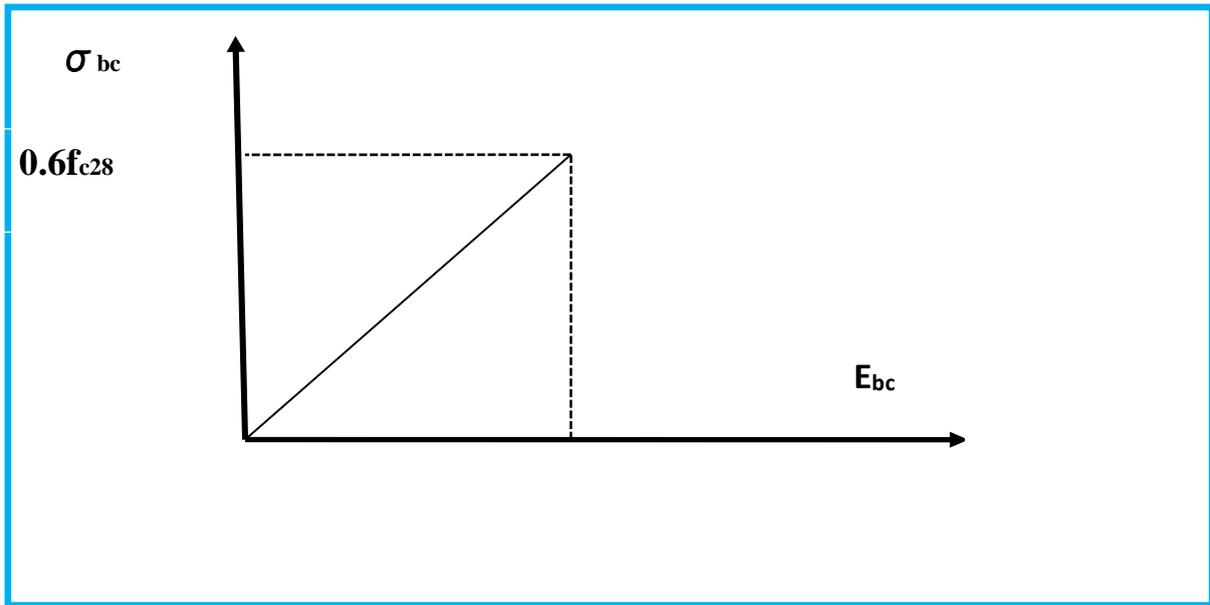


Figure 12 : Diagramme contrainte - déformation du béton à ELS.

d. Contraintes limites De cisaillement : (BAEL91 A.5.1.2)

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$), est donnée par les expressions suivantes :

✓ Dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable (BAEL91 A.5.1.2) :

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left[\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa} \right]$$

✓ Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable:

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left[\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right]$$

La contrainte ultime de cisaillement est limité par : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Sachant que ce contraint est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u : \text{ Effort tranchant.} \\ b \cdot d : \text{ Dimension de la pièce.} \end{array} \right.$$

I.6.2. Acier

Afin de remédier le problème de faible résistance du béton à la traction, on introduit dans les pièces du béton des armatures. Ces armatures pour béton armée sont constituées d'acier.

L'acier peut être définie comme un matériau composé essentiellement de fer et présentant une teneur en carbone inférieur à 2 ‰. Il peut en contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier.

- Si l'on ajoute plus de 0.5 ‰ d'éléments d'alliage à l'acier, on parle d'acier allié.
- Si la proportion d'élément d'alliage est inférieure à ce chiffre, on parle d'acier non allié.

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface (barres lisses, barres haute adhérence).

Il y a 3 types dans le ferraillement des éléments de la structure :

- Les ronds lisses de la nuance FeE235 pour les armatures transversales (cadre).
- Les barres haute adhérence de la nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Les treillis soudés pour les hourdis des planchers à corps creux.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : **$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$**

I. 6.2.1. Caractéristiques mécaniques

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques des aciers .

Type	Nuance	Limite Elastique f_e (MPa)	Allongement ϵ_{es} 0/100	Emploi	Contrainte de rupture (MPa)
Barre haut Adhérence	FeE40	400	1.74	Emploi courant	490
Rond lisse	FeE22	215	0.935	Emploi courant	380 -390
	FeE24	235	1.02	Epingles de levage des pièces préfabriquées	410 -490
Treillis	\emptyset =6mm	520	2.261	Treillis soudés uniquement emploi courant	580
	$\emptyset > 6$ m	441	1.917		

A. Contraint limite de l'acier

1. Contrainte à ELU

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_{es} = \frac{f}{\gamma_s E_s}$$

σ_s Contraint de l'acier qui égale : $\sigma_s = \frac{F}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité.

Noté :

- $\gamma_s = 1$ cas des situations accidentelles.
- $\gamma_s = 1.15 \dots$ cas de situation fondamentale (durable ou transitoire).

E_s : Module d'élasticité sera limité uniquement dans l'état limite d'ouverture des fissures.

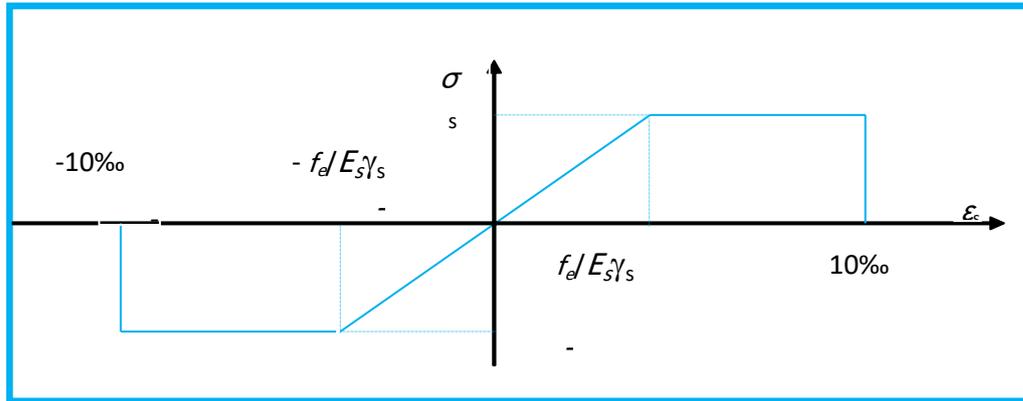


Figure 13 : Diagramme contraintes déformations.

2. Contrainte à ELS

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Fissuration peu nuisible (peu préjudiciable) : Exemple, pour les éléments intérieurs d'un bâtiment.

Dans ce cas la contrainte de l'acier est : $\sigma_{st} = f_e$

Fissuration préjudiciable : Exemple, pour les éléments extérieurs d'un bâtiment soumis aux conditions climatiques normales et aux intempéries, dans ce cas la contrainte de l'acier est : $\sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$

Le diamètre minimal des aciers transversal pour cette fissuration est 6 mm.

Fissuration très préjudiciable : lorsque les éléments de la construction sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Exemple, ouvrage au bord de la mer, sol agressif, etc..., dans ce cas la contrainte de l'acier est :

$$\sigma_{st} = \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

Le diamètre minimal des aciers transversal pour cette fissuration est 8 mm.

Avec η est le coefficient de fissuration.

$$12]. \left\{ \begin{array}{ll} \eta = 1 & \text{pour les aciers ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence (HA) [6-} \\ \eta = 1,6 & \text{pour les fils dont le diamètre } < \text{à 6 mm.} \end{array} \right.$$

3. Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant :

$n = (E_s / E_b) = 15$ Avec :

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton [6].

4. Enrobage (protection de l'acier)

L'enrobage des armatures représente la distance entre la surface du béton et l'armature la plus proche (cadre, étriers, épingles, etc).il doit être suffisant pour garantir : la bonne protection de l'acier contre la corrosion, la bonne transmission des efforts d'adhérence et la résistance au feu.

Dans le but de prémunir les armatures des efforts d'intempéries et d'agents agressif, nous devons respecter les conditions d'enrobage suivantes :

- $C \geq 5$ cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 5$ cm : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 5$ cm : pour les parois situées dans les locaux.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté notre projet d'étude, son l'implantation, ces caractéristiques géométriques ainsi qu'une description de l'ossature et les règlements et les hypothèses de calcul.



Chapitre II
PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES B
CHARGES



II .Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, on appelle cette étape la pré-dimensionnement [6].

II. 1.Pré-dimensionnement des éléments

Le pré-dimensionnement est une étape très importante son but est le calcul des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **BAEL91** et le **RPA99/version2003**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité [5].

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers;
- Les poutres;
- Les poteaux;
- Les voiles.

II .1.1.Pré dimensionnement des planchers

Les plancher sont des aires planes dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Ils sont des éléments de séparation horizontale entre les différents étage, ils assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poutres,poteaux et voiles) et aussi une isolation thermique et phonique.

. Plancher à corps creux

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

La facilité de réalisation.

Les portées de l'ouvrage sont importantes (max 5.17 m).

Diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique [6].

Condition de flèche (BAEL91 B.6.8, 424).

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

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

: La partie maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles. A partir de notre plan de coffrage on a : $L_{\max} = 360 - 30 = 330\text{cm}$

$$ht \geq \frac{330}{22.5} \rightarrow ht \geq 14.66 \text{ cm}$$

Donc on prend : $ht = 20 \text{ cm}$

- $h_0 = 4 \text{ cm}$ pour la table de compression.
- $ht - h_0 = 16 \text{ cm}$ pour le corps creux.

ht : L'épaisseur totale du plancher.

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.

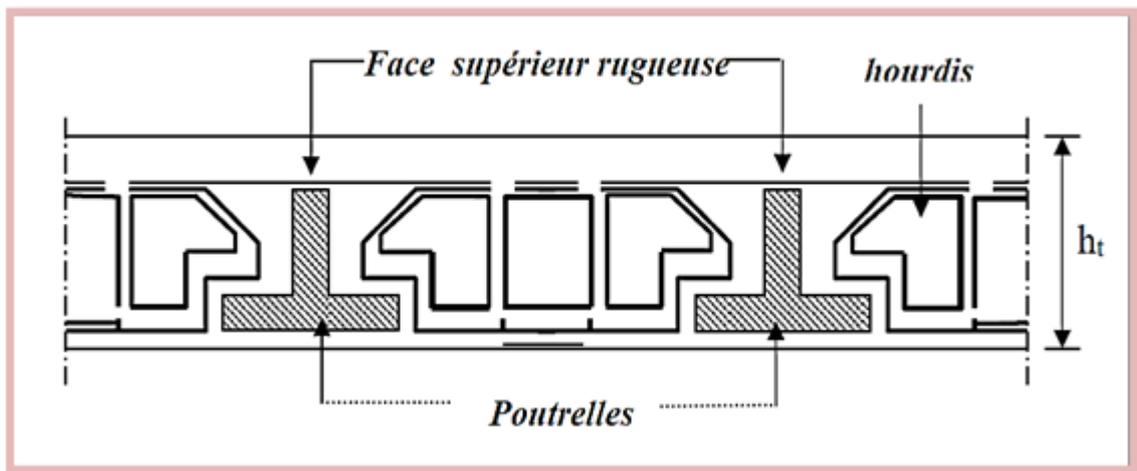


Figure .1 : Coupe d'un plancher à corps creux [6].

Résistance au feu

D'après le BEAL 91

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17,5$ pour un coupe-feu de quatre heures [2]. On adopte que : $e = 18 \text{ cm}$.

Isolation phonique

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation phonique. On limite donc notre épaisseur à : $e = 16\text{cm}$.

Récapitulatif

Donc:

$$ht = \max \{ 18, 20, 16 \} \text{ (cm)} = (16 + 4) \text{ cm}$$

Donc **ht = 20cm**.

Remarque : le choix d'une épaisseur (16+4) est dicté par disponibilité des matériaux sur le marché et dans le but d'un formier l'épaisseur de tous les panneaux du plancher.

A. Dimension des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales. La disposition des poutrelles se fait selon deux critères:

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens.)
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche [6.]

$$\text{On a : } b_1 = \min \left\{ \frac{L_{max}}{10}, \frac{L_n}{2}, 6h_0 \right\}$$

$$\text{Avec : } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow L_n = \frac{50+80}{2} = 65 \text{ cm}$$

L_n : La distance entre axes des nervures. **L_{max}** : La longueur de nervures = 330 cm. **h_0** : La dalle de compression.

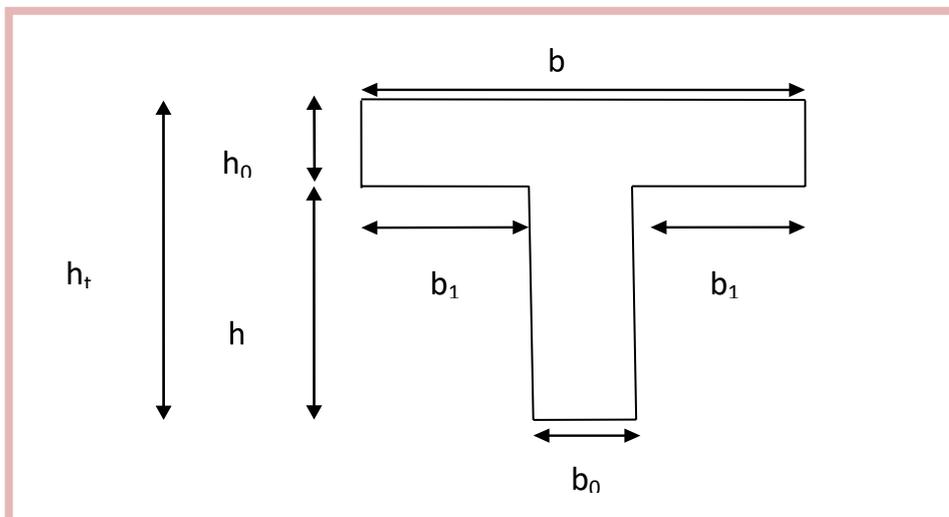
$$b_1 = \min \left\{ \frac{330}{10}, \frac{65}{2}, 6 \times 4 \right\}$$

On obtient : $b_1 = 25 \text{ cm}$.

$$b_0 \geq \frac{h_t}{2} \Rightarrow b_0 \geq \frac{20}{2}$$

donc : $b_0 = 15 \text{ cm}$

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_0 = 15 \text{ cm}$. $b = b_0 + 2 b_1 = 15 + 2 \times 25$
 $b = 65 \text{ cm}$



➤ Plancher en dalle pleine

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ceux sens continuité sur deux, trois ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

L'épaisseur est conditionnée par :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable). On a : $L_x = 1.10\text{m}$.

$$110/15 \leq e \leq 110/20 + 7 \qquad 7.33 \leq e \leq 12.5\text{cm}$$

Donc On prend: $e = 12\text{ cm}$

➤ Condition de la résistance au feu

- $e \geq 7\text{cm}$ pour 1 heure de coupe feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ pour 2 heures de coupe feu.

➤ Condition d'isolation acoustique

La loi de masse exige qu'une épaisseur $e \geq 16\text{ cm}$ pour assurer 1 confort acoustique.

➤ Récapitulatif

→ On adopte une épaisseur $e = 16\text{ cm}$.

II.1.2. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres en béton armée peuvent avoir des formes divers (carrée, rectangulaire, trapézoïdale et en forme de T.L.U.I. etc).

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers. En générale, les formes et dimension des poutres sont influencées par les conditions de la limitation des flèches.

Pour les poutres des planchers des bâtiments à usage d'habitation, les déformations doivent rester faibles sans nuire au bon fonctionnement.

Le pré dimensionnement des poutres se fera selon le BAEL 91 et vérifiées par la suite selon RPA99 version 2003.

II.1.2.1. Poutre principale

Selon le BAEL 91 et à partir de la condition de flèche :

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

L_{max} : Longueur de la poutre (plus grande portée et entre nus) = 510cm.

Alors :

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \rightarrow 34 \leq h \leq 51$$

On prend : **h = 35 cm**

- La Largeur b est souvent choisie de façon à pouvoir loger les aciers, soit pratiquement:

$$0.3h \leq b \leq 0.8 h \rightarrow 10.5 \leq b \leq 28$$

h : Hauteur de la poutre.

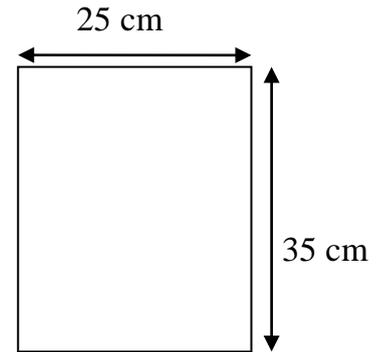
On prend : **b = 25 cm**

b : Largeur de la poutre.

Donc la poutre principale à la section (25 x 35) cm²

Vérification vis-à-vis du **RPA 99 / V 2003 l'article 7-51**

Pour la zone IIa :



- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ c'est vérifié.
- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ c'est vérifié.
- $h/b = 1.4 < 4$ c'est vérifié.
- $b_{\max} \leq 1.5h + b \Rightarrow b_{\max} = 25 \text{ cm} \leq (1.5 \times 35) + 30 = 82.5 \text{ cm}$

$25 \text{ cm} \leq 82.5 \text{ cm}$ c'est vérifié.

Donc la section de la poutre principale adoptée est vérifiée.

II. 1.2.2. Poutre secondaire

Selon le BAEL 91 et à partir de la condition de flèche :

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

L_{max} : Longueur de la poutre (plus grande portée et entre nus) = 360 cm

Alors :

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

On prend: **h = 35 cm**

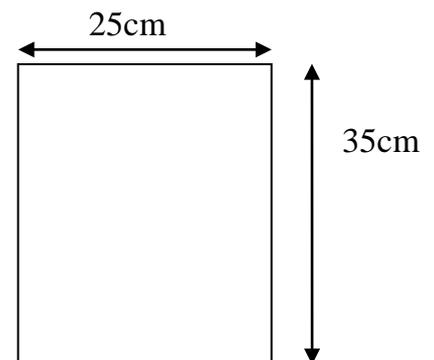
- La Largeur **b** est souvent choisie de façon à pouvoir loger les aciers, soit pratiquement:

$$0.3h \leq b \leq 0.8 h \rightarrow 10.5 \leq b \leq 28$$

On prend : **b = 25 cm**

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.



Donc la poutre secondaire à la section (25x 35) cm²

Vérification vis-à-vis du **RPA 99 / V 2003 l'article 7-5-1**

- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 1.4 < 4$ condition vérifiée.
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \quad \Rightarrow \quad b_{\max} = 25 \text{ cm} \leq (1.5 \times 35) + 30 = 82.5 \text{ cm}$
 $25 \text{ cm} \leq 82.5 \text{ cm}$ condition vérifiée.

II. 1.2.3. Poutre palière

Selon le **BAEL91** les dimensions de la poutre sont :

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$$

On a: $L_{\max} = 310 \text{ cm} \Rightarrow 20.66 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$.

On prend : **h = 35 cm.**

La largeur de poutre : $0,3.h \leq b \leq 0,8. h$ Donc : $10,5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$.

On adopte : $b = 25 \text{ cm}$.

Alors la section de la poutre palière sera **(25X35) cm²**.

Vérifications selon le **RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)**

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

II.1.3. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux constituent les éléments porteur des systèmes planchers-poutre par point d'appuis isolés, ils ont pour rôle de :

- ✓ Supporter totalité des charges verticales.
- ✓ Participer à la stabilité transversale par le système poteau-poutre pour combattre

les efforts horizontaux notamment :

- Les effets du séisme,
- Les effets du vent,
- Les effets de la température,
- Les effets de la dissymétrie des charges.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

Etapas de Pré-dimensionnement:

- Dimensionnements des poteaux.
- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la longueur de flambement L_f .
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Vérification de l'effort normale du poteau.
- Vérification de la contrainte du béton.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA 99.

En Zone IIa les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA 99/2003 suivantes :

$$\text{Min}(a,b) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$$

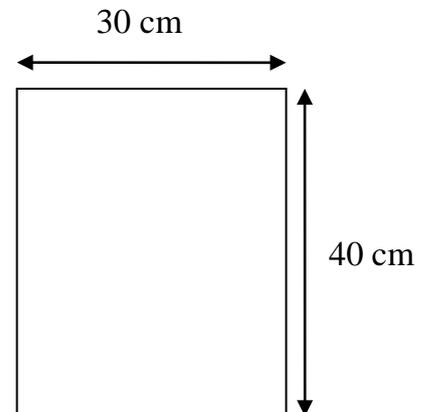
$$1/4 < a/b < 4$$

Avec (a, b) : Dimension de la section

h_e : Hauteur libre d'étage

On prend $(a, b) = (30, 40) \text{ cm}^2$

$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} \rightarrow h_e = 3.10 - 0.35 = 275 \text{ cm}$



➤ $\text{Min}(30,40)=30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ c'est vérifié

- $\text{Min}(30,40)=30 \text{ cm} \geq h_e / 20=13.75 \text{ cm}$ c'est vérifié
- $1/4 < 30/40 < 4$ c'est vérifié

Nous obtenons pour les poteaux $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
 Et les poteaux $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

II.1.4. Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment, le rôle le plus déterminé de l'acrotère est la sécurité totale au niveau de la terrasse, donc il forme un écran pour toute chute. La surface de l'acrotère est:

$$S = (70 \times 10) + (10 \times 8) + \left(\frac{1}{2} \times 2 \times 10\right) \longrightarrow S = 790 \text{ cm}^2 = 0.0790 \text{ m}^2$$

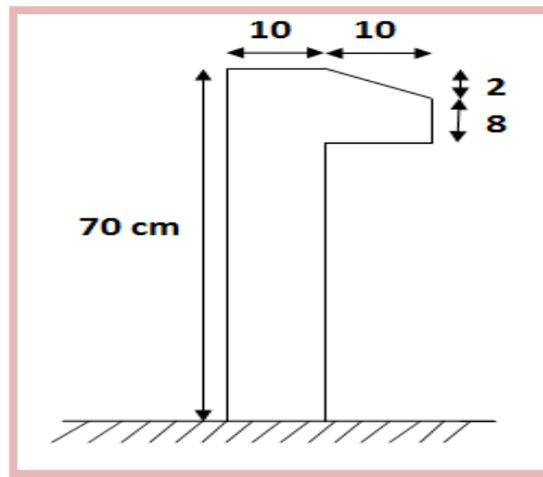


Figure .2.: Dimension de l'acrotère.

II.1.5. Pré dimensionnement des murs extérieurs

La maçonnerie utilisée est en brique « en double cloison » avec 40% d'ouverture:

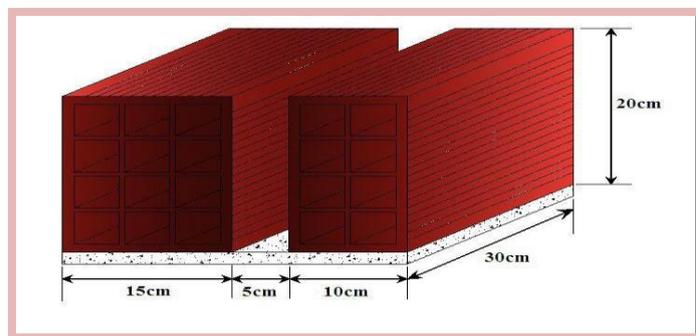


Figure .3: Mur extérieur avec brique creuse [6].

II.1.6. Pré dimensionnement des escaliers

La circulation entre les étages dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur [6]. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposent sur des paliers coulés sur place, la jonction palier-volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de type des escaliers a été obtenu par les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier [4].

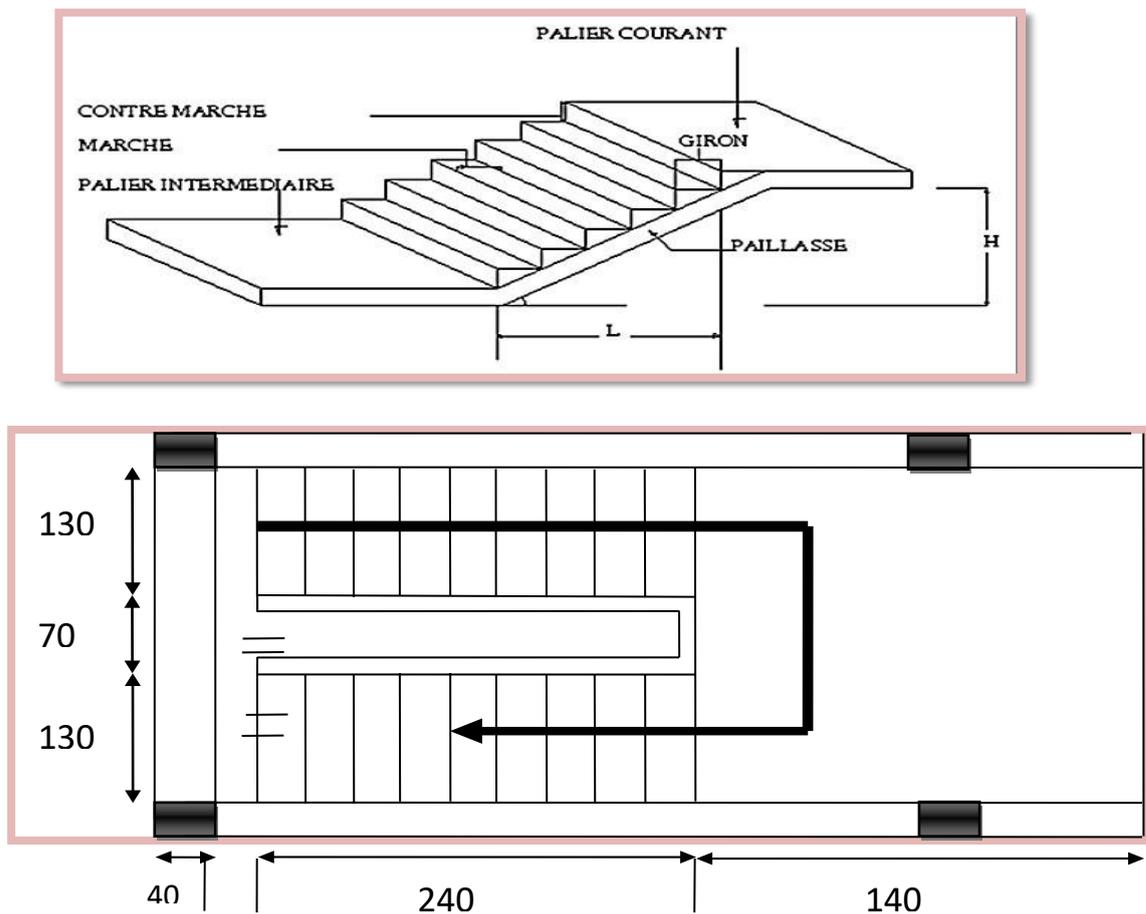


Figure.4 : Schéma d'escalier.

- **Caractéristiques techniques**
- ✓ **Pour RDC**
Hauteur: h
RDC = 3.50 m.

On applique la formule de Blondel pour déterminer le giron et la hauteur de marche.

On a : $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$

N_c : Nombre des contres marches.

n: Nombre des marches (n = N_c-1).

h : Hauteur de contre marche (varié de 14 à 20 cm).

g : Hauteur de la marche (varié de 22 à 33 cm).

On prend: **g = 30 cm**

Pour: h =17 cm $\rightarrow N_c = \frac{H'}{h} = \frac{175}{17} = 10$ (contre marche)

Donc: n = N_c -1=10 -1= 9 (marche).

➤ **Inclinaison de la paillasse**

Tang α = H/L`;

H` = N_c x h = 10x17 =170 cm; L` = (n-1) xg = 9 x 30 =270 cm

tang α=170/270 $\rightarrow \alpha=31.8^\circ$.

➤ **La longueur des volées**

Se calculer par :

Sin = H/L0 => L0= H/Sinα =175/sin31.8 =332.6cm

➤ **L'épaisseur de la paillasse**

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

L : La portée des deux paliers, plus la portée horizontale de la grande volée, c'est-à-

dire : 332.1+140 = 472.1 cm

$$\frac{472.1}{30} \leq e \leq \frac{472.1}{20} \longrightarrow 15.00\text{cm} \leq e \leq 23.605 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15\text{cm}$

Pour étage courant

Hauteur: $h_e = 3.10\text{ m}$

Pour: $h = 16\text{ cm} \rightarrow N_c = \frac{H'}{h} = \frac{153}{16} = 9$ (contre marche)

Donc: $n = N_c - 1 = 9 - 1 = 8$ (marche).

➤ **Inclinaison de la pailasse**

Tang $\alpha = H'/L'$;

$H' = N_c \times h = 9 \times 17 = 153\text{ cm}$; $L' = (n-1) \times g = 8 \times 30 = 240\text{ cm}$

$\text{tang } \alpha = 153/240 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$.

➤ **La longueur des volées**

Se calculer par :

$\text{Sin} = H/L_0 \Rightarrow L_0 = H/\text{sin}\alpha = 153/\text{sin}32.52 = 284.60\text{ cm}$

➤ **L'épaisseur de la pailasse**

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

L : La portée des deux paliers, plus la portée horizontale de la grande volée, c'est-à-

dire : $L = 284.60 + 140 = 424.60\text{ cm}$

$$\frac{424.6}{30} \leq e \leq \frac{424.6}{20} \rightarrow 14.15\text{cm} \leq e \leq 21.23\text{ cm}$$

On prend : $e = 15\text{cm}$

II .1.7.Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment. Justifier selon l'article 7.7 de RPA peut être généralement supporté les efforts horizontaux et d'autre part les efforts verticaux qu'il transmette à la fondation [6]. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les charges verticales : Charge permanente et surcharge.

Les charges horizontales : Effet de séisme ou du vent [6].

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien. D'après le RPA 99 article 7.7.1, les éléments satisfaisants la condition :

$(L \geq 4e)$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires".

L : Porté du voile.

e: Epaisseur du voile.

L'article (7.7.1 RPA99/V2003) nous dit que l'épaisseur minimale d'un voile est de $e_{min} = 15$ cm; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous; c'est-à-dire :

$e \geq \max (e_{min} ; h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$ selon le cas qui se présente

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $e \geq \max (e_{min} ; h_e/25)$
- Pour les voiles avec un seul about sur poteau : $e \geq \max (e_{min} ; h_e/22)$
- Pour les voiles à about libre : $e \geq \max (e_{min} ; h_e/20)$

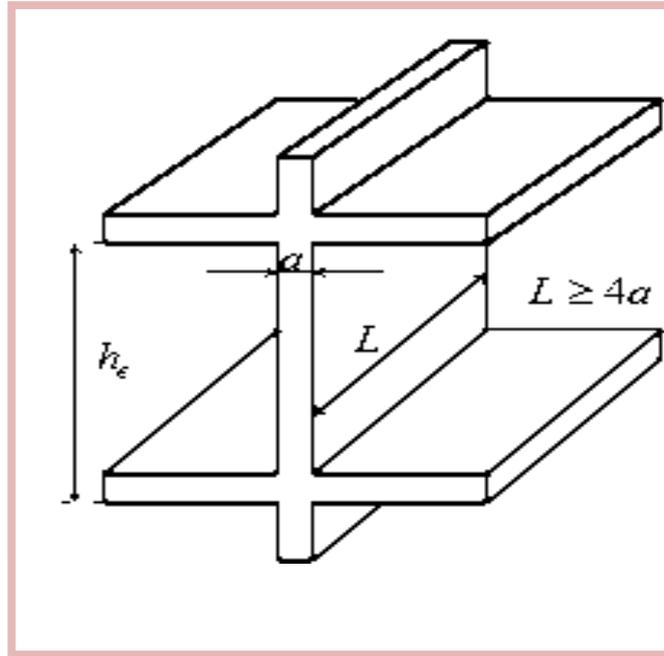


Figure 5 : Coupe d'un voile en élévation [1].

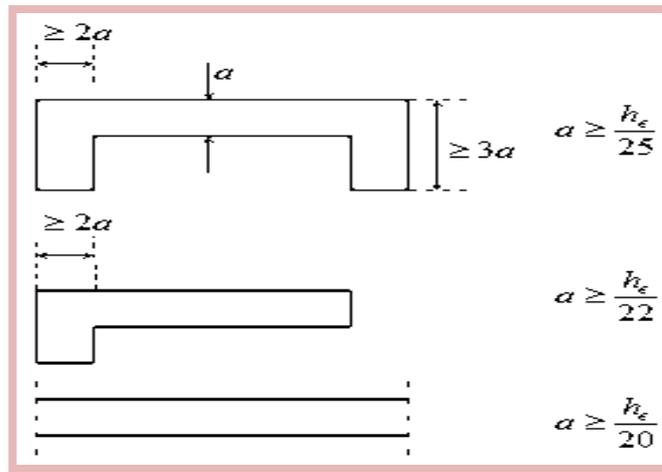


Figure 6 : Section réduite du voile [1].

➤ Niveau RDC et EC

A partir de la hauteur libre d'étage h_e et de la condition de rigidité aux extrémités suivante: On a: $h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} \rightarrow h_e = 3.10 - 0.35 = 2.75 \text{ m}$

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{275}{20} = 13.75 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } e &= \frac{he}{22} = \frac{275}{22} = 12.5 \text{ cm} \\ \text{➤ } e &= \frac{he}{25} = \frac{275}{25} = 11 \text{ cm} \end{aligned}$$

Donc : $e \geq \max (15 ; 13.75 ; 12.5 ; 11)$

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

On adopte pour tous les voiles une épaisseur : **$e = 20 \text{ cm}$** .

II .1.7.1.Disposition des voiles

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devant de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation. Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.

Assurer une transmission directe des forces aux fondations.

Minimiser les effets de torsion [6].

II.2. Descente des charges

Généralité

Le but de la descente des charges est de déterminer les charges et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de la structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Selon l'annexe de B.A.E.L 91 les charges règlementaires sont :

- G : Charge permanente qui présentent le poids mort.
- Q : Charge d'exploitation surcharge.

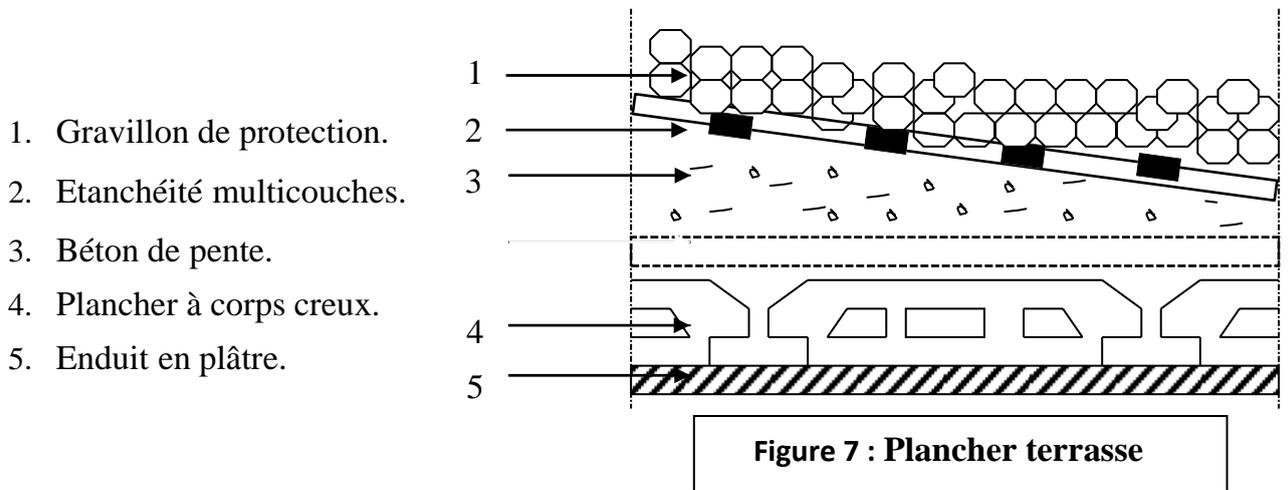
II. 2.1. Détermination des charges appliquées

Suivant le **DTR B.C.2.2** les charges permanentes (**G**) et les surcharge (**Q**) sont définies comme suit :

A. Les planchers

Plancher terrasse

La terrasse a une zone inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitent l'évacuation des eaux pluviales.



➤ Charge permanente (DTR B.C 2.2)

Tableau 1 : Évaluation des charges permanentes des planchers terrasses.

N	Désignation	Charge (kg/m ²)
1	Gravillon de protection	85
2	Etanchéité multicouches	30
3	Béton de pente	176
4	Plancher à corps creux	280
5	Enduit en plâtre	20
6	Bitume	18
7	Liège	16
		G = 625

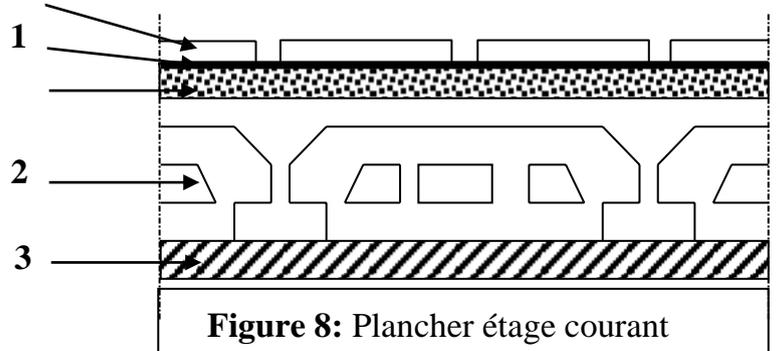
➤ **Surcharge d'exploitation (DTR B.C 2.2)**

$$Q_T = 100 \times 1\text{m} = 100 \text{ kg/ml}$$

Plancher étage courant

Les planchers des étages courant sont en corps creux

- 1) Revêtement du sol
- 2) Plancher à corps creux.
- 3) Enduit en plâtre.
- 4) Cloisons intérieures.



➤ **Charge permanente (DTR B.C 2.2)**

Tableau. II.2 : Évaluation des charges permanentes des planchers courants.

N □	Désignation	Charge (kg/m ²)
1	Revêtement du sol	134
2	Plancher à corps creux	280
3	Enduit sous plafond	20
4	Cloisons intérieures (ep=10 cm)	100
		G = 534

➤ **Surcharge d'exploitation (DTR B.C 2.2)**

$$Q_E = 150 \text{ kg/m}^2 = 150 \times 1\text{m} = 150 \text{ kg/ml}$$

B. Dalle pleine (balcon)

➤ **Charge permanente (DTR B.C 2.2)**

Tableau 3 : Évaluation des charges permanentes de dalle (de balcon).

N □	Désignon	Charge (kg/m ²)
1	Revêtement du sol	110
2	Dalle en béton armé (ep= 16 cm)	0.16*2500=400
3	Enduit sous plafond	36
		G = 546

➤ **Surcharge d'exploitation (DTR B.C 2.2)**

$$QE = 350 \text{ kg/m}^2 = 350 \times 1\text{m} = 350 \text{ kg/ml}$$

C. L'acrotère

On considère une bande de 1 m de largeur : $G_{\text{acrotère}} = G_{\text{enduite}} + G_{\text{béton}}$

$$G_{\text{béton}} = \rho_{\text{béton}} \times S \times 1\text{ml} = S \times 2500 = 0.069 \times 2500 \times 1\text{ml} = 172.5 \text{ kg/ml}$$

S : La surface transversale totale de l'acrotère

$\rho_{\text{béton}}$: Le poids volumique de béton tel que : $\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$

Enduit en ciment: $e_p = 2\text{cm} \rightarrow$ poids de l'enduit

$$:G_{\text{enduite}} = 0.02 \times 2000 \times 0.60 \times 2 = 48 \text{ kg/ml.}$$

➤ **Charge permanente** : $G_{\text{acrotère}} = 172.5 + 48 = 220.5 \text{ kg/ml} = 2.205 \text{ kN/ml}$

➤ **Charge d'exploitation** : $Q = 100 \text{ kg/ml}$

D. Maçonnerie (mur extérieure)

Tableau 4 : Évaluation des charges permanentes de mur extérieure.

N □	Désignation	e (m)	□ (kg/m ³)	Charge (kg/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	1200	24
2	Brique creuses	0.25	1300	325
3	Enduit de plâtre	0.02	1000	20
				G = 381

E. Les escaliers

1) **La paillasse**

➤ **Charge permanente (DTR B.C 2.2)**

Tableau 5 : Évaluation des charges permanentes du paillasse.

N°	Désignations	e (m)	γ (kg/m ³)	Charges (kg/m ²)
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0,02	2000	40
3	Lit de sable	0.03	1800	54
4	Poids des marches	0,16/2	2200	176
5	Poids de la paillasse	0,18/cos (30.65)	2500	523,1
6	Enduit en plâtre	0,02	2000	40
7	Gard corps			20
				G= 897.1

➤ **Surcharge d'exploitation (DTR B.C 2.2)**

$$Q = 250\text{kg/m}^2 = 250 \times 1\text{m} = 250 \text{ kg/ml}$$

2) Palier de repos

➤ **Charge permanente : (DTR B.C 2.2)**

Tableau. II.6 : Évaluation des charges permanentes de palier.

N°	Désignations	e (m)	γ (kg/m^3)	Charge (kg/m^2)
1	Carrelage	0,02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.03	1800	54
4	Poids de palier	0,18	2500	450
5	Enduit de ciment	0,02	2000	40
				G= 628

➤ **Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2)**

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2 = 250 \times 1\text{m} = 250 \text{ kg/ml}$$

II.2.2. Descente des charges de poteau : (DTR B.C.2.2)

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux) ainsi que les fondations ; afin de pouvoir procéder a leur dimensionnement.

➤ **Les charges permanentes**

Sa descende des charges dues au poids propre peut s'effectuer en considérons pour chaque poteau sont poids propre ainsi que la charge des autres éléments reportée sut lui est la charge total aura comme suit :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{étage}} + G_{\text{RDC}}$$

Les charges d'exploitation

Comme il est rare que tous les charges d'exploitation agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q

Avec :

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$;

n: Nombre des étages on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

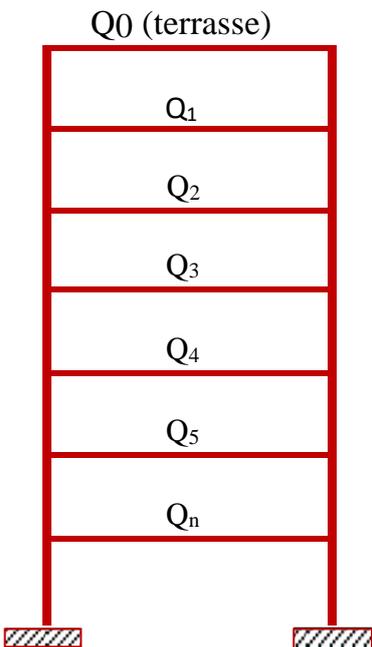
Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1 ;Q2....Qn : Les charges d'exploitation des planchers

respectifs .En tenant compte de la dégression des surcharges

de la façon :

Tableau7: Dégression des charges d'exploitation



5^{ème}	$\Sigma Q = Q0$
4^{ème}	$\Sigma Q = Q0 + Q1$
3^{ème}	$\Sigma Q = Q0 + 0.95 (Q1 + Q2)$
2^{ème}	$\Sigma Q = Q0 + 0.90 (Q1 + Q2 + Q3)$
1^{ème}	$\Sigma Q = Q0 + 0.85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$
RDC	$\Sigma Q = Q0 + 0.80 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$

Après les calculs **Q** par la loi de dégression des charges et **G** par la formule ($G = \text{poids volumique} * \text{volume de chaque éléments}$); on applique la combinaison suivante :

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

Pour la vérification de leur section dans ce cas, on prend deux types de poteaux suivant :

- ✓ Poteau intermédiaire.
- ✓ Poteau d'angle.

1. Poteau intermédiaire

Surface afférente :

$$S = 1.30 \times (1.55 + 1.40) + 1.90 \times (1.55 + 1.40) - 4 \times 0.025 \times 0.075$$

$$S = 9.436 \text{ m}^2$$

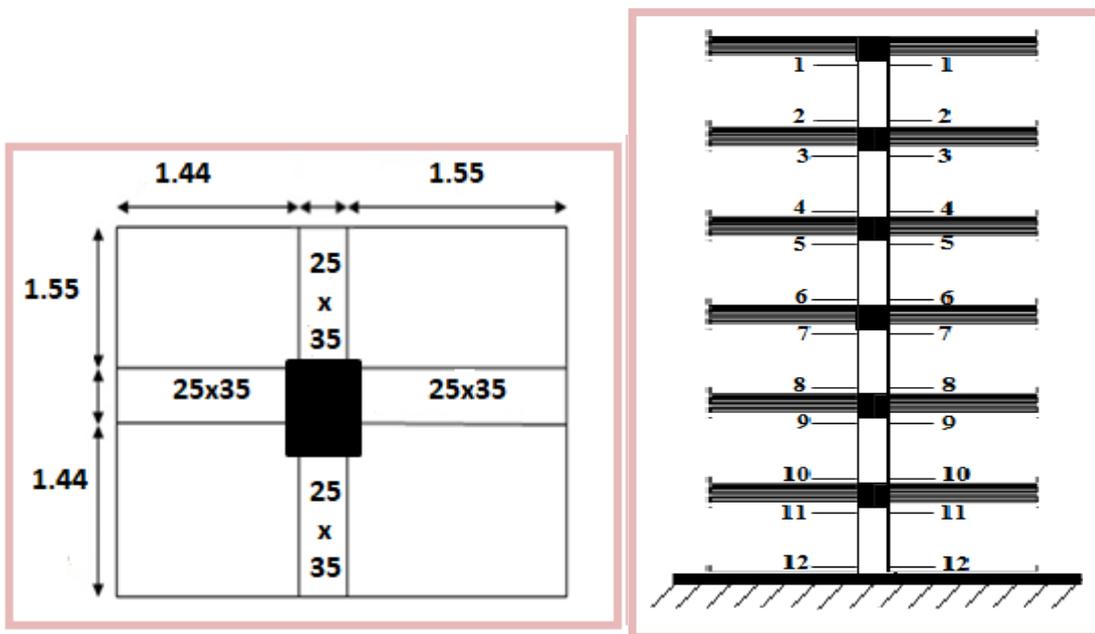


Figure 9: Poteau intermédiaire.

A. charge permanent

Tableau 8 : Détermination des charges permanent (poteau intermédiaire).

Section	Elément	Valeur	G (KN)
PLANCHER TERRASSE			
01-01	-Plancher terrasse (corps creux):	9.436× 6.250	58.975
	-Poutre principale:	0.25 × 0.35 x (1.225 + 1.825) ×25	6.672
	-Poutre secondaire:	0.25 × 0.35x (1.525+1.375) ×25	6.344
		S/T	71.991
02-02	-Venant 1-1 :		71.991
	-Poteau :	0.3 × 0.4 × 3.1 × 25	9.3
		S/T	82.291
PLANCHER ETAGE COURANT			
03-03	-Venant 2-2 :		82.291
	- P.E.C:	9.436 × 5.340	50.388
	-PP + PS :	(6.672 + 6.344)	13.016
		S/T	144.695

04-04	-Venant 3-3 :	-Venant 3-3 :	144.695
	-Poteau :	(9.3)	9.3
		S/T	153.995
05-05	Venant 4-4 :	Venant 4-4 :	153.995
	P.E.C + PP + PS :	(50.388+6.672+6.344)	63.404
		S/T	217.399
06-06	-Venant 5-5 :	-Venant 5-5 :	217.399
	-Poteau :	(9.3)	9.3
		S/T	226.699
07-07	-Venant : 6-6	-Venant : 6-6	226.699

	P.E.C + PP + PS :	(50.388+6.672+6.344)	63.404
		S/T	290.103
08-08	-Venant 7-7 :	-Venant 7-7 :	290.103
	-Poteau :	9.3	9.3
		S/T	299.403
09-09	-Venant : 8-8	-Venant : 8-8	290.403
	P.E.C + PP + PS :	(50.388+6.672+6.344)	63.404
		S/T	362.807
10-10	-Venant 9-9 :	-Venant 9-9 :	362.807
	-Poteau :	(9.3)	9.3
		S/T	372.107
11-11	-Venant 10- 10 :	-Venant 10-10 :	372.107
	P.E.C+PP+P S :	(50.388+6.672+6.344)	63.404
			435.511
12-12	-Venant 11- 11 :	-Venant 11- 11 :	435.511
	-Poteau :	(12.5)	12.5
			448.011

b.Charge d’exploitation

Tableau 9 : Détermination des charges d’exploitation (poteau intermédiaire).

Niveau	q(KN/m ²)	S(m ²)	Qn= q*s		$\frac{3+n}{2n}$	∑ Q (KN)
5 ^{ème} étage	1	9.44	Q0	9.44	1	9.44
4 ^{ème} étage	1.5	9.44	Q1	14.16	1	23.6
3 ^{ème} étage	1.5	9.44	Q2	14.16	0.95	36.344
2 ^{ème} étage	1.5	9.44	Q3	14.16	0.9	47.672
1 ^{ème} étage	1.5	9.44	Q4	14.16	0.85	57.584
RDC	1.5	9.44	Q5	14.16	0.8	66.08

Figure 13 : Poteau d’angle.

1. Poteaud’angle

Surfaceafférente:

$$S=(1.55 \times 1.925) - 0.025 \times 0.1 = 2.981 \text{m}^2$$

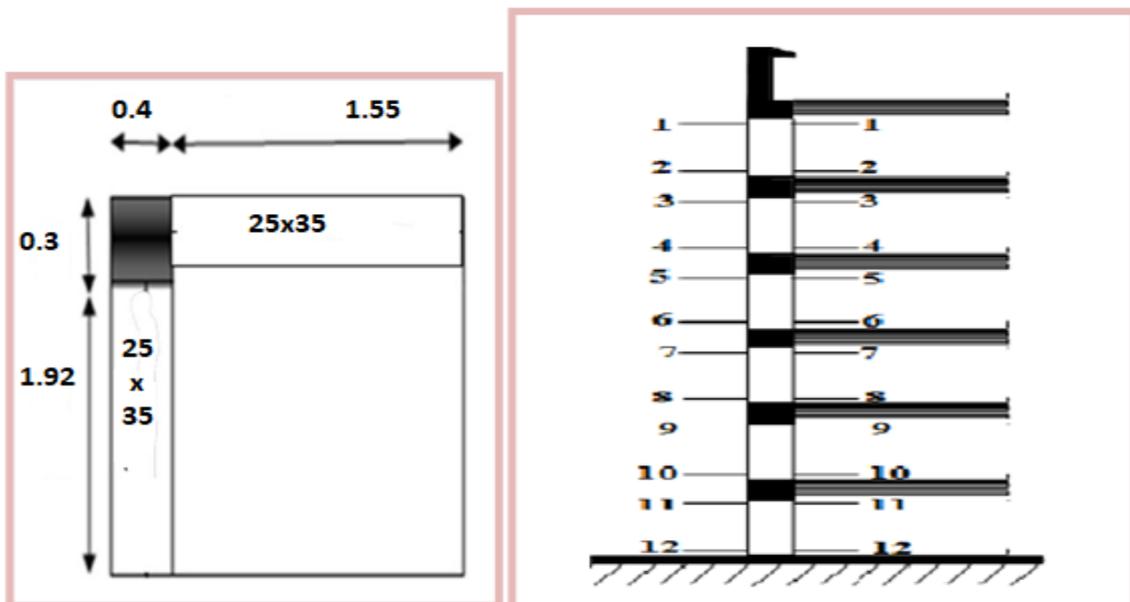


Figure 10 :Poteaud’angle.

A. charge permanent

Tableau 10 : Détermination des charges permanent (poteau de rive).

Section	Elément	Valeur	G (KN)
PLANCHER TERRASSE			
01-01	Acrotère:	[2.205 (2.225 + 1.85)]	8.985
	-Plancher (corps creux):	2.981x6.25	18.65
	-Poutre principale:	0.25x0.35x25x1.825	3.992
	-Poutre secondaire:	0.25x0.35x25x1.55	3.391
		S/T	34.997
02-02	-Venant 1-1 :	-Venant 1-1 :	34.997
	-Poteau :	0.3x0.4x25x3.1	9
			3
	-Mur extérieur :	[(1.55 x 2.75) + (1.825 x 2.7)] x 3.81	35.014
		S/T	79.312
PLANCHER ETAGE COURANT			
03-03	-Venant 2-2 :	-Venant 2-2 :	79.312
	-Plancher étage courant:	2.981x4.34	12.937
	-PP+PS :	7.383	7.383
		S/T	99.632
04-04	-Venant 3-3 :	-Venant 3-3 :	99.632
	-Poteau+mur ext :	(9.3 + 35.014)	44.314
		S/T	143.946
05-05	Venant 4-4 :	Venant 4-4 :	143.946
	P.E.C + PP + PS :	20.32	20.32
		S/T	164.266
06-06	-Venant 5-5 :	-Venant 5-5 :	164.266

	-Poteau+mur ext :	(9.3+35.014)	44.314
		S/T	208.58

07-07	-Venant : 6-6	-Venant : 6-6	208.58
	P.E.C + PP + PS :	20.32	20.32
		S/T	228.9
08-08	-Venant 7-7 :	-Venant 7-7 :	228.9
	-Poteau+mur ext:	44.314	44.314
		S/T	273.214
09-09	-Venant : 8-8	-Venant : 8-8	273.214
	P.E.C + PP + PS :	20.32	20.32
		S/T	293.534
10-10	-Venant 9-9 :	-Venant 9-9 :	293.534
	-Poteau + mur ext :	44.314	44.314
		S/T	337.848
11-11	-Venant 10-10 :	-Venant 10-10 :	337.848
	P.E.C + PP + PS :	20.32	20.32
			358.168
12-12	-Venant 11-11 :	-Venant 11-11 :	358.168
	-Poteau + mur ext :	51.457	51.457
			409.625

A. Charge d’exploitation

Tableau 11 : Détermination des charges d’exploitation (poteau de rive).

Niveau	q(KN/m ²)	S(m ²)	Qn= q*s		$\frac{3+n}{2n}$	$\sum Q$ (KN)
5 ^{ème} étage	1	2.981	Q0	2.981	1	2.981
4 ^{ème} étage	1.5	2.981	Q1	4.471	1	7.452
3 ^{ème} étage	1.5	2.981	Q2	4.471	0.95	11.476
2 ^{ème} étage	1.5	2.981	Q3	4.471	0.9	15.052
1 ^{ème} étage	1.5	2.981	Q4	4.471	0.85	18.182
RDC	1.5	2.981	Q5	4.471	0.8	20.865

Verification de la section de Poteau selon (BAEL91 B.8.4, 1)

a) Poteau intermediaires : est le Poteau le plus sollicité L’effort normal agissant ultime Nu d’un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$Nu \leq \alpha [Brx fc28/0.9 + A fe/\gamma S] \dots\dots\dots [BAEL] \text{ (Article B.8.4.1)}$$

Avec :

α : Un coefficient fonction de l’élancement mécanique λ .

λ : L’élancement géométrique.

i : Rayon de giration.

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$\lambda_x = l_f / i_x ; \lambda_y = l_f / i_y \text{ et } i_x = \sqrt{I_x / B} ; i_y = \sqrt{I_y / B} \text{ et } I_x = hb^3 / 12 ; I_y = bh^3 / 12$$

$$\text{Donc : } \lambda_x = \sqrt{12} \times l_f / b ; \lambda_y = \sqrt{12} \times l_f / h$$

Avec :

L_0 : Longueur libre de poteau égale à $L_0 = 3.10 \text{ m}$.

l_f : La longueur de flambement. $l_f = 0.7 \times L_0 \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3. = 2.17 \text{ m}$

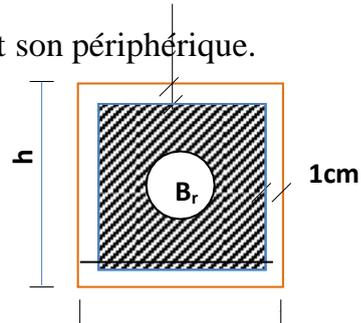
On à : $b = 0.3 \text{ m} ; h = 0.4 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \lambda_x = \sqrt{12} \times 2.17 / 0.3 = 25.06 \text{ et } \lambda_y = \sqrt{12} \times 2.17 / 0.4 = 18.8$$

$$\Lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y) = (25.06 ; 18.8) = 25.06$$

$$\lambda=25.06 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.85/1+0.2(\lambda/35)^2 = 0.85/1+0.2(25.06/35)^2 \Rightarrow \alpha=0.77$$

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.



$$B_r = (h-2)*(b-2) = (40-$$

$$2)*(30 - 2)B_r=1064\text{cm}^2$$

A : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}})$$

Selon BAEL

$$A_{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2 * \text{m de périmètre} ; 0,2\% B)$$

$$A_{\text{BAEL}} = \max (4 *(0.3*2 + 0.4*2) ; 0,2*(30*40)/100)$$

$$A_{\text{BAEL}} = \max (5.6 \text{ cm}^2 ; 2.4 \text{ cm}^2)$$

Selon RPA99/03

$$A_{\text{RPA}} = 0.8 \% B \text{ (zone IIa)}$$

$$A_{\text{BAEL}} = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{BAEL}} = 0.8*(30*40)/100$$

$$A_{\text{RPA}} = 9.6 \text{ cm}^2$$

$y_b = 1.50$: Coefficient de sécurité de béton.

$y_s = 1.15$: Coefficient de sécurité de l'acier.

F_{c28} : Résistance à la compression de béton (F_{c28} = 25 MPa).

F_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (F_e = 4 00 MPa).

Niveau	Dimension (cm)	A_{BAE}^{min} (m ²)	A_{RPA}^{min} (m ²)	A (m ²)	Br (m ²)	M (KN)
RDC - 5 ^{ème} étage	(30 * 40)	5.6	9.6	9.6	1064	1765.0811

Tableau 13: ferrailage selon Bael et RPA

➤ Vérifications du 1. $1.15N_u \leq \bar{N}_u$

Une majoration de 15% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux est plus d'une fois voisins d'un poteau de rive ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

Tableau 14: Vérifications de l'effort normal des poteaux $1.15 * N_u \leq \bar{N}_u$.

Niveau	Gcum (KN)	Qcum (KN)	N_u (KN)	$1.15N_u$ (KN)	N_u (KN)	$1.15N_u \leq \bar{N}$
5 ^{ème}	82.291	9.44	125.253	144.041	1765.0811	Oui
4 ^{ème}	153.995	23.6	243.293	279.787	1765.0811	Oui
3 ^{ème}	226.699	36.344	360.559	414.643	1765.0811	Oui
2 ^{ème}	299.403	47.672	475.702	547.057	1765.0811	Oui
1 ^{ème}	372.107	57.584	588.720	677.028	1765.0811	Oui
RDC	446.011	66.08	701.235	806.420	1765.0811	Oui

Donc : $1.15N \leq \bar{N}_u$ C.V

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a fait l'évaluation des charges et surcharges pour les planchers, le balcon, l'acrotère, les murs, les escaliers, les voiles, les poutres et les poteaux. On a fini par la descente des charges sur les poteaux.



Chapitre III

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRE



III .Introduction:

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement. Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, l'escalier, les planchers et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement [BAEL91] en respectant le règlement parasismique Algérien [RPA99].

III .1.L'Acrotère:

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse ayant pour objectif de renvoyer l'étanchéité de la toiture notamment la protection de usages. dans la suite des calculs de l'acrotère est considérée comme une console encastré à la base au plancher terrasse, sollicité par un effort normal de compression verticale due à son poids propre applique au centre de gravité et à une surcharge due à la main courante crée un moment fléchissant aux intempéries, donc les calculs de l'acrotère s'effectuent au flexion composée pour une section rectangulaire de tende d'un 1 mètre à l'E.L.U et l'E.L.S

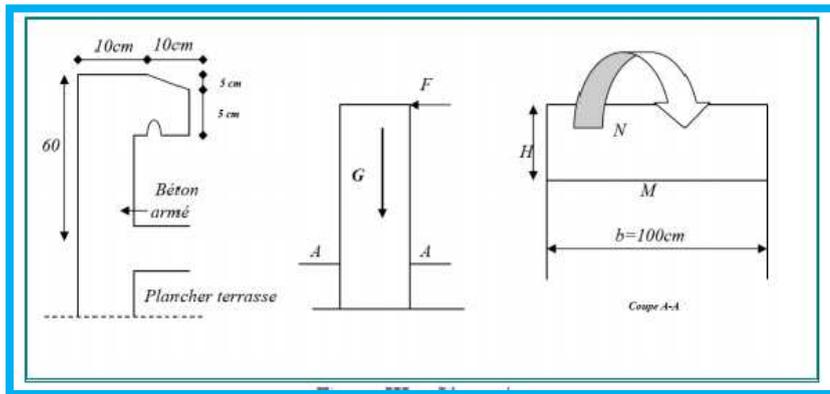


Figure 1 : Schéma statique de l'acrotère.

Effort sismique au sommet de l'acrotère

L'action sismique sur les éléments non structuraux est donnée par l'article (6.2.3) des règles RPA99/2003; selon ces règles, les forces horizontales de calcul sur les éléments non structuraux (tels que les acrotères) sont calculées suivant la formule suivante:

$$FP = 4 \times A \times CP \times WP$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau 4.1 du RPA99/2003**. Pour la zone **IIa**, et le groupe d'usage **2** : $A = 0.15$.

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8 donné par le **tableau 6.1 du RPA99/2003.**

Pour les éléments en consol : CP = 0.8.

WP : Poids propre de l'acrotère, WP = 220.5 kg. FP= 4 x 0.15 x 0.8 x 220.5 = 105.84 kg/ml

Valeur de la main courante: Q = 100kg/m

A l'état limite ultime: QELU = 1.5x100 = 150kg > FP = 105.84 kg

Ainsi, le cas le plus défavorable correspond à la main courante qui servira au ferrailage de l'acrotère.

II. 1.1. Combinaison des charges

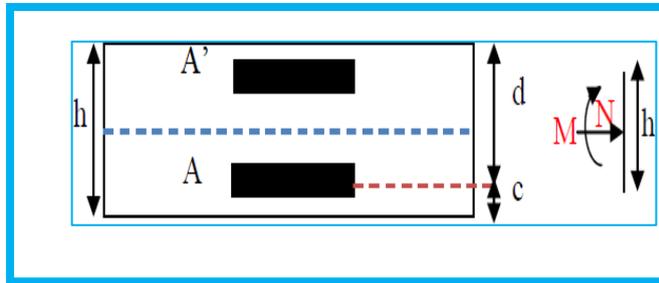
$$\left\{ \begin{array}{l} Nu = 1.35 Ga = 297.675 \text{ kg} \\ Mu = 1.5 Q h = 90 \text{ kg.m.} \\ Tu = 1.5 Q = 150 \text{ kg.} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = Ga = 220.5 \text{ kg.} \\ M_{ser} = Q h = 60 \text{ kg.m.} \\ T_{ser} = Q = 100 \text{ kg.} \end{array} \right.$$

III.1.2. Ferrailage de l'acrotère

On considère une section (b x h) cm² soumis à la flexion composé.

h : Epaisseur de la section : 10cm **b** : Largeur de la section : 100cm **c = c'** : Enrobage : c = c' = 2 cm

d = h-c: Hauteur utile : 10-2=8cm



M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Calcul de l'excentricité

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{220.5} = 0.27 = 27 \text{ cm}$$

$$e_{0u} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{90}{297.675} = 0.30 = 30 \text{ cm}$$

$$\lambda_{max} = \max[50; \min(67 * e_{0u}/h; 100)] = 100$$

$$\lambda_{max} = \max[50; (67 * 27/10; 100)] = 100$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow L_f = \lambda h = 100 * 10 = 1000 \text{ cm}$$

$$\text{et } i = \frac{\sqrt{I}}{B} \Rightarrow I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{et} \quad B = hxb$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} x L f = \frac{\sqrt{12}}{10} x 120 = 41.57 < 100$$

Donc pas de risque de flambement

a) Calcul des armatures à L'ELU

Donné Acier FeE 400, $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\gamma_S = 1.15$, $\gamma_b = 1.5$.

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 F_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0.85 x \frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 14.167 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_S = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

Selon l'article de CBA93 en adopte une excentricité totale de calcul $e = e_1 + e_2 + e_a$.

e1 : Excentricité de la résultante (Position de centre de pression à l'ELU)

e2 : Excentricité due aux effets du second ordre liée à la déformation de la structure

ea : Excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométrique initiale

$N_u > 0$ alors N est un effort de compression.

e1 : Position de centre de pression à l'ELU

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 30 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimé, et donc le calcul se fait assimilable a la flexion simple.

$$e_2 = \frac{3 L f^3}{10^4 x h} x (2 + \alpha \varphi)$$

$\varphi = 2 \Rightarrow$ C'est le rapport de déformation fiscale est dues au fluage.

α : Le rapport du moment première ordre du à la charge permanant au moment totale de première ordre, le coefficient est compris entre 0 et 1 $0 < \alpha < 1$:

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 90} = 0$$

$$e_2 = \frac{3 x 120^3}{10^4 x 60} x (2 + 0 x 2) = 17.28 \text{ cm}$$

ea : Excentricité additionnelle

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l/250)$$

l : La longueur de l'acrotère.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e = 30 + 17.28 + 2 = 49.28 \text{ cm}$$

Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_{ua} = M_u + N_u \cdot (h/2 - c)$$

$$N_u^* = N_u \cdot \gamma_F$$

$$\gamma_F : \text{Coefficient de majoration} \Rightarrow \gamma_F = \min [1 + 0.5 \cdot (\lambda/32)^2 \cdot x_h/e_1 ; 1.4]$$

$$\lambda = 41.57$$

$$\gamma_F = \min[5.05; 1.4] = 1.4$$

$$N_u = 2976.75 \cdot 1.4 = 4167.45 \text{ N}$$

$$M_u^* = M_u \cdot e = 900 \cdot 0.493 = 443.7 \text{ N.m}$$

$$M_{ua} = 443.7 + 4167.45 \cdot (0.2/2 - 0.02) = 777.096 \text{ N.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{777.096 \cdot 10^3}{14.167 \cdot 1000 \cdot (80)^2} = 0.0086$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.0086 < \mu_l = 0.392.$$

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

$$A_u = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{777.096 \cdot 10^3}{348 \cdot 0.997 \cdot 80} = 27.996 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_u = 0.27996 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N : L'effort de compression

$$A = A_u - N_u / 100 \sigma_s$$

$$\text{On a : } A' = A'1 = 0$$

$$\Rightarrow A = 0.27996 - 4167.45 / 100 \cdot 348 = 0.12 \text{ cm}^2$$

b) Calcul des armatures à L'ELS

Position de centre de pression à l'ELS:

$$e_{0s} = M_s / N_s = 27 \text{ cm} > h/6 = 10/6 = 1.67 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple

On doit calcul les armatures à l'ELS et comparées avec les armatures qui se trouve à l'ELU:

$$M_{sa} = M_{ser} + N_{ser}[(h/2 - c)]$$

$$\Rightarrow M_{sa} = 600 + 2205[(0.1/02 - 0.02)] = 666.15 \text{ N.m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} < \min(2/3 \times F; 110 \sqrt{\eta f_{t2}})$$

L'acier utilise de nuance **Fe400** à haute adhérence $\Rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} < \min(2/3 \times 400; 110 \sqrt{(1.6) \times 2.1}) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} < \min(266.67; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa.}}$$

La contrainte de béton est donnée à l'ELS par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Calcule des moments limite de service M1 :

$$M1 = \mu r \cdot b \cdot d^2 \times \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{et} \quad \mu r = \alpha r / 2 * (1 - \alpha r / 3)$$

$$\alpha r = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0.5274 \Rightarrow \mu r = 0.22$$

$$M1 = 20.864 \times 10^6 \text{ N.mm} > M_{sa} = 666.15 \times 10^3 \text{ N.mm}$$

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

$$Z = d (1 - \alpha r / 3) = 65.936 \text{ mm et } d = 80 \text{ mm.}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{sa}}{\bar{\sigma}_{st} \times z} = \frac{666.15 \times 10^3}{348 \times 65.936} = 0.2903 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion compose:

$$A = A_{ser} - \frac{N_{ser}}{100\sigma_s}$$

$$\Rightarrow A = 0.29 - \frac{2205}{100 \times 201.63} \times = 0.18 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1/400 = 0.966 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.966 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u, A_{ser}, A_{min}) \Rightarrow \mathbf{A = A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend : **A = 0.966 cm²** ; On adopte : **4T8 = A_s = 2.01 cm²**

$$\mathbf{St = 25 \text{ cm}}$$

d) Armature de répartitions

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où: } A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 ; \quad \text{on adopte: } \mathbf{3T8 = A_r = 1.51 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{St = 33 \text{ cm}}$$

e) Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1, 1)

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d < \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = 1500 / 1000 \times 80 = 0.01875 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 / f_{c28} \times 1.15 ; 4 \text{ MPa}) = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.01875 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

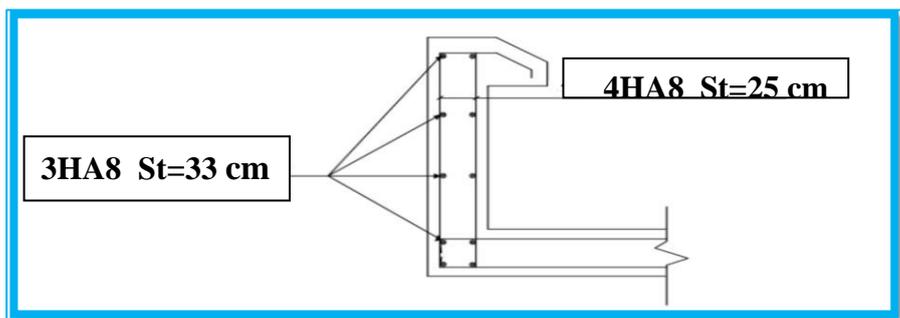


Figure 2 : Ferrailage de l'acrotère.

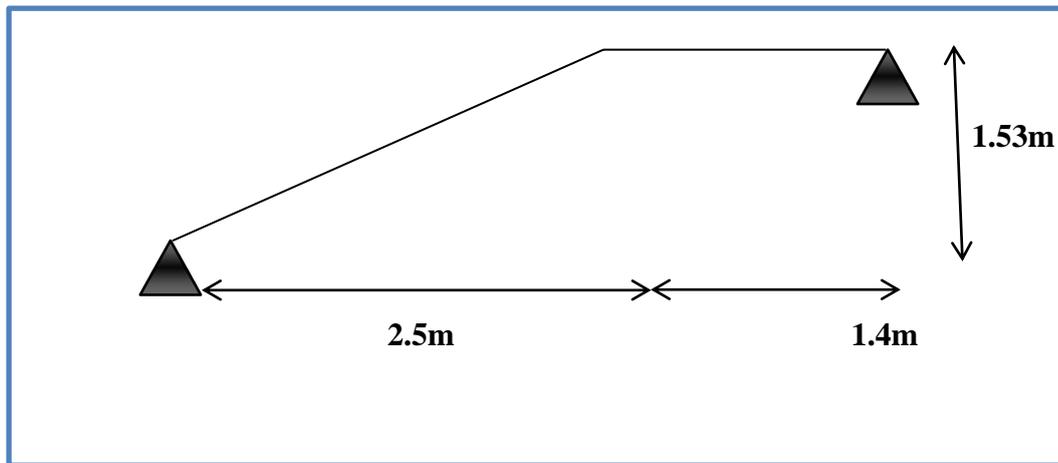
III .2 L'escalier

III .2.1. Définition

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux paliers.

III 2.2.Schéma statique

On a le même type des escaliers dans les différents étages (RDC et EC) :



Evaluation des sollicitations Charges et surcharges

Paillasse

Charge permanente : $G = 8.971 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Palier

Charge permanente : $G = 6.28 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III .2.3.Combinaison des charges

Le calcul se fera pour une bande de 1 m

$$G \text{ Paillasse} = 8.971 \text{ KN/m}^2 = 8.971 \times 1\text{m} = 8.971 \text{ kN/ml}$$

$$G \text{ palier} = 6.28 \text{ N/m}^2 = 6.28 \times 1\text{m} = 6.28 \text{ N/ml}$$

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

A l'état limite service

$$q_{\text{ser}} (\text{paillasse}) = G + Q = 8.971 + 2.5 = 11.471 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} (\text{palier}) = G + Q = 6.28 + 2.5 = 8.78 \text{ KN/ml.}$$

Tableau 1 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G(KN/m)	Q(KN/m)	qu(KN/m)	qser(KN/m)
Paillasse	8.971	2.5	15.861	11.471
Palier	6.28	2.5	12.228	8.78

III.2.4. Calcul de la charge équivalente

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante [6]:

$$q_{eq} = \sum q_i * \frac{l_i}{\sum l_i}$$

$$q_{ul} = \frac{(15.861 \times 2.5) + 12.228 \times (1.4)}{(1.4 + 2.5)} = 14.56 \text{ KN}$$

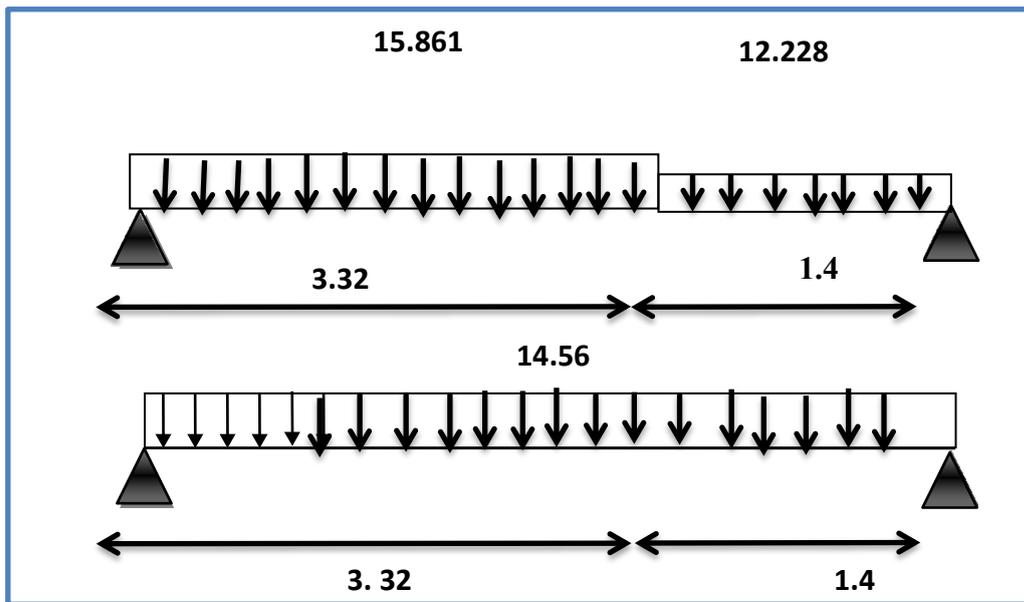


Figure 3: Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'ELU en KN.

ELS

$$q_{ser} = \frac{(11.471 \times 2.5) + 8.78 \times (1.4)}{(1.4 + 2.5)} = 10.50 \text{ KN}$$

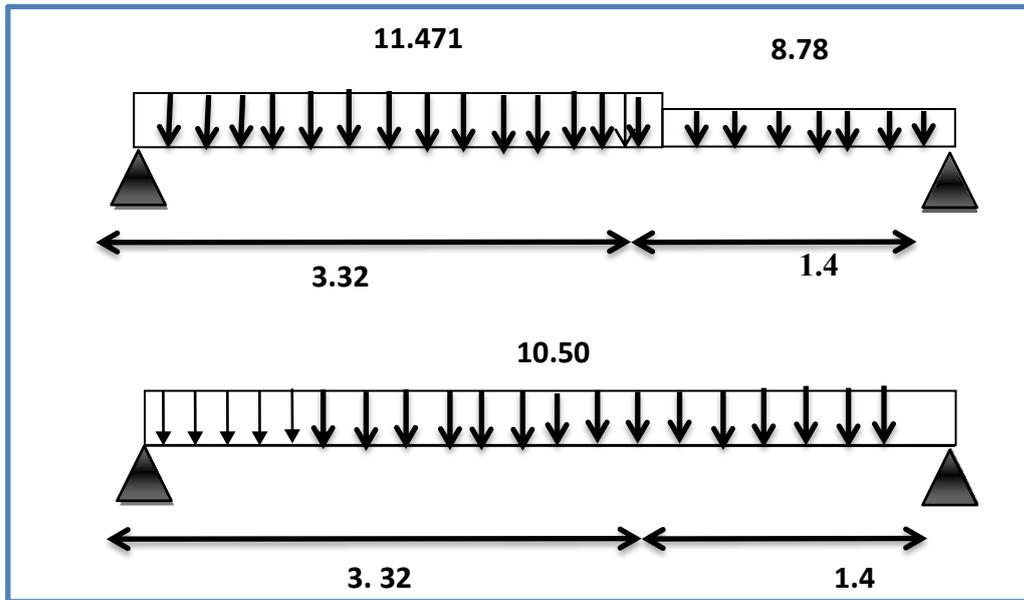


Figure 4: Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'ELS en KN.

III.2.5. Calcul des moments et les efforts tranchants

Calcul des réactions

ELU :

$$\sum F/y = R_A + R_B = q_{ul} \times l = 14.56 \times (2.5 + 1.4) = 56.784 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = -R_B \times 3.9 + q_{ul} \times (L^2/2) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{14.56 \times (2.5 + 1.4)^2}{2 \times 3.9} = 28.392 \text{ KN}$$

$$R_B = 28.392 \text{ KN}$$

$$R_A = 56.784 - 28.392 \Rightarrow R_A = 28.392 \text{ KN}$$

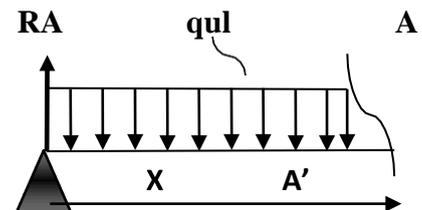
Coupe A-A' : pour $0 \leq X \leq 3.90$

$$T(x) = R_A - q_{ul} \times X = 28.392 - 14.56 \times X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X=0 \Rightarrow T=28.392 \text{ KN} \\ X=3.90 \Rightarrow T=-28.392 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(X)=0 \Rightarrow X = R_A / q_{ul} = 28.392 / 14.56 = 1.95 \text{ m}$$

$$M(X) = R_A \times X - q_{ul} (X^2/2) = 28.392 \times X - 14.56 (X^2/2)$$



$$X=0 \Rightarrow M=0 \text{ KN.m}$$

$$X=1.95 \Rightarrow M_{max}=(1.95) \cdot M_0=27.82 \text{ KN.m}$$

$$X=3.90 \Rightarrow M=0 \text{ KN.m}$$

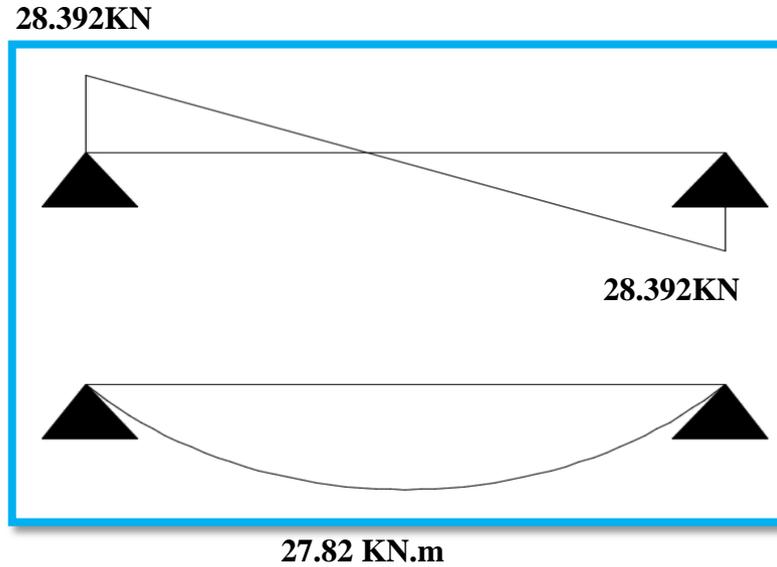


Figure 5 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU de l'escalier étudié.

Moment en travée et appuis

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 27.82 = 23.647 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = -0.2 M_0 = -0.2 \times 27.82 = -5.564 \text{ KN.m.}$$

ELS :

$$\Sigma F/y = R_A + R_B = q_{ser} \cdot l = 10.50 \times (2.5 + 1.4) = 40.95 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = -R_B \times 3.90 + q_{ser} \cdot (L^2/2) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{10.50 \times (2.5 + 1.4)^2}{2 \times 3.9} = 20.475 \text{ KN}$$

$$R_A = 40.95 - 20.475 \Rightarrow R_A = 20.475 \text{ KN}$$

Coupe A-A' : pour $0 \leq X \leq 3.90$

$$T(x) = R_A - q_{ser} \cdot X = 20.475 - 10.50 \cdot X$$

$$X=0 \Rightarrow T=20.475 \text{ KN}$$

$$X=3.90 \Rightarrow T=-20.475 \text{ KN}$$

$$T(X)=0 \Rightarrow X=R_A/q_{ser}=20.475 / 10.50=1.95 \text{ m}$$

$$M(X)=R_A \cdot X - q_{ser}(X^2/2) = 20.475 \cdot X - 10.50(X^2/2)$$

$$X=0 \Rightarrow M=0 \text{ KN.m}$$

$$X=1.95 \Rightarrow M_{max}=(1.95)=M_0=19.96 \text{ KN.m}$$

$$X=3.90 \Rightarrow M=0 \text{ KN.m}$$

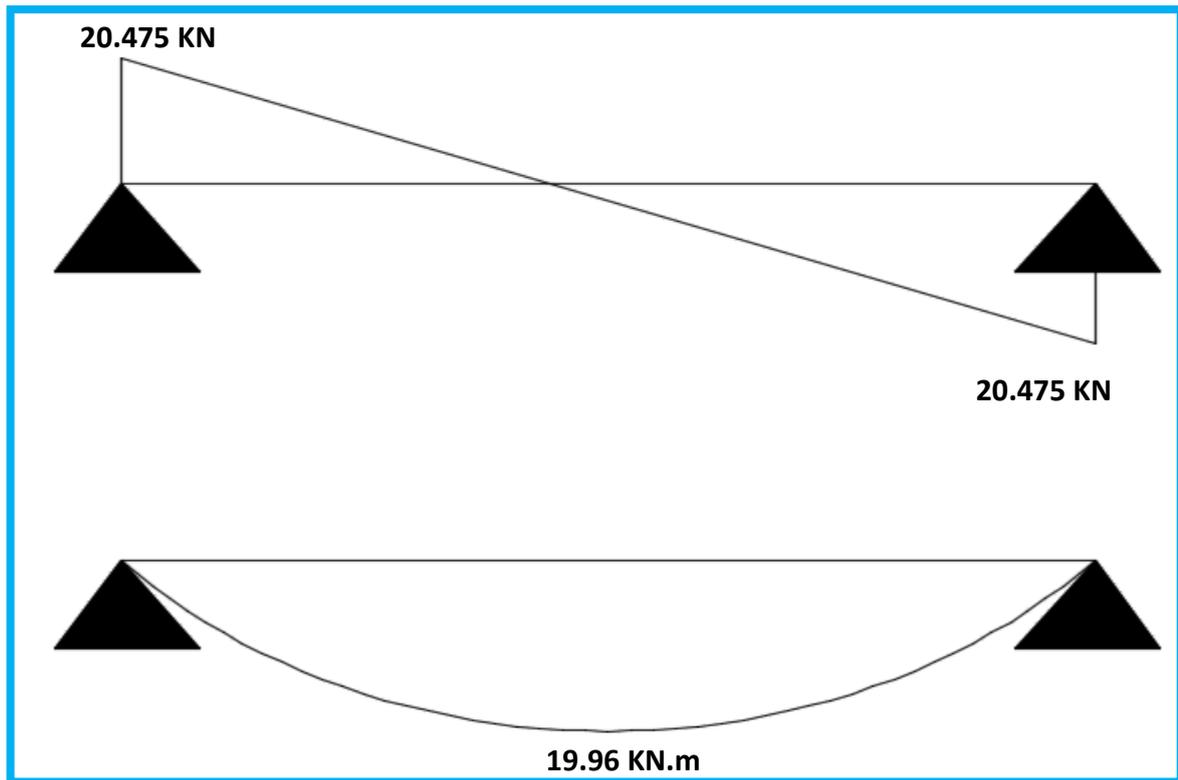
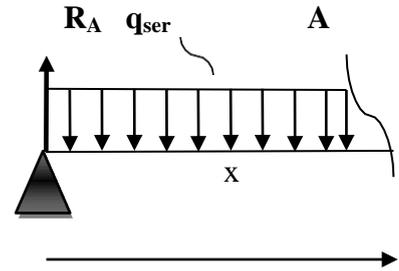


Figure 6 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS de l'escalier étudié.

Moment en travée et appuis

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 19.96 = 16.966 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.2 M_0 = -0.2 \times 19.96 = -3.992 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime [5].

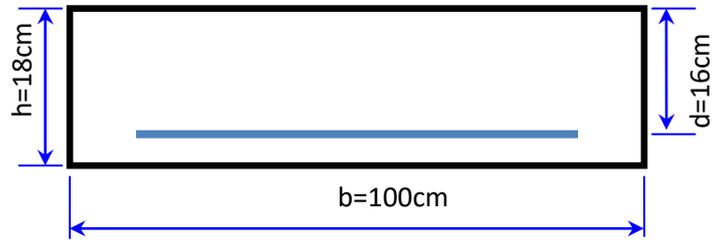
On a: $b = 100 \text{ cm}$

$h = 18 \text{ cm}$

$d = h - c = 18 - 2 = 16 \text{ cm}$

c : L'enrobage. $c = 2 \text{ cm}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$



1. Vérification à l'ELU

A. Ferraillage en travée

Ferraillage longitudinal

$M_t = 23.647 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = 14.167 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{23.647 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.167} = 0.065$$

$\mu_u = 0.065 \leq \mu_l = 0.392$ ($\mu_l = 0.392$ pour FeE 400) → Section simplement armé $A' = 0$

Donc: Nous avons dans pivoite A les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

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

$$\alpha = 0.084$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 16(1 - 0.4 * 0.084) = 15.46 \text{ cm.}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z * \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{23.647 \times 10^6}{154.6 * 347.83} = 439.7 \text{ mm}^2 \rightarrow A_u = 4.397 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 1000 \times 160 \times 2.1/400$$

$$A_{\min} = 193.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 < A_u = 4.397 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_s = \max (A_{\min} ; A_u) = \max (1.932 ; 4.397) = 4.397 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

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

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 18; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

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

Armature de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 4.397 / 4 = 1.0653 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

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

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (72 \text{ cm}; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

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

B. Ferrailage en appuis

Ferrailage longitudinal

$$M_a = 5.564 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{5.564 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.167} = 0.0153$$

$$\mu_u = 0.0153 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

Donc : Nous avons dans pivote A les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.019$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 15.88 \text{ cm}$$

Section des armatures

$$A_u = \frac{Ma}{Z * \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{5.564 * 10^6}{158.8 * 347.83} = 100.73 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_u = 1.007 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale.

$$A_{min} = 0.23 * b * d * f_{t28}/f_e$$

$$A_{min} = 1.932 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{min}; A_u) = \max (1.932; 1.007)$$

$$A_s = 1.932 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

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

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 * 18 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

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

Armature de répartition

$$A_r = A_s/4 = 1.932/4 = 0.483 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (72 \text{ cm}; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

2. Vérification à L'ELS

La fissuration est considérée comme peut 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 :

$$\alpha_u \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \text{ avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau 2 : Vérification à l'ELS.

Désignation	A	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28} (MPa)	α _u	Codition
En travée	0.084	23.647	16.966	1.39	25	0.45	V
En appuis	0.019	5.564	3.992	1.39	25	0.45	V

3. Vérification de la contrainte de cisaillement

T(max) = 28.392KN

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$

V_u = T (max) : Effort tranchant ultime à l'ELU.

$\tau_u = \frac{28.392 \cdot 10^3}{1000 \cdot 160} = 0.18 \text{ MPa}$.

La fissuration est considéré comme peu préjudiciable :

$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}).$

$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}.$

Donc : $\tau_u = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}.$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires, il n'ya pas risque de cisaillement.

4. Vérification de la flèche: (BAEL91 B.6.5, 1)

La vérification de l'état limite de déformation de béton en compression :

$h/I \geq M_t / 10M_0 \rightarrow M_t = 0.85 M_0$

$0.18/4.43 \geq 0.85 / 10 \rightarrow 0.041 \leq 0.085 \dots\dots$ Condition non vérifié.

$h/I \geq 1/16$

$0.18/4.43 \geq 1/16 \rightarrow 0.041 \leq 0.0625 \dots\dots$ Condition non vérifié.

$A/bo \cdot d \leq 4.2/f_e$

$471/1000 \cdot 180 \leq 4.2/400 \rightarrow 0.0026 \leq 0.0105 \dots\dots$ Condition vérifié.

La vérification de la flèche est nécessaire. D'après le [BAEL91] la flèche totale est:

$\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bar{f} = L(m)/500 & \text{Si } L < 5m \\ \bar{f} = 0.5 + L(m)/1000 & \text{Si } L > 5m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = M_{ser} \cdot L^2 / 10 E_i \cdot I_{\delta_i} \quad (1) \\ \delta_v = M_{ser} \cdot L^2 / 10 E_v \cdot I_{\delta_v} \quad (2) \end{array} \right.$$

(1) Flèche due aux charges instantanées.

(2) Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas $L = 3.9$ m, le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + 15As \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{100 \cdot 18^3}{12} + 15 \cdot 0.471 \left(\frac{18}{2} - 16 \right)^2 = 52061.85 \text{ cm}^4$$

Moment d'inertie fictif :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta_i} = 1.1 I_o / (1 + \lambda_i \cdot \mu) \\ I_{\delta_v} = 1.1 I_o / (1 + \lambda_v \cdot \mu) \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 0.05 \cdot f_{t28} / \rho (2 + 3 \cdot b_o / b) \quad (1) \text{ Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = 0.02 \cdot f_{t28} / \rho (2 + 3 \cdot b_o / b) = 0.4 \lambda_i \quad (2) \text{ Pour la déformation différée.} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{As}{b_o \cdot d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = M_{ser} / (As \cdot Z) \quad \text{et} \quad Z = d - y/3$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Asxd}{bh + 15As} = \frac{\frac{100 \cdot 18^2}{2} + 15 \cdot 4.71 \cdot 16}{100 \cdot 18 + 15 \cdot 4.71} = 9.26 \text{ cm}$$

$$Z = 16 - 9.26/3 = 12.91 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = M_{ser} / (As \cdot Z) = 16.966 \cdot 10^6 / (471 \cdot 129.1) = 279.02 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{4.71}{100 \cdot 16} = 0.003$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.003 \cdot 279.02 + 2.1} = 0.33$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 0.05 \cdot 2.1 / 0.003 \cdot (2 + 3 \cdot 100 / 100) = 7 \\ \lambda_v = 0.02 \cdot 2.1 / 0.003 \cdot (2 + 3 \cdot 100 / 100) = 0.4 \lambda_i = 0.4 \cdot 7 = 2.8 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta_i} = 1.1 \cdot 52061.85 / (1 + 1 + 7 \cdot 0.33) = 17675.32 \\ I_{\delta_v} = 1.1 \cdot 52061.85 / (1 + 2.8 \cdot 0.33) = 30204.66 \end{array} \right.$$

$$E_i = 11000 \text{ (fc28)}^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa. } E_v = 3700 \text{ (fc28)}^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = 16.966 \cdot 10^6 \cdot 3900^2 / 10 \cdot 32164,2 \cdot 17675.32 \cdot 10^4 = 0.566 \text{ cm} \\ \delta_v = 16.966 \cdot 10^6 \cdot 3900^2 / 10 \cdot 10818,87 \cdot 30204.66 \cdot 10^4 = 0.789 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3: Vérification de la flèche.

Mser (KN.m)	As (cm ²)	P	Z (cm)	σs (MP a)	λ i	λ v	μ	I0 (cm ⁴)	Iδi (cm ⁴)	Iδv (cm ⁴)
16.966	4.71	0.003	12.91	279.02	7	2.8	0.33	52061.85	17675.32	30204.66

$\Delta\delta T = \delta_v - \delta_i = 0.789 - 0.566 = 0.224 \text{ cm} < \bar{f} = L/500 = 3.9/500 = 0.780 \text{ cm}$
 vérifier. $\Delta\delta T < \bar{f}$

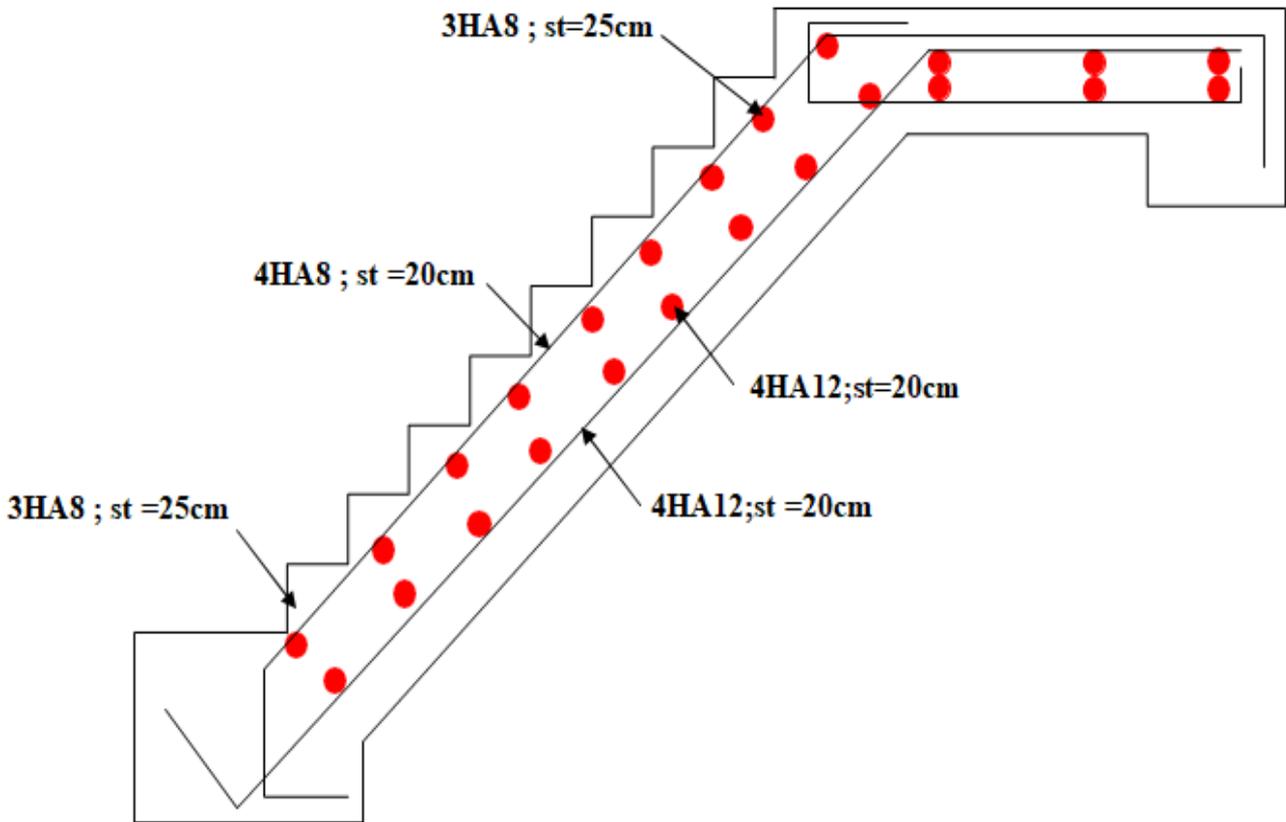


Figure 7 : Ferrailage d'escalier.

III.2.6. Poutre palière

La poutre palière est considérée partiellement encastrée sur ses 2 extrémités, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier), sollicitée à la flexion simple et torsion.

III.2.6.1. Evaluation des charges

Poids propre : $(0,25 \times 0,35 \times 25) = 2,187 \text{ KN/ml}$.

Réaction de l'escalier sur la poutre :

À l'ELU: $R_B = 28.392 \text{ KN}$.

À l'ELS: $R_B = 20.475 \text{ KN}$.

III.2.6.2. Calcul des Moments

À l'ELU:

$q_u = 1,35 \times (2,187) + R_B = 31.345 \text{ KN/ml}$.

$M_0 = q_u \cdot l^2 / 8 = 42.67 \text{ KN.m}$.

Travée : $M_t = 0,80 M_0 = 34.135 \text{ KN.m}$.

Appui : $M_a = 0,50 M_0 = 21.334 \text{ KN.m}$.

$T_u = q_u \cdot l / 2 = 51.72 \text{ KN}$.

À l'ELS:

$q_s = 2,187 + R_B = 22.662 \text{ KN/ml}$.

$M_0 = q_s \cdot l^2 / 8 = 30.85 \text{ KN.m}$.

Travée : $M_t = 0,80 M_0 = 24.68 \text{ KN.m}$.

Appui : $M_a = 0,30 M_0 = 9.25 \text{ KN.m}$.

$T_u = q_s \cdot l / 2 = 37.39 \text{ KN}$.

III.2.6.3. Calcul du ferrailage

A. Flexion simple (ELU)

Condition de non fragilité

$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_t / f_e = 1.18 \text{ cm}^2$

Tableau 4 : Calcul de ferrailage Poutre palière.

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	A	β	A (cm ²)	A_{mn} (cm ²)	A_{adopté} (cm ²)
Travée	34.135	25	33	0.088	0.115	0.945	3.14	1.18	3HA16 =6.03
Appui	21.334	25	33	0.055	0.071	0.971	1.91	1.18	2HA12 =2.26

Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELU

$$\tau_u = V_u / b \cdot d \rightarrow \tau_u = 51.72 \cdot 10^3 / (250 \cdot 330) = 0.63 \text{ MPa.}$$

La fissuration est considéré comme peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{ct} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Donc : $\tau_u = 0.6 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Les armatures transversales

Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression:

$$A_{t \text{ min}} \geq S_t \times 0.003 \times b \quad \longrightarrow \quad A_{t \text{ min}} \geq 15 \times 0.003 \times 25 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t = \phi_l / 3 = 16 / 3 = 5.33 \text{ mm} \quad \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm} ;$$

La section des armatures transversales $A_t = \mathbf{4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$. $S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = \min(29.7; 40\text{cm})$

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

$$A_t^{fl} = 0.4 \cdot b \cdot S_t / f_e \rightarrow A_t = 0.375 \text{ cm}^2$$

Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_L = 1.15 V_u / f_e \text{ Avec: } A_L = 3.14 + 1.91 = 5.05 \text{ cm}^2$$

$$A_L + 5.05 \text{ cm}^2 > 1.15 \cdot 51.72 \cdot 10^3 / 400 = 148.695 = 1.49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$$
 C.V

Torsion:

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

$$M_{tor} = M_{aesc} \cdot l / 2 = 8.483 \text{ KN.m}$$

D'après le **CBA**, la contrainte de torsion τ_{ut} est comme pour les sections creuses. $\tau_{ut} = M_{tor} /$

$$2 \cdot \Omega \cdot b_0$$

Avec **Mtor** : Moment de torsion ; **b0** : Epaisseur réelle de la paroi ;

U: Périmètre de la section de la poutre palier : $U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$

Ω = aire du contour à mi-épaisseur des parois

$$\Omega = (h - b_0) \cdot (b - b_0) = 723,342 \text{ cm}^2 \quad \text{et } b_0 = h / 6 = 5,833 \text{ cm}$$

$$\tau_{ut} = M_{tor} / 2 \cdot \Omega \cdot b_0 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv} = V_u / b \cdot d = 51.72 \cdot 10^3 / 250 \cdot 330 = 0.63 \text{ MPa}$$

Avec : τ_{uv} : contrainte tangente de cisaillement.

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Pour les sections creuses, on doit vérifier :

$$\sqrt{\tau_{ut} + \tau_{uv}} \leq 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \sqrt{\tau_{ut} + \tau_{uv}} = 1,28 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \quad \mathbf{C.V}$$

Les armatures longitudinales

$$Al^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2\Omega * \sigma_{st}} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales

On fixe : St=10 cm

$$At^{tor} = \frac{M_{tor} \times st}{2\Omega * \sigma_{st}} = 0.17 \text{ cm}^2$$

III.2.6.4. Ferrailage globale

En travée :

$$A_{st} = A_{fl} + Al^{tor} / 2 = 4.28 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

En appuis:

$$A_{sa} = A_{af} + Al^{tor} / 2 = 3.05 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales

$$A_T = At^{fl} + At^{tor} = 0.375 + 0.17 = 0.545 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

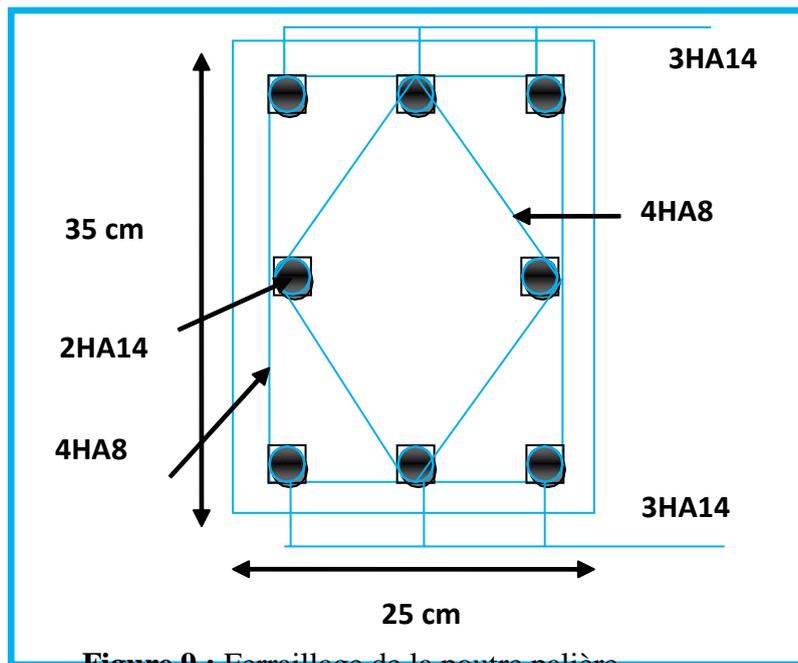


Figure 9 : Ferrailage de la poutre palière.

Figure 8: ferrailage Poutre palière

III.3. Etude des planchers

III.3.1. Définition

Un plancher est une aire plane destinée à limiter les étages et supporter les revêtements de sol dont les deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit être supporté son poids propre et les surcharges.

•Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

III.3.2.Plancher étage terrasse (type 1) : poutre sur 3 appuis

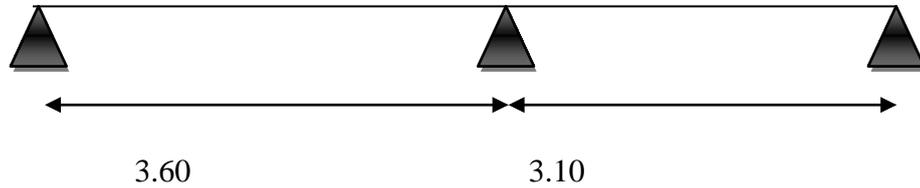


Figure 9 : Schéma de la poutre type 1 (Plancher terrasse).

A.Evaluation des charges

Plancher terrasse (inaccessible)

- Charge permanente : $G = 625 \text{ Kg /m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg /m}^2$

B.Combinaison

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 625 + 1.5 \times 100 = 993.75 \text{ kg /m}^2$$

ELS :

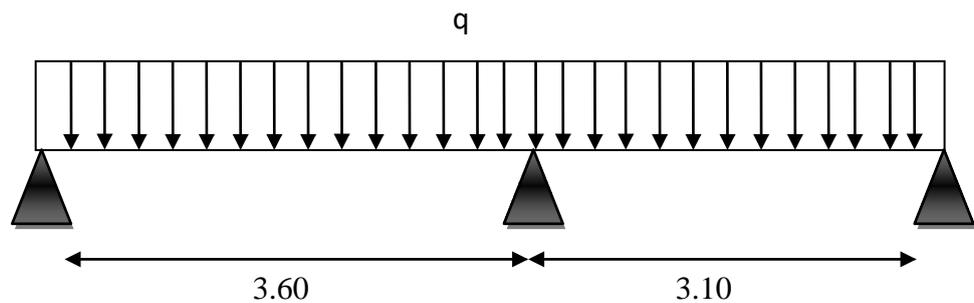
$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 625 + 100 = 725 \text{ kg /m}^2$$

La charge revenant a chaque poutrelle

$$q_u = 993.75 \times 0.65 \times 10 = 6459.375 \text{ N/m}$$

$$q_s = 725 \times 0.65 \times 10 = 4712.5 \text{ N/m}$$



La méthode forfaitaire

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et les moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur, maximale du moment M_0 dans la travée isostatique.

Domaine d'application

La méthode forfaitaire de calcul des plancher à surcharges modérées s'applique dans le cas où :

La charge d'exploitation modérée : $Q \leq \max \{ 2 G , 5kN \}$ vérifiée.

Les éléments ont une même inertie dans les différentes travées du fait que le plancher possède une épaisseur constante, donc les moments d'inertie sont les mêmevérifiée.

Fissuration peu préjudiciable.....vérifiée.

Les portées successives sont dans un rapport compris :

$0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 3.60/3.10 \leq 1.25$ vérifiée.

Donc on utilise la méthode de forfaitaire

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

1. $M_t \geq \max \{ 1.05 M_0; (1+0.3\alpha) \} - (M_w+M_e)/2$ Ce ci dans le cas générale.
2. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0/2$ (travée intermédiaire) Dans le cas particulier .
3. $M_t \geq (1.2+ 0.3\alpha) M_0/2$ (travée de rive)

Les moments en appui intermédiaire et en appui de rive sont respectivement :

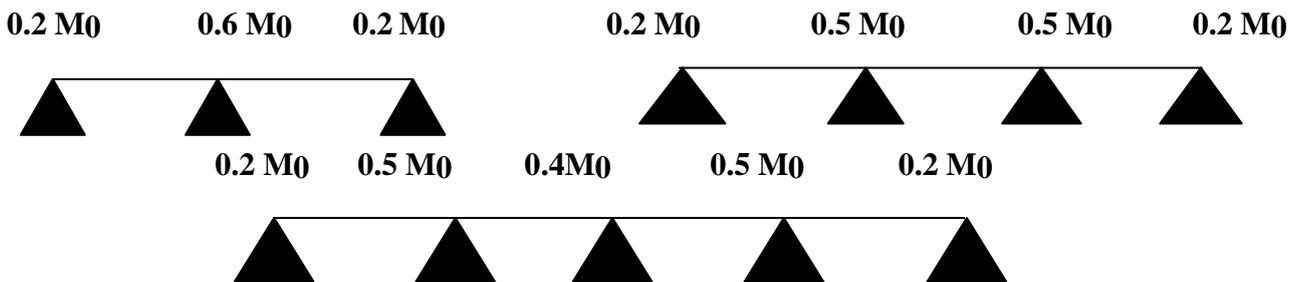
$0.2 M_0$: (appuis de rive) ;

$0.6 M_0$: dans le cas d'une poutre à deux travées (appuis intermédiaire) ;

$0.5 M_0$: pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées (appuis intermédiaire) ;

$0.4 M_0$: pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois appuis.

La figure ci dessous résume des dispositions précédentes pour les moments sur appuis.



M_0 : La valeur maximale moment fléchissent dans le travée de comparaison.

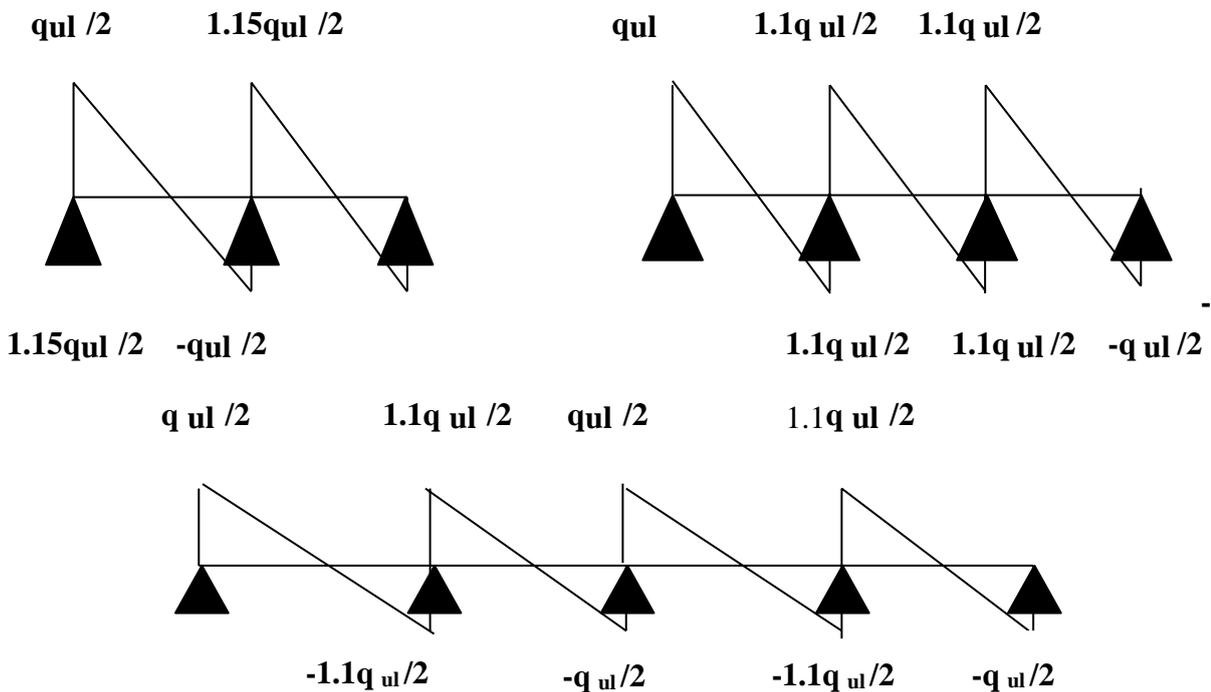
CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRE

Mw et Me : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans le travée considérée.

Les efforts tranchants en appui intermédiaire et en appui de rive sont respectivement :

- $qul/2$: appuis de rive ;
- $1.15qul/2$: dans le cas d'une poutre à deux travées (appuis intermédiaire) ;
- $1.1qul/2$: pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées (appuis intermédiaire).

La figure ci dessous résume des dispositions précédentes pour les moments sur appuis :



De part et d'autre de charge appuis intermédiaire : On retient la vérification de la section, la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

En ce qui concerne les arrêtes des barres, on peut dépenses de traces les courbes enveloppant les moments si :

La charge d'exploitation est uniformément répartie et inférieur à la charge permanente.
 Les valeurs des moments sur appuis sont prises égales aux valeurs minimales indiquées ci-dessous.

C. Calcul des moments isostatiques

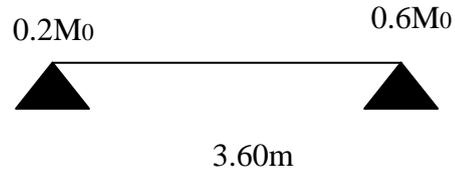
ELU

Travée I

$$M_{0I} = q_u \times l^2/8 = 6459.375 \times (3.60)^2/8 = 10464.187 \text{ N.m}$$

Travée II

$$M_{0II} = q_u \times l^2/8 = 6459.375 \times (3.10)^2/8 = 7759.324 \text{ N.m}$$



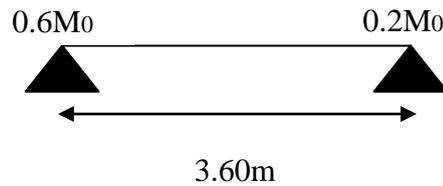
ELS

Travée I

$$M_{0I} = q_s \times l^2/8 = 4712.5 \times (3.60)^2/8 = 7633.44 \text{ N.m}$$

Travée II

$$M_{0II} = q_s \times l^2/8 = 4712.5 \times (3.10)^2/8 = 5660.89 \text{ N.m}$$



D. Calcul des moments sur appuis

Appuis A

$$M_A = 0,2 M_{0I} \Rightarrow M_A = 0,2 (10464.187) = 2092.84 \text{ N.m}$$

Appuis B

$$M_B = 0,6 \text{ Max } (M_{0I} ; M_{0II}) \Rightarrow M_B = 0,6 (10464.187) = 6278.51 \text{ N.m}$$

Appuis C

$$M_C = 0,2 M_{0II} \Rightarrow M_C = 0,2 (7759.324) = 1551.86 \text{ N.m}$$

Calcul de α

$$\alpha = Q/(Q+G) = 100/(100+625) = 0.14$$

F. Calcul des moments en travées

Travée de rive I

$$1. M_t \geq \max \{ 1.05 M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0 \} - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t \geq \max \{ 1.05 M_0 ; 1.042 M_0 \} - (0.2M_0 + 0.6M_0)/2$$

$$M_t \geq 0.65 M_0$$

$$2. M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0/2 \text{ (travée de rive)}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0/2 \Rightarrow M_t \geq (1.2 + 0.3 * 0.14) M_0/2 = 0.621 M_0$$

$$M_t \geq 0.621 M_0$$

Donc : $M_t \geq 0.65 M_0$ On prend : $M_t = 0.65 M_0$

Travée I

$$M_{tI} = 0.65 M_{0I} = 0.65 (10464.187)$$

$$M_{tI} = 6801.72 \text{ N.m}$$

Travée II

$$M_{tII} = 0.65 M_{0II} = 0.65 (7759.324)$$

$$M_{tII} = 5043.56 \text{ N.m}$$

G. Calcul les efforts tranchants

Travée I

$$V_{A.d} = q_u \times l/2 = 6459.375 \times 3.60/2 = 11626.87 \text{ N}$$

$$V_{B.g} = -1.15 q_u \times l/2 = -1.15 \times 6459.375 \times 3.60/2 = -13370.91 \text{ N}$$

Travée II

$$V_{B.d} = 1.15 q_u \times l/2 = 6459.375 \times 3.10/2 = 11513.96 \text{ N}$$

$$V_{C.g} = -q_u \times l/2 = -6459.375 \times 3.10/2 = -10012.03 \text{ N}$$

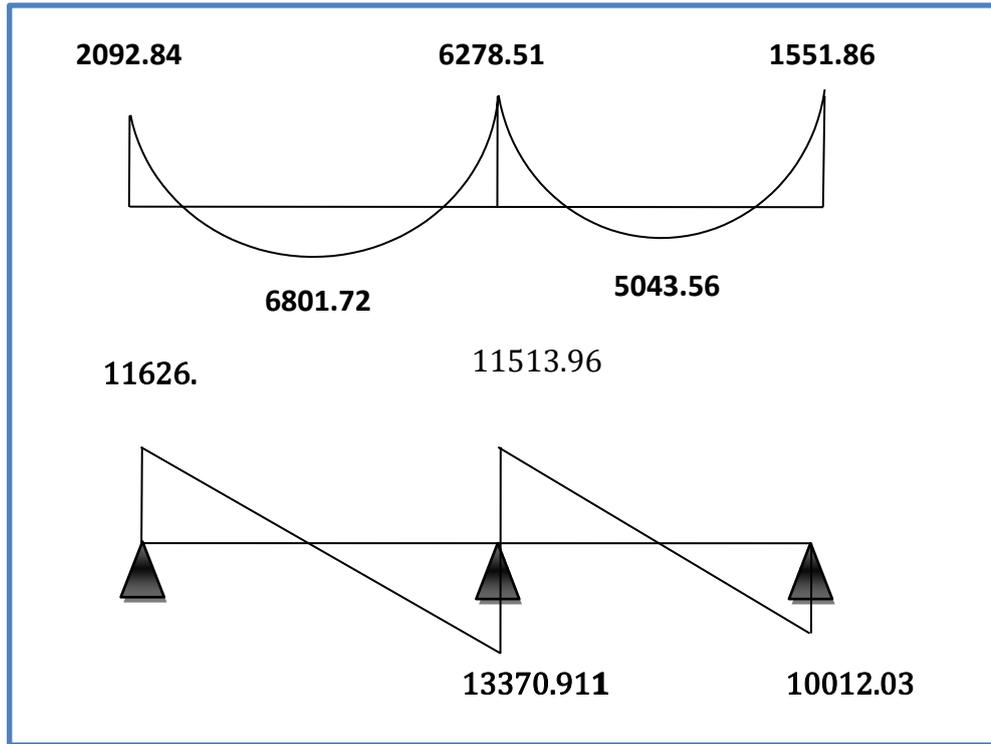
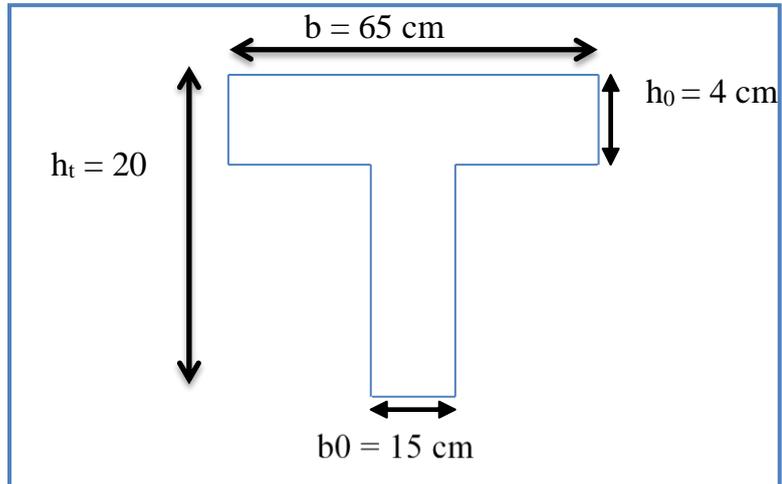


Figure 9 : Diagramme des moments et les efforts tranchant en (N) (RDC)

H. Ferrailage des poutrelles



a) Armature longitudinale

ELU

1. Calcul du moment équilibré par la table de compression

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} (d - h_0/2) = 650 \cdot 40 \cdot 14.167(180 - 40/2)$$

$$M_{tu} = 58934.72 \text{ N.m}$$

On a $M_{tu} > M_u$: la section est calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \cdot h)$ sur travée et $(b_0 \cdot h)$ sur appuis.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{b_u}}$$

On trouve $\mu_{bu} < \mu_l = 0.186 \Rightarrow A' = 0$

3. Calcul de α

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

4. Calcul de β

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

5. Calcul de A

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

6. Calcul de la section d'armature minimale

$A_{min} \geq 0,23 \text{ b. d. } f_{t28} / f_c$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \cdot 25 = 2.1 \text{ MPa .}$$

Au niveau d'appuis

$$A_{min} = 0,23 \times 15 \times 18 \times 2.1/400 \rightarrow A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2.$$

Au niveau de travée

$$A_{min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2.1/400 \rightarrow A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Tableau 5 : Calcul de la section d'armature minimale (plancher terrasse).

Section	$M_u(N.m)$	$M_{tu}(Nm)$	b_0 cm	d cm	μ	α	β	$A_{calcul}(cm^2)$	$A_{min} cm^2$	$A_{adopte}(cm^2)$
Appuis A	2092.84	-	15	18	0.03	0.038	0.985	0.34	0.33	1HA12 =1.13
Appuis B	6278.51	-	15	18	0.091	0.12	0.952	1.05	0.33	2HA12=2,26
Appuis C	1551.86	-	15	18	0.04	0.05	0.998	0.25	0.33	1HA12 =1.13
Travée I	6801.72	58934.72	65	18	0.022	0.028	0.988	1.1	1.41	3HA10=2,36
Travée II	5043.56	58934.72	65	18	0.017	0.021	0.991	0.81	1.41	3HA10=2,36

7. Calcul de la contrainte de cisaillement

On a: $V(\max) = 13370.91 \text{ N}$; $b_0 = 15\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$

$$\tau_u = V_{\max}/(b_0 * d) = 13370.91/150*180 = 0.495 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u^- = \min(0.2 * f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u^- = 3.33 \text{ MPa}$

On a : $\tau_u < \tau_u^- \Rightarrow$ pas de risque de fissuration par l'effort tranchant.

b) Calcul des armatures de répartition

Au niveau d'appuis

$$A_t = A/4 = 1.13/4 = 0.28 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10 = 2,37 cm².

Au niveau de la travée

$$A_t = A/4 = 2,36/4 = 0,59 \text{ cm}^2$$

On adopte 1HA10 = 0,79 cm².

c) Calcul de la longueur de recouvrement

Pour l'acier feE400 la longueur de recouvrement égale à :

$$L_s = 40\Phi_t = 40*1=40 \text{ cm}$$

$$L_s = 40 \text{ cm}$$

Pour les Armatures transversal en prend des étriers $\Phi 6$ et $A_t = 0,64\text{cm}^2$

d) Calcul de l'espacement

L'espacement maximal selon **BAEL** est :

$$S_t \leq \min \{0,9d, 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 16,20\text{cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Le premier cadre sera $S_{t2} = 7,5\text{cm}$

Vérification à ELS

Vérification de la contrainte de compression d'après les **RPA 99** pas de vérification des contraintes de béton pour section rectangulaire soumise a la flexion simple dont les armatures sont en Fe E400 si ce condition suivant est vérifiée $\alpha < \alpha$ Avec :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

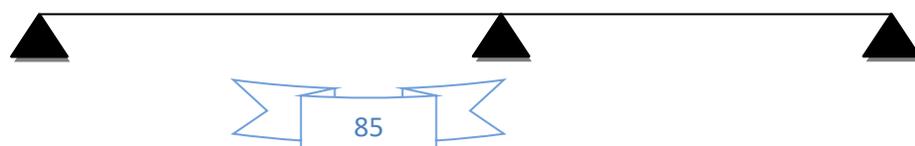
$$\delta = \frac{10464.187}{7633.44} = 1.37$$

$$\alpha = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0.1 < 0.4355$$

Condition vérifiée, la vérification de la condition du béton n'est pas impotente vent dire que la section des armatures est suffisante à l'état limité de service.

Plancher étage courant (type 1) : poutre sur 3 appuis



3.60m

3.10m

Figure 10 : Schéma de poutrelle type 1 (étage courant).



Evaluation des charges

Plancher étage courant

Charge permanente : $G= 534 \text{ Kg /m}^2$

Charge d'exploitation : $Q= 150 \text{ Kg /m}^2$

Combinaison

ELU

$$q_u = 1.35 \times 534 + 1.5 \times 150$$

$$q_u = 945.9 \text{ kg /m}^2$$

ELS

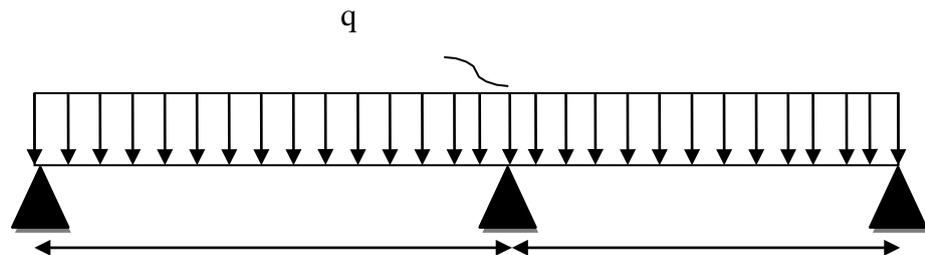
$$q_s = 534 + 150$$

$$q_s = 684 \text{ kg /m}^2$$

La charge revenant a chaque poutrelle

$$q_u = 945.9 \times 0.65 \times 10 = 6148.35 \text{ N/m}$$

$$q_s = 684 \times 0.65 \times 10 = 4446 \text{ N/m}$$



La méthode forfaitaire

La méthode forfaitaire de calcul des plancher à surcharges modérées s'applique dans le cas ou :

La charge d'exploitation modérée :

$$Q \leq \max \{2G ,5 \text{ kN}\} \dots\dots\dots \text{ vérifié .}$$

Les éléments ont une même inertie dans les différentes travées..... vérifié.

Fissuration non préjudiciable..... vérifié.

Les portées successives sont dans un rapport compris

$$0.8 \leq L_i/L_i + 1 \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 3.60/3.10 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

Donc on utilise la méthode de forfaitaire.

C. Calcul des moments isostatiques

ELU

Travée I

$$M_{0I} = q_u \times l^2/8 = 6148.35 \times (3.60)^2/8 = 9960.33 \text{ N.m}$$

Travée II

$$M_{0II} = q_u \times l^2/8 = 6148.35 \times (3.10)^2/8 = 7385.70 \text{ N.m}$$

ELS

Travée I

$$M_{0I} = q_s \times l^2/8 = 4446 \times (3.60)^2/8 = 7202.52 \text{ N.m}$$

Travée II

$$M_{0II} = q_s \times l^2/8 = 4446 \times (3.10)^2/8 = 5340.76 \text{ N.m}$$

D. Calcul des moments sur appuis

Appuis A

$$M_A = 0,2 M_{0I} \Rightarrow M_A = 0,2 (9960.33) = 1992.07 \text{ N.m}$$

Appuis B

$$M_b = 0,6 \text{ Max } (M_{0I} ; M_{0II}) \Rightarrow M_b = 0,6 (9960.33) = 5976.20 \text{ N. m}$$

Appuis C

$$M_c = 0,2 M_{0II} \Rightarrow M_c = 0,2 (7385.70) = 1477.14 \text{ N.m}$$

E. Calcul de α

$$\alpha = Q/(Q+G) = 150/(150+534) = 0.22$$

F. Calcul des moments en travées

1. $M_t \geq \max \{ 1.05 M_o ; (1+0.3\alpha) M_o \} - (M_w + M_e)/2$

$$M_t \geq \max \{ 1.05 M_o ; 1.066 M_o \} - (0.2M_o + 0.6M_o)/2$$

$$M_t \geq 0.666 M_o$$

2. $M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_o/2$ (travée de rive)

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0 / 2 \Rightarrow M_t \geq (1.2 + 0.3 * 0.22) M_0 / 2 = 0.633 M_0$$

$$M_t \geq 0.633 M_0$$

Donc : $M_t \geq 0.666 M_0$

En prendre : $M_t = 0.666 M_0$

Travée I

$$M_I = 0.666 M_{0I} = 0.666 * (9960.33)$$

$$M_I = 6633.58 \text{ N.m}$$

Travée II

$$M_{II} = 0.666 M_{0II} = 0.666 * (7385.70)$$

$$M_{II} = 4918.88 \text{ N.m}$$

G. Calcul les efforts tranchants

Travée I

$$V_{A.d} = q_u \times l / 2 = 6148.35 \times 3.60 / 2 = 11067.03 \text{ N}$$

$$V_{B.g} = -1.15 q_u \times l / 2 = -1.15 \times 6148.35 \times 3.60 / 2 = -12727.08 \text{ N}$$

Travée II

$$V_{B.d} = 1.15 q_u \times l / 2 = 6148.35 \times 3.10 / 2 = 10959.43 \text{ N}$$

$$V_{C.g} = -q_u \times l / 2 = -6148.35 \times 3.10 / 2 = -9529.94 \text{ N}$$

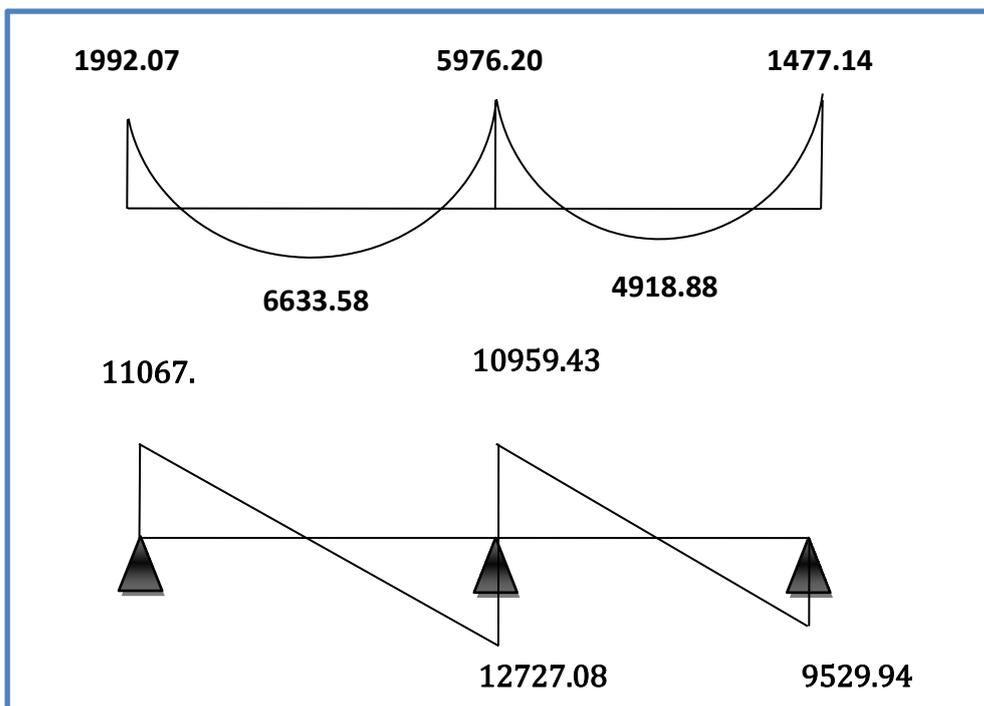


Figure 10 : Diagramme des moments et les efforts tranchant en (N) (Etagecourant).

H. Ferrailage des poutrelles

a) Armature longitudinale

ELU

1. Calcul du moment équilibré par la table de compression

$$M_{tu} = b \cdot h_o \cdot F_{bu} (d - h_o/2) = 650 \cdot 40 \cdot 14.167 (180 - 40/2)$$

$$M_{tu} = 58934.72 \text{ N.m}$$

On a $M_{tu} > M_u$: la section est calculée comme une section rectangulaire de dimension (b.h) sur travée et (b0.h) sur appuis.

2. Calcul de μ

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

On trouve $\mu_{bu} < \mu_l = 0.186 \Rightarrow A' = 0$

3. Calcul de α

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

4. Calcul de β

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

5. Calcul de A

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

6. Calcul de la section d'armature minimale

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot F_{t28} / F_e$$

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 F_{c28} = 0.6 + 0.06 \cdot 25 = 2.1 \text{ MPa} .$$

Au niveau d'appuis

$$A_{min} = 0.23 \times 15 \times 18 \times 2.1/400 \rightarrow A_{min} = 0.33 \text{ cm}^2.$$

Au niveau de travée

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1/400 \rightarrow A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Tableau 6 : Calcul de la section d'armature minimale (étage courant).

CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRE

Sectio n	Mu(N. m)	Mtu(Nm)	b;b 0 cm	d cm	μ	α	β	Acal cul (cm ²)	Amin cm ²	Aadopte (cm ²)
Appui sA	1992.07	-	15	18	0.0 29	0.0 37	0.98 5	0.32	0.33	1HA12 =1.13
Appui s B	5976.20	-	15	18	0.08 7	0.11 3	0.95 4	0.93	0.33	2HA12=2,2 6
Appui s C	1477.14	-	15	18	0.0 21	0.0 27	0.98 9	0.24	0.33	1HA12 =1.13
Travé e I	6633.58	58934. 72	65	18	0.0 22	0.0 28	0.98 9	1.07	1.41	3HA10=2,3 6
Travé e II	4918.88	58934. 72	65	18	0.0 165	0.0 21	0.99 2	0.792	1.41	3HA10=2,3 6

7. Calcul de la contrainte de cisaillement

On a: $V(\max) = 12727.08 \text{ N}$; $b_0 = 15\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$

$\tau_u = V_{\max}/(b_0 * d) = 12727.08/(150*180) = 0.47 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible

$\tau_u^- = \min(0.2 * f_c / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_u^- = 3.33 \text{ MPa}$

On a : $\tau_u < \tau_u^- \Rightarrow$ pas de risque de fissuration par l'effort tranchant.

b) Calcul des armatures de répartition

Au niveau d'appuis

$A_t = A/4 = 1.13/4 = 0.28 \text{ cm}^2$

On adopte : $3\text{HA}10 = 2,37 \text{ cm}^2$.

Au niveau de la travée

$A_t = A/4 = 2,36/4 = 0.59 \text{ cm}^2$

On adopte $1HA10 = 0,79 \text{ cm}^2$.

c) Calcul de la longueur de recouvrement

Pour l'acier feE400 la longueur de recouvrement égale à :

$$L_s = 40\Phi_t = 40 \cdot 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$L_s = 48 \text{ cm}$$

Pour les Armatures transversal en prend des étriers $\Phi 6$ et $A_t = 0,64 \text{ cm}^2$

d) Calcul de l'espacement

L'espacement maximal selon **BAEL** est :

$$St \leq \min \{0,9d, 40\text{cm}\}$$

$$St \leq 16,20\text{cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

Le premier cadre sera $St/2 = 7,5\text{cm}$

Vérification à ELS

Vérification de la contrainte de compression d'après les **RPA 99** pas de vérification des contraintes de béton pour section rectangulaire soumise a la flexion simple dont les armatures sont en Fe E400 si ce condition suivant est vérifiée $\alpha < \alpha$ Avec :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\delta = \frac{9960,33}{7202,52} = 1,38$$

$$\alpha = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$0,1 < 0,441$$

Condition vérifiée, la vérification de la condition du béton n'est pas impotente vent dire que la section des armatures est suffisante à l'état limité de service.

7. Schéma de ferrailage des poutrelles

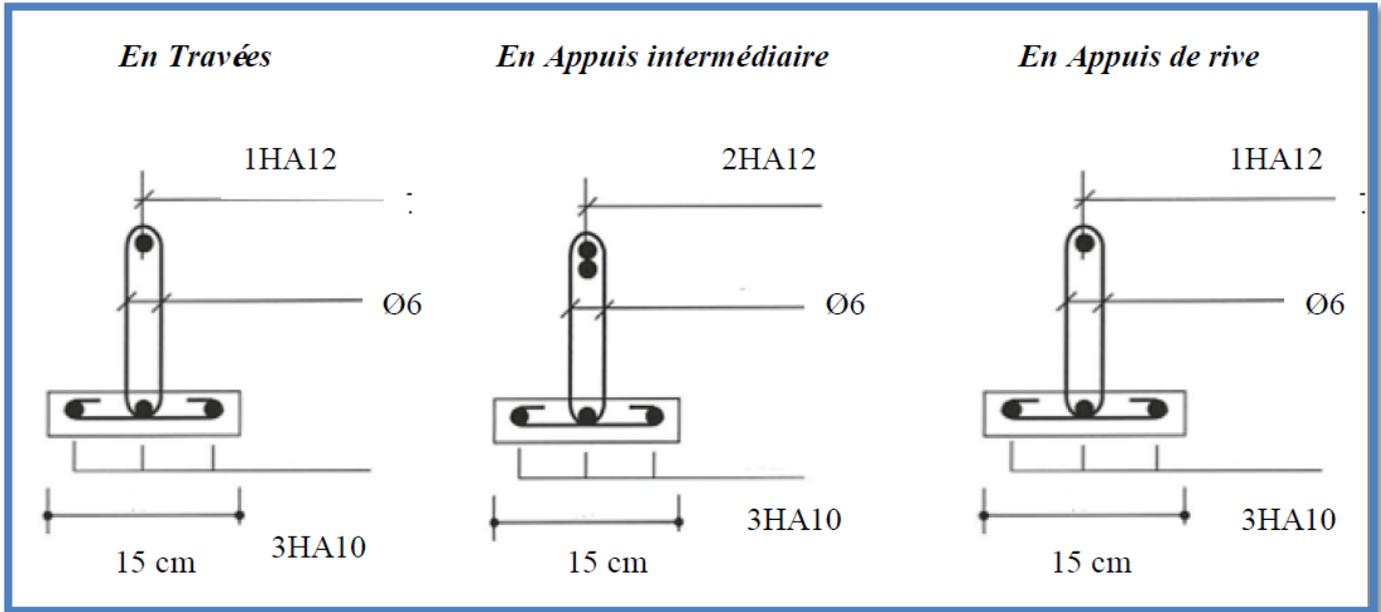


Figure 11 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

III. 3.3. Ferrailage de la dalle de compression

La table de compression a une épaisseur de 4cm avec un espacement de 65cm entre poutrelles, la section d'armatures a prévoir doit satisfaire les conditions suivantes :

Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm,

Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égales à 30cm.

A : La section des armatures perpendiculaires aux nervures (A: en cm² pour mètre de nervures).

Avec : **L1** : Distance entre l'axe des poutrelles (L1 = 65 cm).

Si : $50 \leq L1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A1 = 4L1/fe \dots \dots \dots$ **[B.A.E.L.91]**

$L1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A2 = 200/fe$

Avec :

L1 : Distance entre axes des poutrelles (L1 = 65 cm)

A1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

On a: $L1 = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq L1 \leq 80 \text{ cm}$; $Fe = 400 \text{ MPa}$.

$\Rightarrow A1 = 4 * 65 / 400 = 0.65 \text{ cm}^2$.

Soit $\Rightarrow A1 = 5HA6 \Rightarrow A1 = 1.41 \text{ cm}^2$.

$$S_t = 100/5 = 20.$$

$$\Rightarrow A_2 = A_1 / 2 = 0,325 \text{ cm}^2. \text{ Soit } \Rightarrow A_2 = 5\text{HA6} = 1,41\text{cm}^2.$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre 6 mm dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

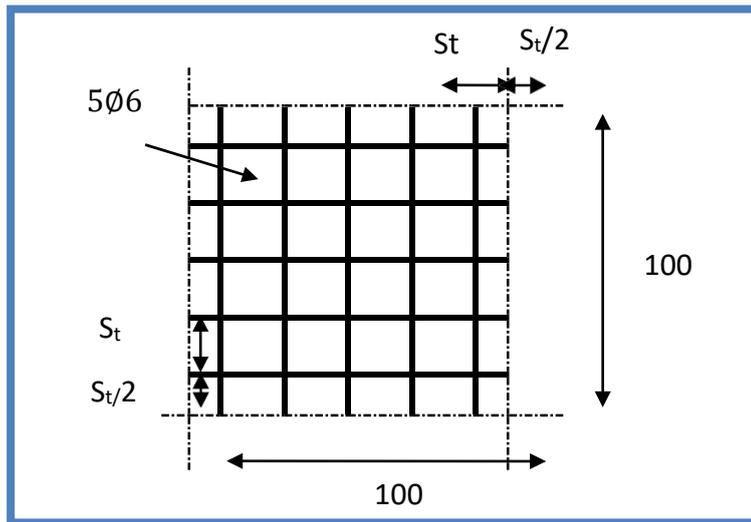


Figure 12: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III .4.Etude de la dalle pleine

Les balcons (dalle pleine) sont calculés comme des consols encastrés dans les poutres

Type 1:

Calcul de ferrailage

On ce refaire à la théorie des lignes de rupture (dalles sur 03 appuis) :

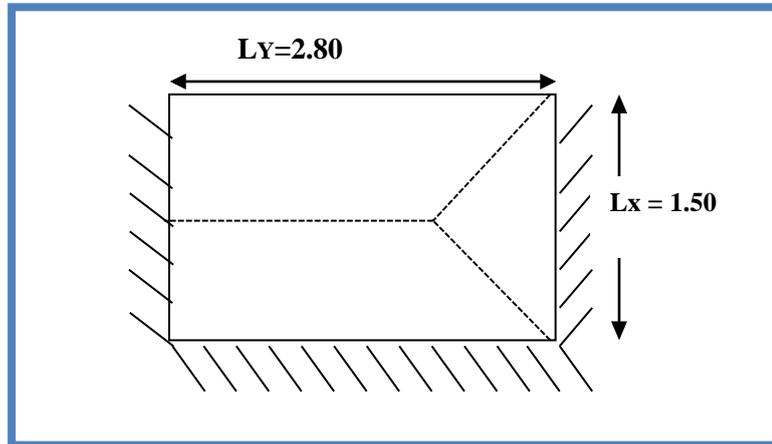


Figure 13 : Schéma du balcon.

$$Ly \geq Lx/2 = 1.50/2 \Rightarrow 2.80 > 0.75$$

III.4.1. Evaluation des charges

$$G = 546 \text{ kg /m}^2$$

$$Q = 350 \text{ kg /m}^2$$

ELU

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35(546) + 1.5(350)$$

$$qu = 1262.1 \text{ kg /m}^2$$

ELS

$$qs = G + Q = 546 + 350$$

$$qs = 896 \text{ kg /m}^2$$

III.4.2. Calcul des moments ELU

$$Mx = qu * \frac{Lx^2}{8} * \left(Ly - \frac{Lx}{2} \right) + qu * \frac{Lx^3}{48}$$

$$Mx = 12621 * \frac{1.5^2}{8} * \left(2.80 - \frac{1.5}{2} \right) + 12621 * \frac{1.5^3}{48}$$

$$M_x = 8146.21 \text{ N.m}$$

$$M_y = q_u * L_x^3 / 24 = 12621 * 1.50^3 / 24$$

$$M_y = 1774.83 \text{ N.m}$$

ELS

$$M_x = q_s * \frac{L_x^2}{8} * \left(L_y - \frac{L_x}{2} \right) + q_s * \frac{L_x^3}{48}$$

$$M_x = 8960 * \frac{1.5^2}{8} * \left(2.80 - \frac{1.5}{2} \right) + 8960 * \frac{1.5^3}{48}$$

$$M_x = 5796 \text{ N.m}$$

$$M_y = q_s * L_x^3 / 24 = 8960 * 1.50^3 / 24$$

$$M_y = 1260 \text{ N.m}$$

III.4.3. Calcul les efforts tranchants

ELU

Au milieu de l_x

$$T_x = q_u * L_x * L_y / 3L_y = q_u * L_x / 3 = 12621 * 1.50 / 3 = 6310.5 \text{ N}$$

Au milieu de l_y

$$T_y = q_u * L_x * L_y / (2L_y + L_x) = 12621 * 1.50 * 2.8 / (2 * 2.8 + 1.50) = 7465.94 \text{ N}$$

III.4.4. Calcul des armatures

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de « **1m** » de largeur.

ELU

Etape de calcul

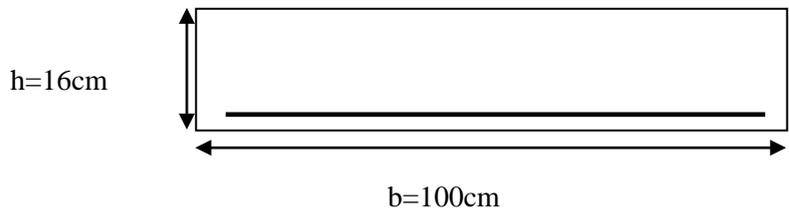
Calcul de μ

$$\mu_{bu} = M_u / (b * d^2 * F_{bu})$$

On trouve $\mu_{bu} < \mu_l = 0.186 \Rightarrow A' = 0$

Calcul de α

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$



Calcul de β

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

Calcul de A

$$A = M_u / (\beta * d * \sigma_{st})$$

Calcul de la section d'armature minimale

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e$$

$$A_{min} \geq 0.23 * 100 * 14.4 * 2.1 / 400 = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.74 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement

$$St = \min (1.5d; 40 \text{ cm}) = \min (1.5 * 14.4 ; 40 \text{ cm}) = 21.6 \text{ cm}$$

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

En travée

Tableau 7 : Calcul de ferrailage en travée l'ELU.

Travée	Sens L_x : $b = 100 \text{ cm}$ $d = 0.9 h = 0.9 * 16 = 14.4 \text{ cm}$						
Mtu (N.m)	μ_b	Au	Zu (cm)	Au (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Esp (cm)
$0.85M_x = 6924.28$	0.023	0.030	14.26	1.4	1.74	5HA10=3.93	20
Sens L_y : $b = 100 \text{ cm}$ $d = 0.9 h = 0.9 * 16 = 14.4 \text{ cm}$							
Mtu	μ_b	Au	Zu (cm)	Au (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Esp (cm)
$0.85M_y = 1508.60$	0.051	0.0064	14.37	0.30	1.74	5HA8=2.51	20

Sur appuis

Tableau 8 : Calcul de ferrailage sur appuis l'ELU.

Appuis	Sens L _x : b = 100 cm d = 0.9h = 0.9*16 = 14.4 cm						
Mau (N.m)	μ _{bu}	α _u	Z _u (cm)	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Esp (cm)
0.5M _x = 4073.10	0.014	0.017	14.32	0.82	1.74	5HA1 = 3.93	20
Sens L _y : b = 100 cm d = 0.9 h = 0.9*16 = 14.4 cm							
M _{tu}	μ _{bu}	α _u	Z _u (cm)	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Esp (cm)
0.5M _y = 887.41	0.003	0.0038	14.38	0.18	1.74	5HA8 = 2.51	20

ELS

Etape de calcul

Calcul de $\bar{\alpha}$

$$\bar{\alpha} = n \cdot \bar{\sigma}_{bc} / (n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st})$$

$$n = 15$$

$$\bar{\sigma}_{bc} : \text{Contrainte de béton à l'ELS} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} : \text{Contrainte de l'acier à l'ELS} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\{2/3 f_{Fe} ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28}\}; \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\alpha} = 15 * 15 / (15 * 15 + 201.63) = 0.53$$

Calcul de \bar{y}

$$\bar{y} = d * \bar{\alpha} = 14.4 * 0.53 = 7.6 \text{ cm}$$

Calcul de Z

$$Z = d - \bar{y} / 3 = 14.4 - 7.6 / 3 = 11.87 \text{ cm}$$

Calcul de Mrsb

$$Mrsb = 1/2 * b * \bar{y} * \bar{\sigma}_{bc} * Z = 1/2 * 1000 * 76 * 15 * 118.7$$

$$Mrsb = 67.659 * 10^6 \text{ N.mm} = 67659 \text{ N. m}$$

$$MsT = 5796 \text{ N. m} \leq Mrsb = 67659 \text{ N. m}$$

$$Msa = 1260 \text{ N. m} \leq Mrsb = 67659 \text{ N. m}$$

$$A_{St} = MsT / (Z * \bar{\sigma}_{st})$$

En travée

Tableau 9 : Calcul de ferrailage en travée l'ELS.

Travée	Sens L _x : b = 100 cm d = 0.9h = 0.9*16 = 14.4 cm				
M _t u(N. m)	Z u(c m)	A u (c m ²)	A _{mi} n (cm ²)	A _{ado} pté (cm ²)	Esp (cm)
0.85M_x = 4926.6	11.87	2.0 6	1.74	4HA10 = 3.14	22
Sens L _y : b = 100 cm d = 0.9h = 0.9*16 = 14.4 cm					
M _{tu}	Z _u (cm)	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Esp (cm)
0.85M_y = 1071	11.87	0.4 5	1.74	5HA8 = 2.51	20

Sur appuis

Tableau 10 : Calcul de ferrailage sur appuis l'ELS.

Appuis	Sens L _x : b = 100 cm d = 0.9h = 0.9*16 = 14.4 cm				
Ma u(N. m)	Z u (c m)	A _u (cm ²)	A _m in (cm ²)	A _{ado} pté (cm ²)	Esp (cm)
0.5M _x = 2898	11.87	1.21	1.74	4HA10 = 3.14	22
Appuis	Sens L _x : b = 100 cm d = 0.9h = 0.9*16 = 14.4 cm				
M _{tu}	Z _u (cm)	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Esp (cm)
0.5M _y = 630	11.87	0.26	1.74	5HA8=2.51	20

Vérification à l'effort tranchant

On a: V_u = T (max) = 7465.94 N

$$\tau_u = V_u / (b * d) = 7465.94 / (1000 * 144) = 0.052 \text{ MPa}$$

Fissuration nuisible :

$$\tau_u^- = \min(0.15 * f_c / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc: $\tau_u^- = 2.5 \text{ MPa}$; On a: $\tau_u < \tau_u^- \Rightarrow$ pas de risque de fissuration par l'effort tranchant.

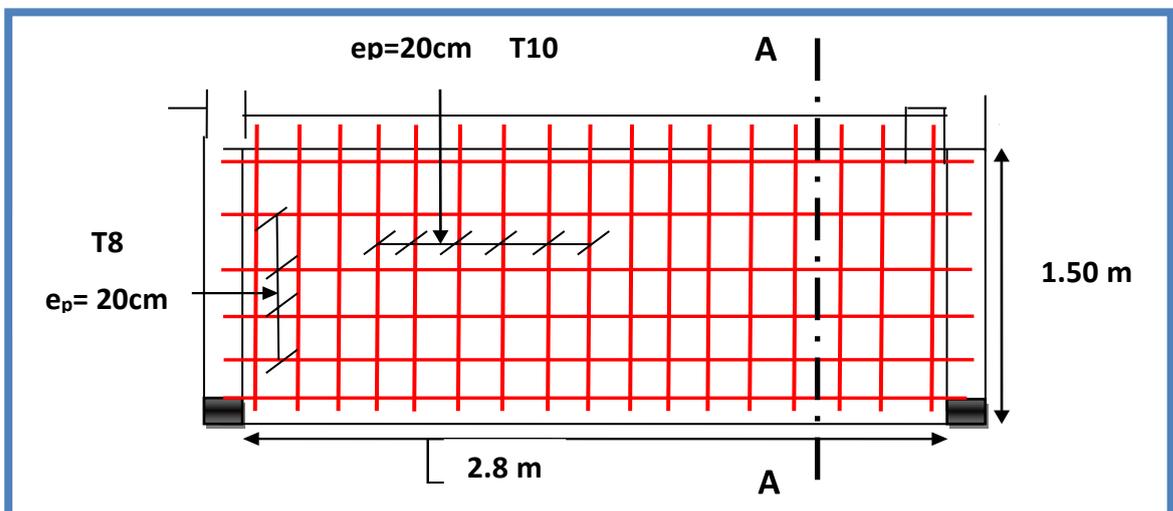


Figure 14 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

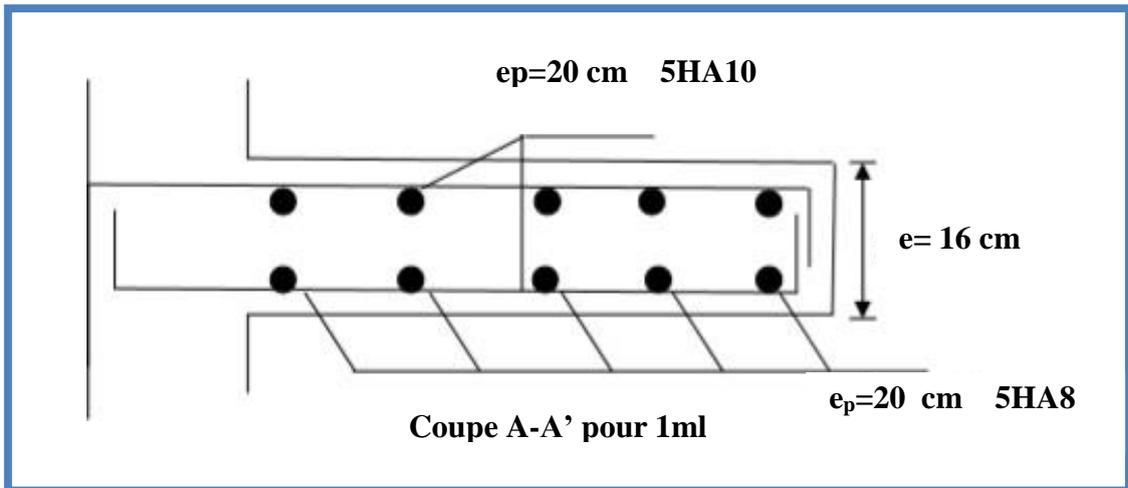


Figure 15 : Schéma de ferrailage de la coupe A-A'

Type 2:

Calcul de ferrailage

On ce refaire à la théorie des lignes de rupture (dalles sur 03 appuis)

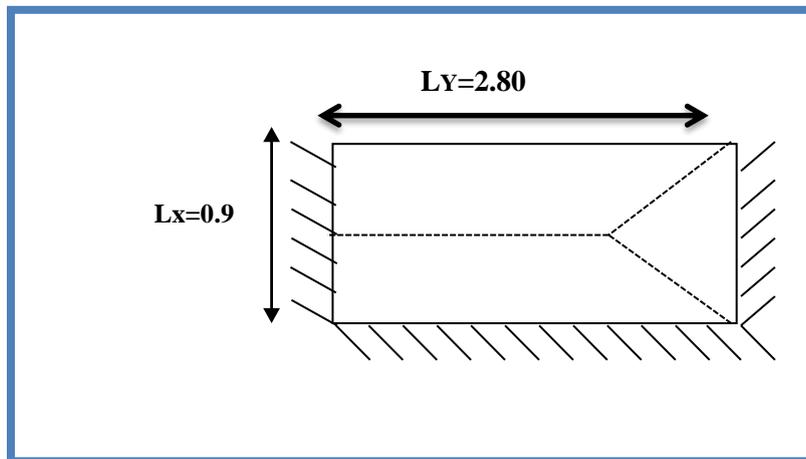


Figure 16 : Schéma du balcon.

$$L_y \geq L_x/2 = 0.90/2 \Rightarrow 2.80 > 0.45$$

III.4.5. Evaluation des charges

$$G = 546 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(546) + 1.5(350)$$

$$q_u = 1262.1 \text{ kg /m}^2$$

ELS

$$q_s = G + Q = 546 + 350$$

$$q_s = 896 \text{ kg /m}^2$$

Calcul des moments

ELU

$$M_x = q_u * \frac{L_x^2}{8} * \left(L_y - \frac{L_x}{2} \right) + q_u * \frac{L_x^3}{48}$$

$$M_x = 12621 * \frac{0.9^2}{8} * \left(2.80 - \frac{0.9}{2} \right) + 12621 * \frac{0.9^3}{48}$$

$$M_x = 3194.69 \text{ N.m}$$

$$M_y = q_u * L_x^3 / 24 = 12621 * 0.9^3 / 24$$

$$M_y = 383.36 \text{ N.m}$$

ELS

$$M_x = q_s * \frac{L_x^2}{8} * \left(L_y - \frac{L_x}{2} \right) + q_s * \frac{L_x^3}{48}$$

$$M_x = 8960 * \frac{0.9^2}{8} * \left(2.80 - \frac{0.9}{2} \right) + 8960 * \frac{0.9^3}{48}$$

$$M_x = 2145.53 \text{ N.m}$$

$$M_y = q_s * L_x^3 / 24 = 8960 * 0.9^3 / 24$$

$$M_y = 272.16 \text{ N.m}$$

III.4.6. Calcul les efforts tranchants

ELU

Au milieu de l_x

$$T_x = q_u * L_x * L_y / 3L_y = q_u * L_x / 3 = 12621 * 0.9 / 3 = 3786.3 \text{ N}$$

Au milieu de l_y

$$T_y = q_u * L_x * L_y / (2L_y + L_x) = 12621 * 0.9 * 2.8 / (2 * 2.8 + 0.9) = 4893.06 \text{ N}$$

III.4.7. Calcul des armatures

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de « **1m** » de largeur

ELU

Etape de calcul

Calcul de μ

$$\mu_{bu} = M_u / (b * d^2 * F_{bu})$$

On trouve $\mu_{bu} < \mu_l = 0.186 \Rightarrow A' = 0$

Calcul de α

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

Calcul de β

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

Calcul de A

$$A = M_u / (\beta * d * \sigma_{st})$$

Calcul de la section d'armature minimale

$$A_{min} \geq 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e$$

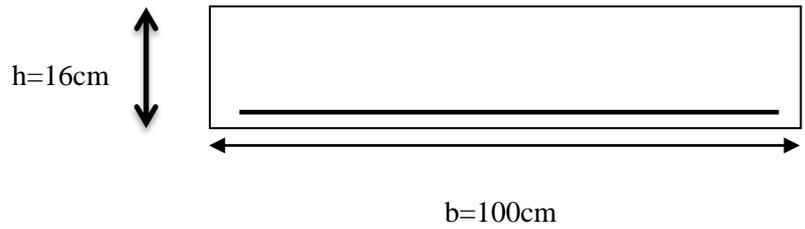
$$A_{min} \geq 0.23 * 100 * 14.4 * 2.1 / 400 = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.74 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement

$$St = \min (1.5d; 40 \text{ cm}) = \min (1.5 * 14.4 ; 40 \text{ cm}) = 21.6 \text{ cm}$$

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



En travée

Tableau 11 : Calcul de ferrailage en travée l'ELU.

Travée	Sens L _x : b = 100 cm d = 0.9 h = 0.9*16 = 14.4 cm						
Mtu (N.m)	μ _{bu}	A _u	Z _u (cm)	A _u (cm ²)	A _{mi} n(cm ²)	A _{ado} pté (cm ²)	Esp (cm)
0.85M_x = 2715.49	0.0 092	0.011	14.34	0.54	1.74	5HA10= 3.93	20
Sens L _y : b = 100 cm d = 0.9 h = 0.9*16 = 14.4 cm							
Mtu	μ _{bu}	A _u	Z _u (cm)	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Esp (cm)
0.85M_y = 325.86	0.0 011	0.001 4	14.39	0.065	1.74	5HA8 = 2.51	20

Sur appuis

Tableau 12 : Calcul de ferrailage sur appuis l'ELU.

Appuis	Sens L _x : b = 100 cm d = 0.9h = 0.9*16 = 14.4 cm						
Mau (N.m)	μ _{bu}	α _u	Z _u (cm)	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Esp (cm)
0.5M_x = 1597.34	0.00 54	0.0068	14.37	0.32	1.74	5HA10= 3.93	20
Sens L _y : b = 100 cm d = 0.9 h = 0.9*16 = 14.4 cm							
Mtu	μ _{bu}	α _u	Z _u (cm)	A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Esp (cm)
0.5M_y = 191.68	0.00 065	0.0008 1	14.396	0.038	1.74	5HA8 = 2.51	20

ELS

Etape de calcul

Calcul de α

$$\bar{\alpha} = n \cdot \bar{\sigma}_{bc} / (n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st})$$

$$n = 15$$

$$\bar{\sigma}_{bc} : \text{Contrainte de béton à l'ELS} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} : \text{Contrainte de l'acier à l'ELS} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_{t28} ; 110 \sqrt{f_{t28}} \} ; \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa} \} = 201.63 \text{ MPa .}$$

$$\alpha = 15 * 15 / (15 * 15 + 201.63) = 0.53$$

Calcul de \bar{y}

$$\bar{y} = d * \bar{\alpha} = 14.4 * 0.53 = 7.6 \text{ cm}$$

Calcul de Z

$$Z = d - \bar{y} / 3 = 14.4 - 7.6 / 3 = 11.87 \text{ cm}$$

Calcul de M_{rsb}

$$M_{rsb} = 1/2 * b * \bar{y} * \bar{\sigma}_{bc} * Z = 1/2 * 1000 * 76 * 15 * 118.7$$

$$M_{rsb} = 67.659 * 10^6 \text{ N.mm} = 67659 \text{ N. m}$$

$$M_{sT} = 2145.53 \text{ N. m} \leq M_{rsb} = 67659 \text{ N. m}$$

$$M_{sa} = 272.16 \text{ N. m} \leq M_{rsb} = 67659 \text{ N. m}$$

$$A_{st} = M_{sT} / (Z * \bar{\sigma}_{st})$$

En travée

Tableau 13 : Calcul de ferrailage en travée l'ELS.

Travée	Sens Lx : b = 100 cm d = 0.9h = 0.9*16 = 14.4 cm				
Mtu(N.m)	Zu(cm)	Au (cm²)	Amin (cm²)	Aadopté (cm²)	Esp (cm)
0.85Mx = 1823.70	11.87	0.076	1.74	4HA10 =3.14	22
	Sens Ly : b = 100 cm d = 0.9h = 0.9*16 = 14.4 cm				
Mtu	Zu	Au	Amin	Aadopté	Esp
	(cm)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm)
0.85My = 231.34	11.87	0.097	1.74	5HA8 = 2.51	20

Sur appuis

Tableau 14 : Calcul de ferrailage sur appuis l'ELS.

Appuis	Sens Lx : b = 100 cm d = 0.9h = 0.9*16 = 14.4 cm				
Mau(N.m)	Zu (cm)	Au (cm²)	Amin (cm²)	Aadopté (cm²)	Esp (cm)
0.5Mx= 1072.76	11.87	0.45	1.74	4HA10=3.14	22
Appuis	Sens Lx : b = 100 cm d = 0.9h = 0.9*16 = 14.4 cm				
Mtu	Zu	Au	Amin	Aadopté	Esp (cm)
	(cm)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	
0.5My = 136.08	11.87	0.057	1.74	5HA8=2.51	20

Vérification à l'effort tranchant

On a: $V_u = T (\text{max}) = 4893.06 \text{ N}$

$$\tau_u = V_u / (b * d) = 4893.06 / (1000 * 144) = 0.034 \text{ MPa}$$

Fissuration nuisible :

$$\tau_u^- = \min(0.15 \cdot f_c / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc: $\tau_u^- = 2.5 \text{ MPa}$; On a: $\tau_u < \tau_u^- \Rightarrow$ pas de risque de fissuration par l'effort tranchant

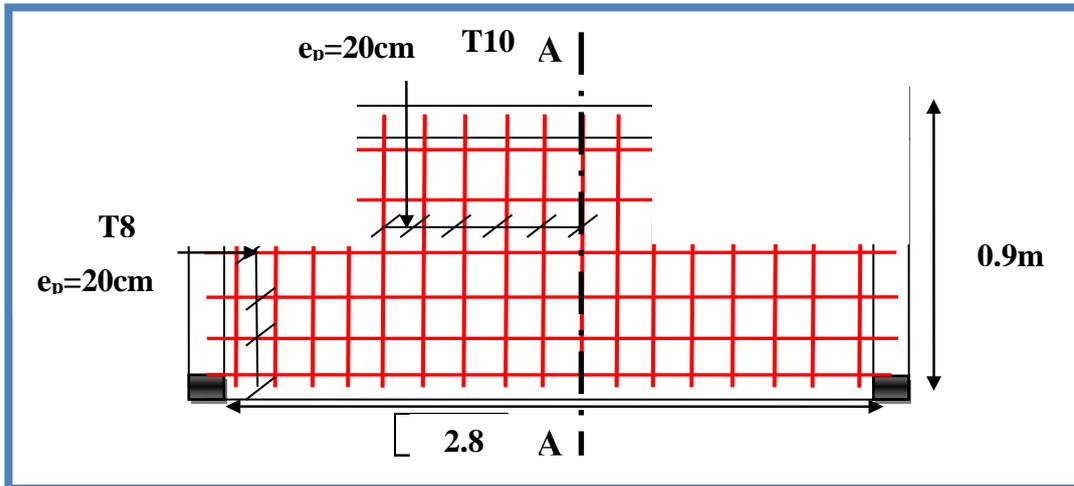


Figure 17 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

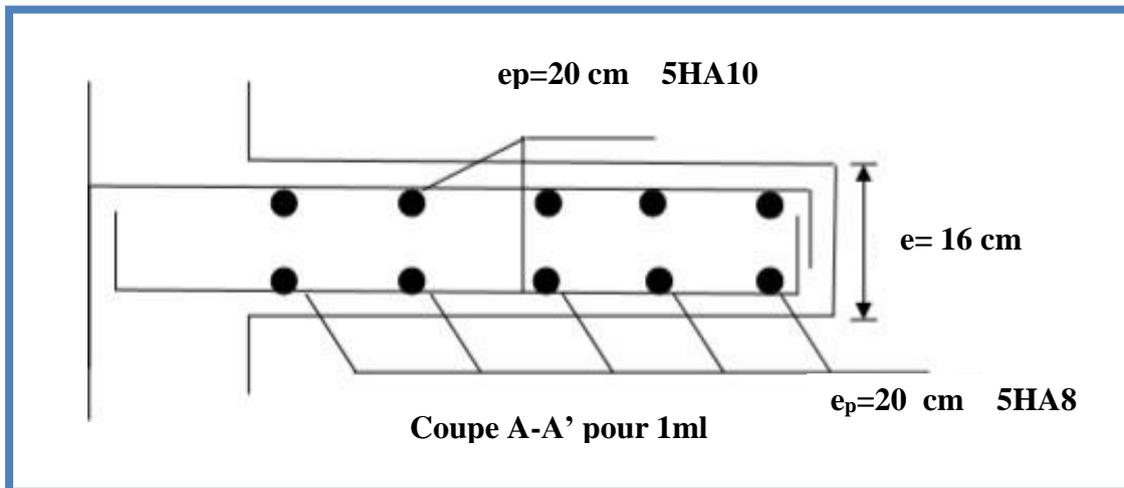


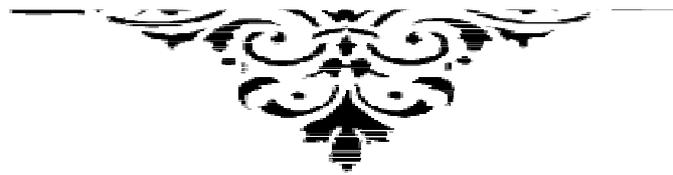
Figure 18 : Schéma de ferrailage de la coupe A-A' pour 1m.

Conclusion :

Dans ce chapitre; il a été question de calculé les éléments secondaires ne participant pas directement au contreventement de la structure. Ainsi ; les différents types de poutrelles ont été étudiées et ferrillées. Le même travail a été fait pour l'escalier ; poutre palière et balcon et l'acrotère .



Chapitre IV
Étude sismique et dynamique



IV.1. Introduction

Dans le présent chapitre et à l'aide du programme robot, on vise à construire deux modèles différents de la structure étudiée. Le premier consiste à modéliser la structure par la méthode traditionnellement utilisée. Par la suite, on introduit les murs de maçonnerie dans le deuxième modèle afin de prendre en compte leur effet sur le comportement global de la structure. La comparaison des deux modèles démontre le gain de prendre en compte les murs en maçonnerie, ce qui est souvent ignoré par les ingénieurs dans l'analyse structural à cause sa complexité de calcul.

IV .2.Modélisation traditionnelle de la structure :

Cette partie est consacrée a tous qui touche de près ou de loin la modélisation de notre structure par un logiciel commercial de calcul par éléments finis. Les étapes à suivre sont détaillées par la suite.

IV .2.1.Modélisation par robot

Robot structural analyses professionnelle 2014 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de :

- Modéliser des structures,
- Les calculer,
- Vérifier les résultats obtenus,
- Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

C'est un logiciel qui permet de modéliser tous types de structures en génie civil (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques etc.). Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algériennes en vigueur à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles C.B.A/93

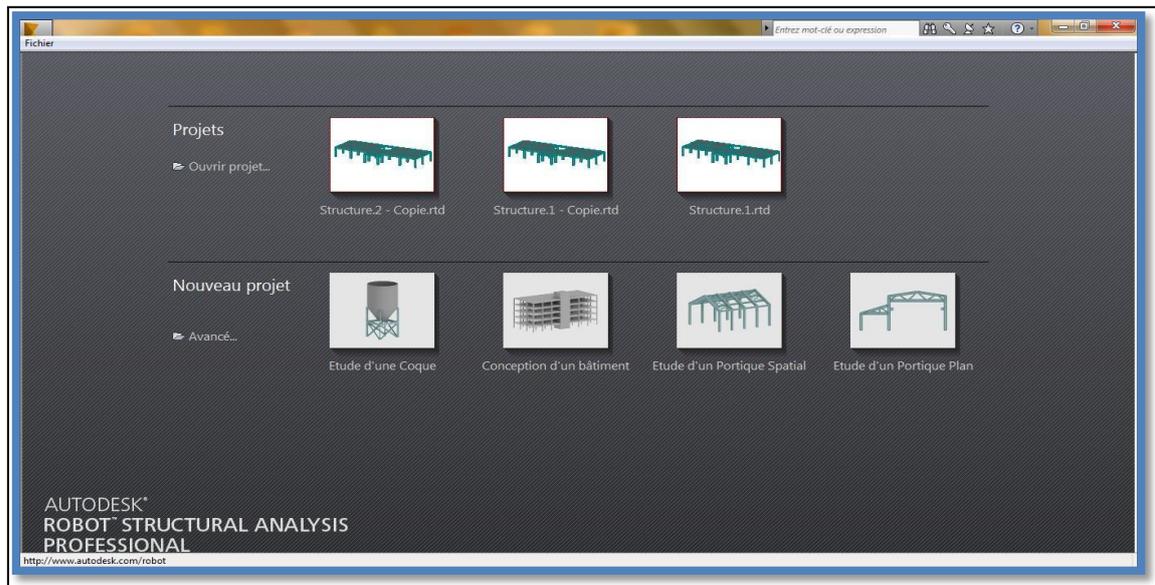


Figure 1 : Les différents types de structures.

IV .2.2.Etapes de travail

A. Les préférences de tache

- Les préférences de la tache vous permettent de changer le fond de votre étude à savoir les unités, les matériaux, les normes, etc.
- Tout comme les préférences, vous y accéder dans le menu déroulant outils.
Vous naviguez dans l'arborescence de ROBOT afin de régler les différentes unités de forces, dimensions et Normes.

Réglage des unités

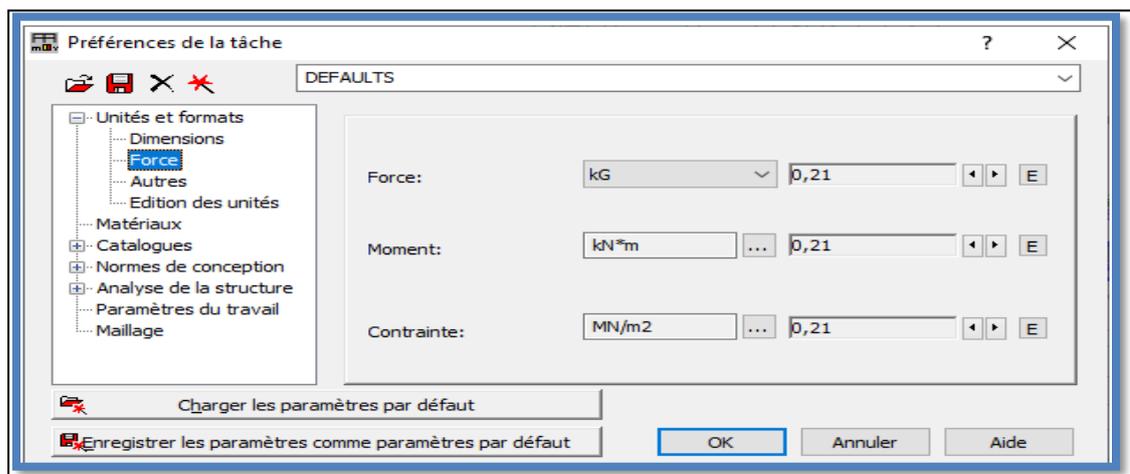


Figure 2 : Réglage des unités.

Matériaux

La fenêtre des préférences relatives aux matériaux est présentée dans la figure ci-après :

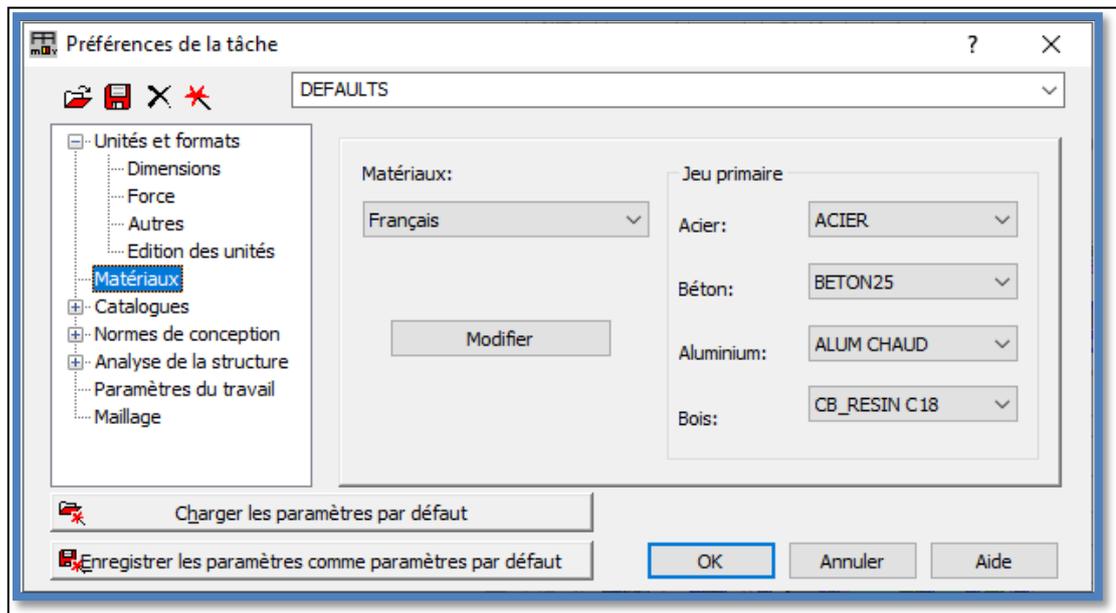


Figure 3 : Réglage des Matériaux.

Réglage des normes

La fenêtre de réglage des normes est présentée sur la figure ci-après

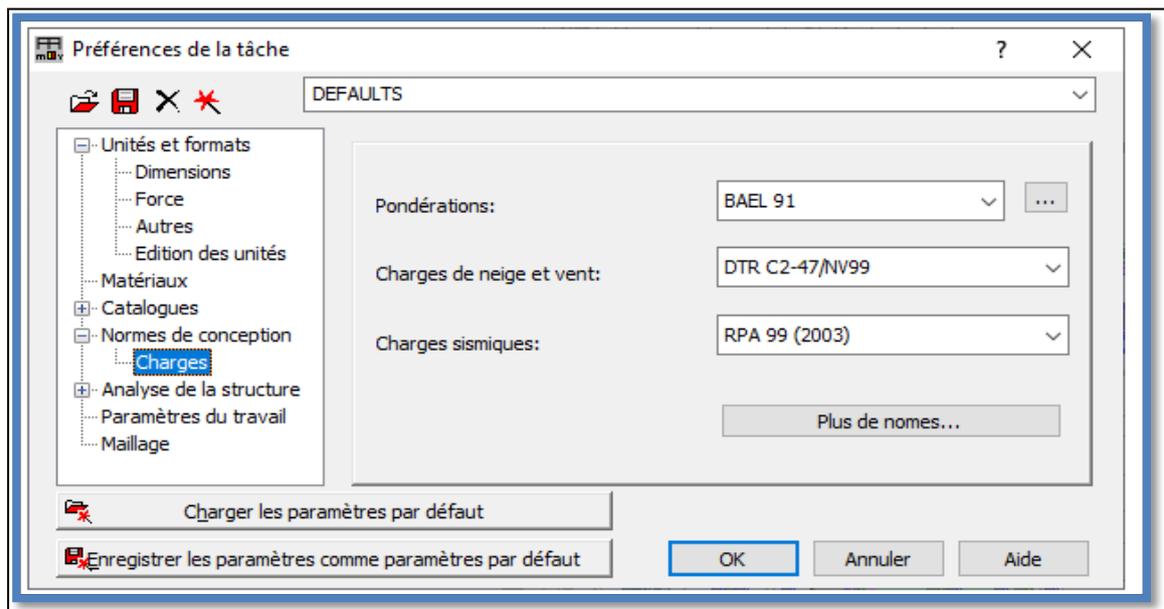


Figure 4 : Réglage des normes.

A-lignes de construction

On va saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois directions puis on cliquesur **insérer** pour introduire.

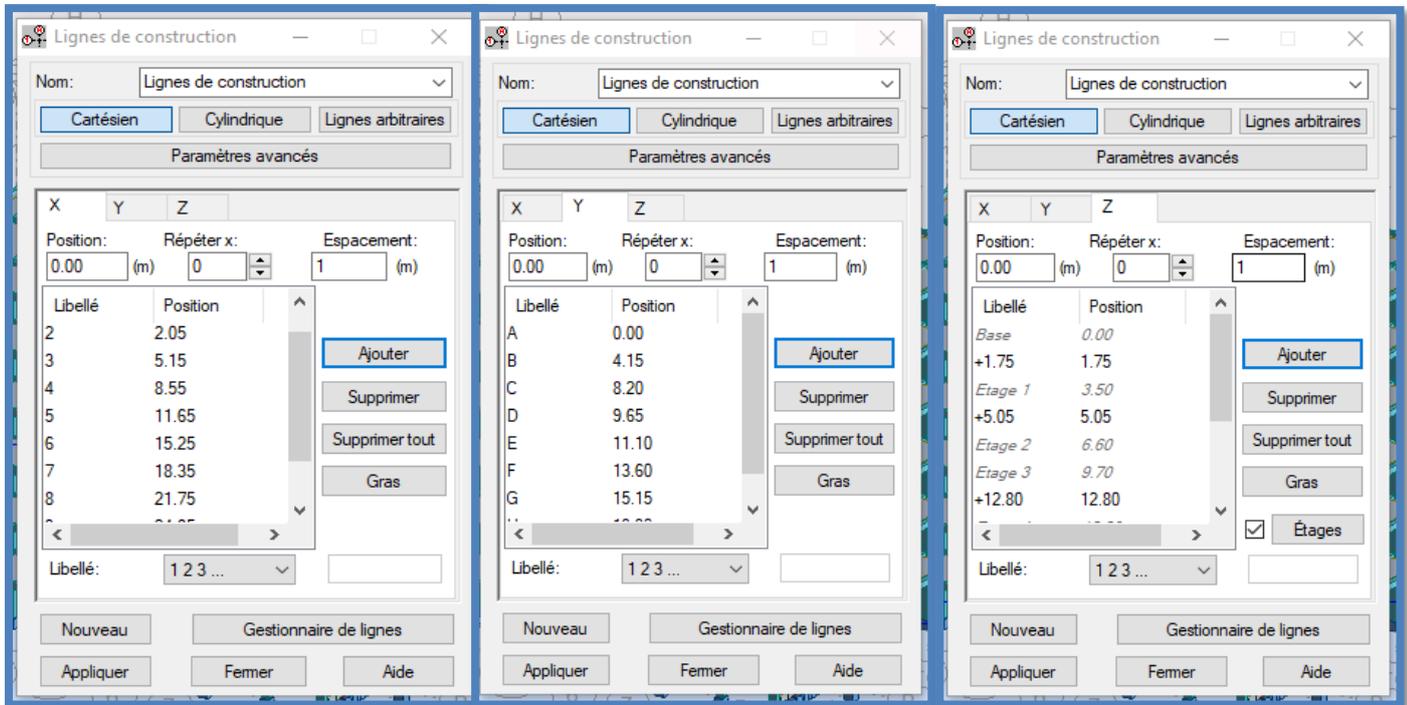


Figure 5 : Définition lignes de construction.

C.Définition des sections

On passe maintenant à la définition des sections de l'ouvrage dans le menu vertical, on cliquesur l'icône profilé.

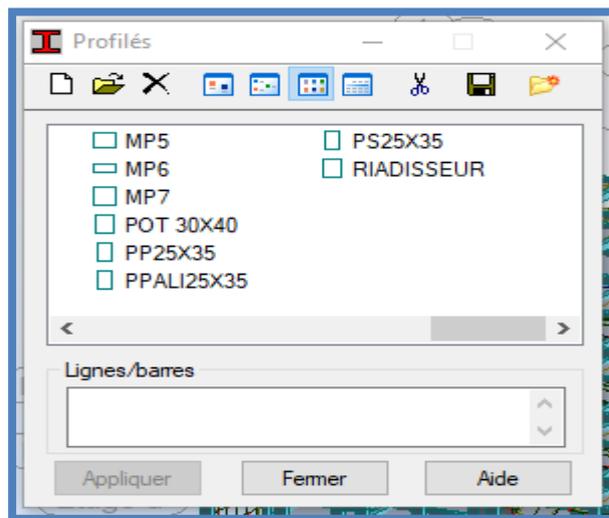


Figure 6 : Définition des sections.

D.Définition des sections des voiles, escalier et plancher

Dans cette étape on va y ajouter les panneaux de notre structure, on clique sur l'icône de définition de Epaisseur EF , la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre :

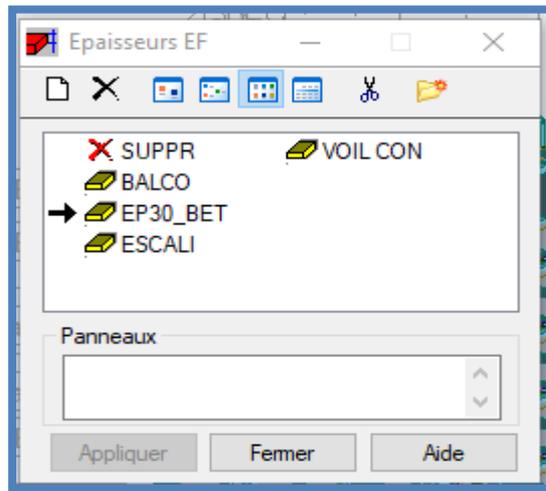


Figure 7 : Définition des sections des voiles, escalier et plancher.

E.Définition des appuis

- Activez la boîte de dialogue (gestion des vues) et allez au niveau 0.00 plan XY,
- Sélectionné tous les nœuds,
- Sélectionner l'icône de définition des **Appuis**  la boîte de dialogue ci-dessouss'ouvre et faire les réglages suivants :
- Dans la boîte de dialogue Appuis on fait ce qui suit :

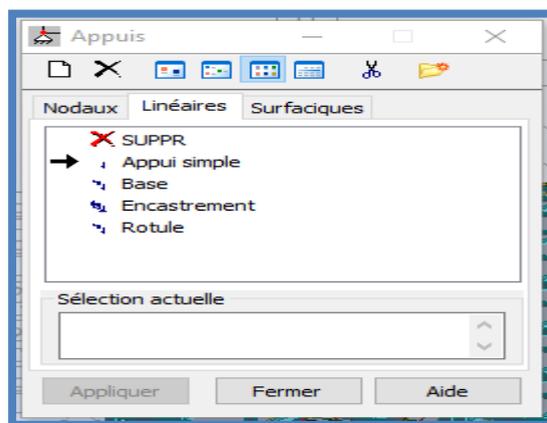


Figure 8 : Définition des appuis.

➤ Appliquer et fermer, après activer la vue 2D vous aurez les résultats suivants :

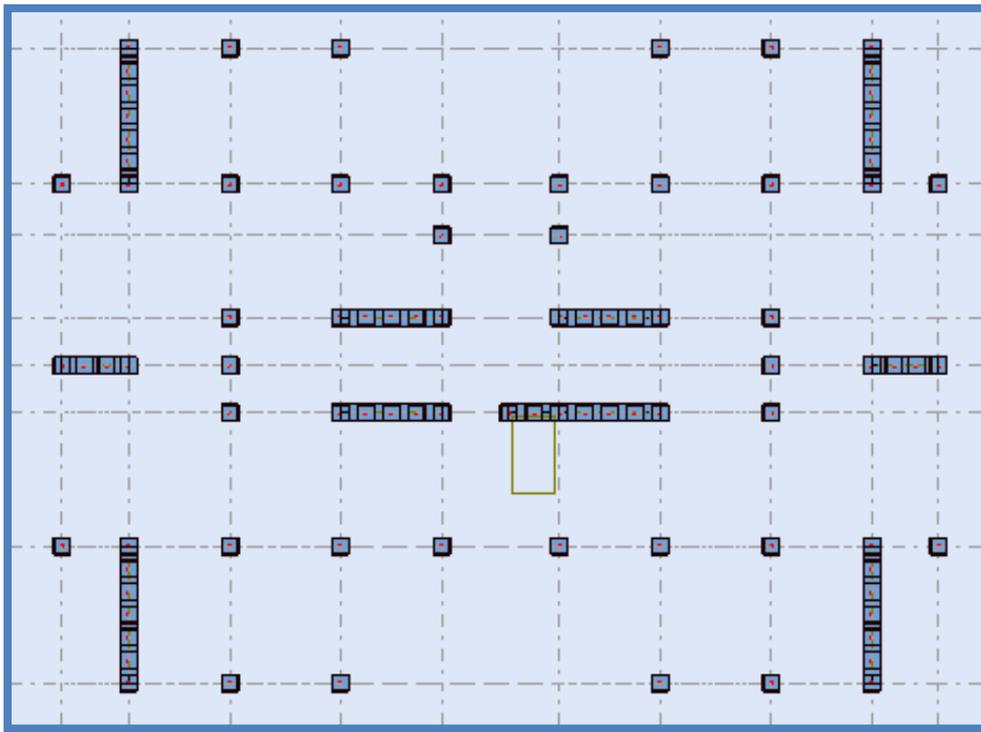


Figure 9 : vue 2D de structure N 0,00.

F.Définition des cas de charges

On clique sur l'icône cas de charge  pour définir la nature de chaque charge(permanente, d'exploitation ou sismique) on choisit ça dans la liste nature.

➤ La case nous permet de donner le nom de chaque cas de charge, après avoir sélectionné,le nom et nature de charge on clique sur le bouton nouveau pour ajouter le cas de charge.

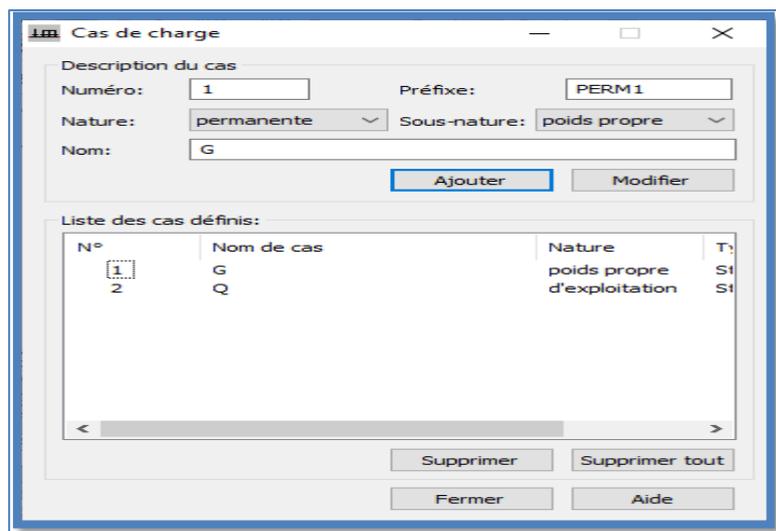


Figure 10 : Définition des cas de charges.

G. La saisie de la valeur de la charge

Cette étape permet de saisir la valeur des charges qui sont appliquées sur notre structure,

- On clique sur l'icône  et la boîte de dialogue suivante va apparaître :

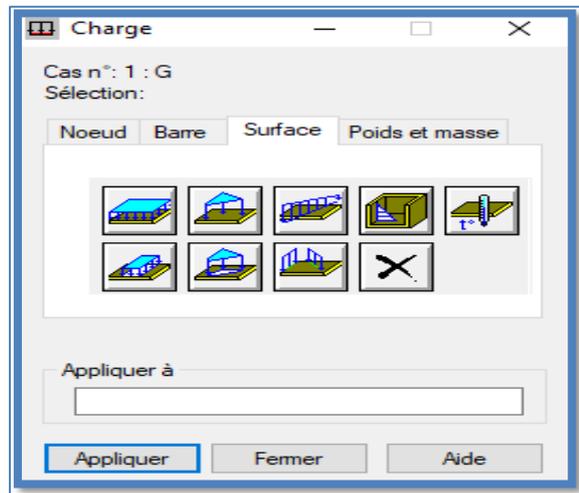


Figure 11 : La saisie de la valeur de la charge.

- On sélectionne le cas de charge puis on introduit sa valeur selon le type (charge surbarre, charge surfacique),
- Une fois la valeur est introduite, on clique sur l'élément pour appliquer la charge.

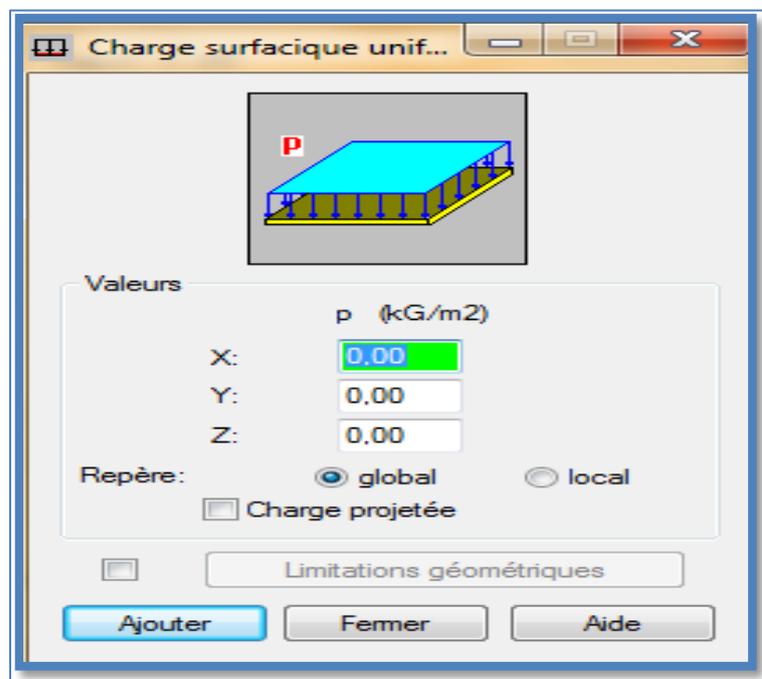


Figure 12 : Définition charge surfacique uniforme.

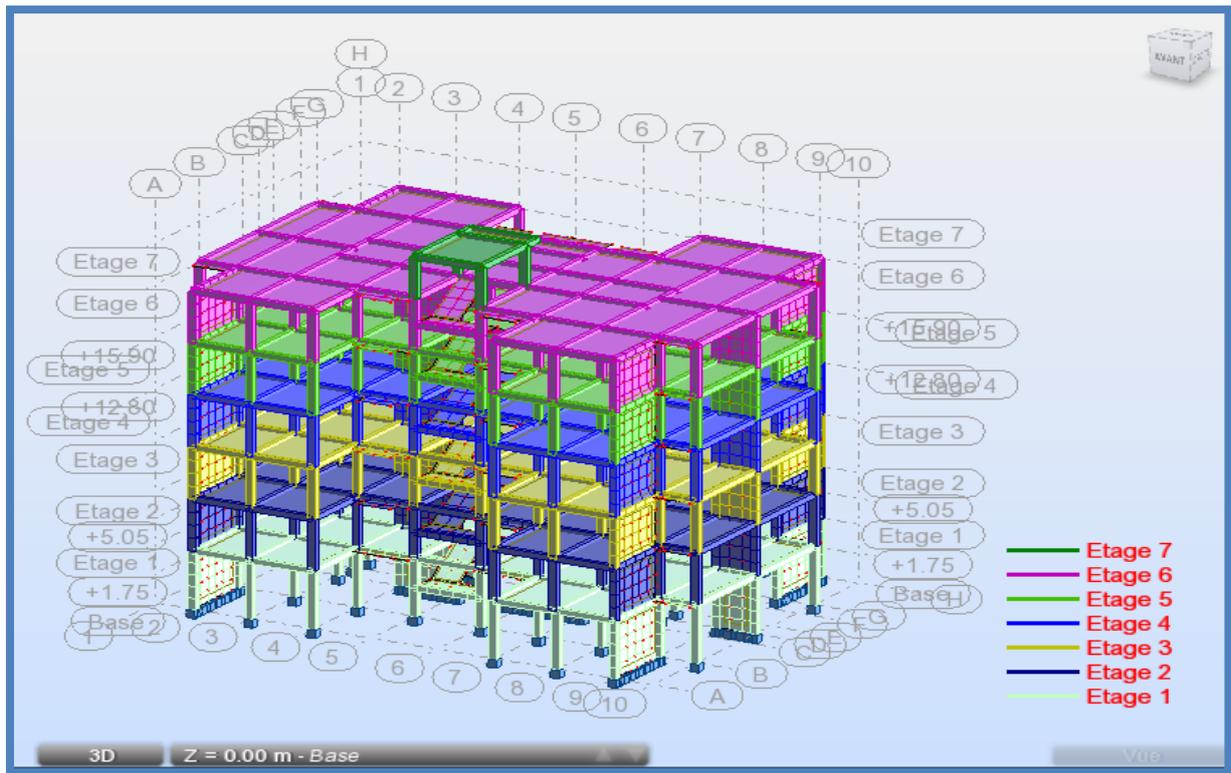


Figure 13 : La vue en 3d de structure.

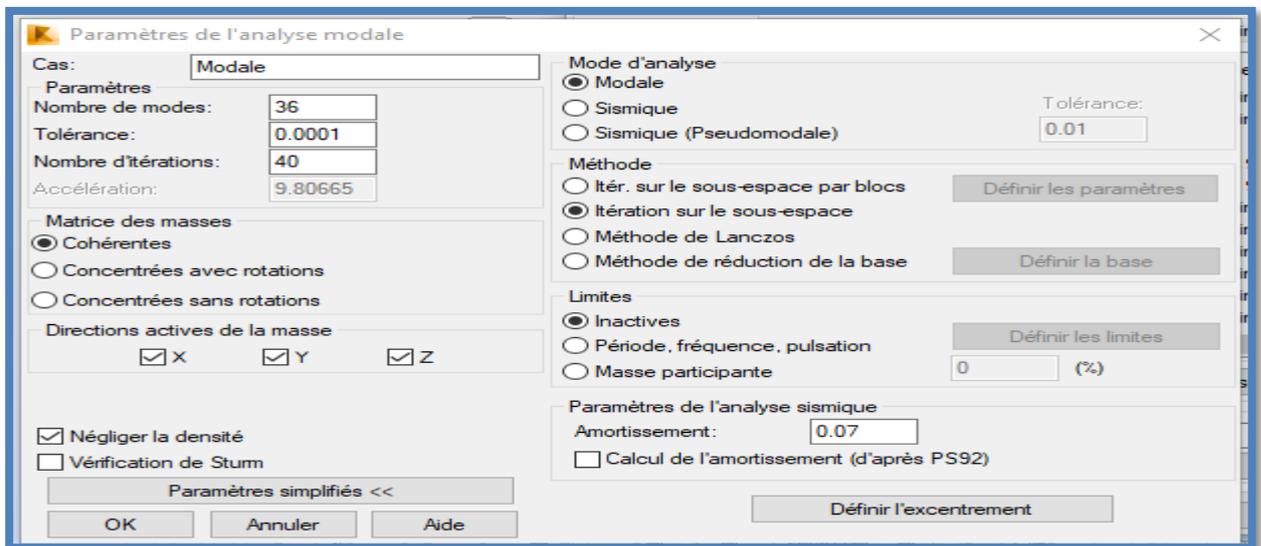


Figure 14 : Définition type d'analyse.

H.Type d'analyse

➤ Cliquez sur le menu déroulant : → analyse → Type d'analyse.

➤ Dans la boîte de dialogue (option de calcul) cliquez sur → nouveau

➤ Puis cliquer Ok

➤ Cliquez une autre fois sur nouveau, choisir → sismique, et sélectionnez → RPA 99 (2003)

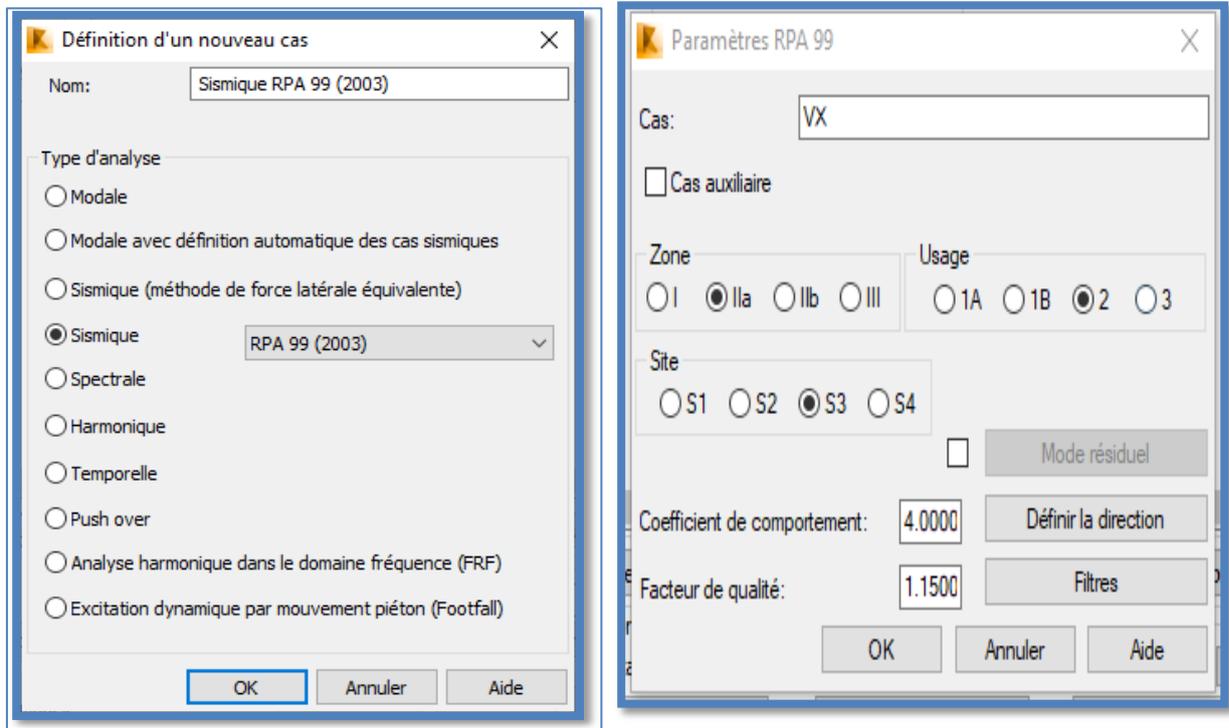


Figure 15 : Définition d'un nouveau cas.

Cliquer Ok

Définition des combinaisons

➤ Cliquez sur le menu déroulant : → Chargements → Combinaisons manuelles, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivant :

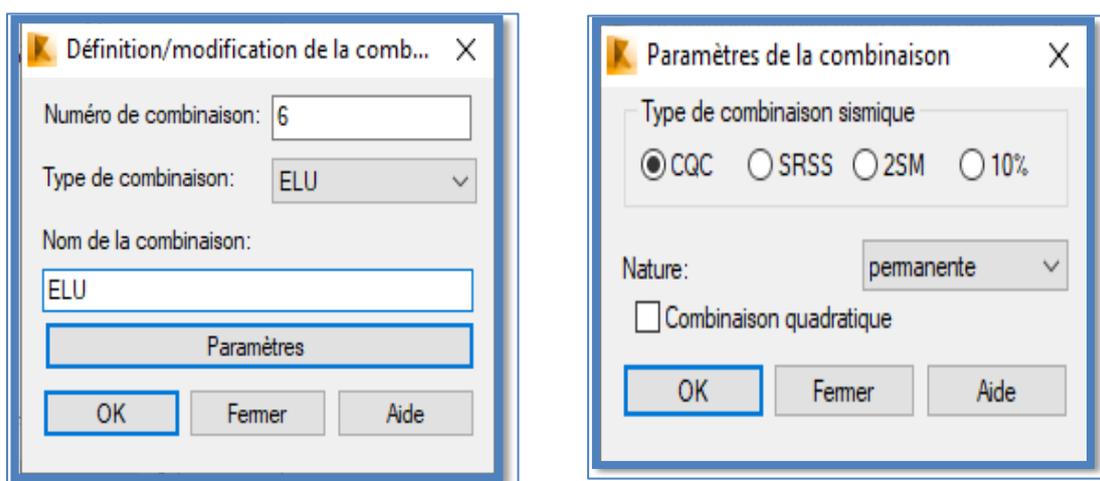


Figure 16 : Définition des combinaisons.

- Cliquer Ok
- Dans la boîte de dialogue ci-dessus appuyer sur appliquer puis nouvelle pour mettred'autres combinaisons
- Par le même principe on suit les 07 étapes précédentes
- Refaire la même procédure pour définir les combinaisons accidentelles suivantes:
 - ELS
 - $G + Q \pm V_x$ et $G + Q \pm V_y$
 - $G + Q \pm 1.2V_x$ et $G + Q \pm 1.2V_y$
 - $0.8G \pm V_x$ et $0.8G \pm V_y$

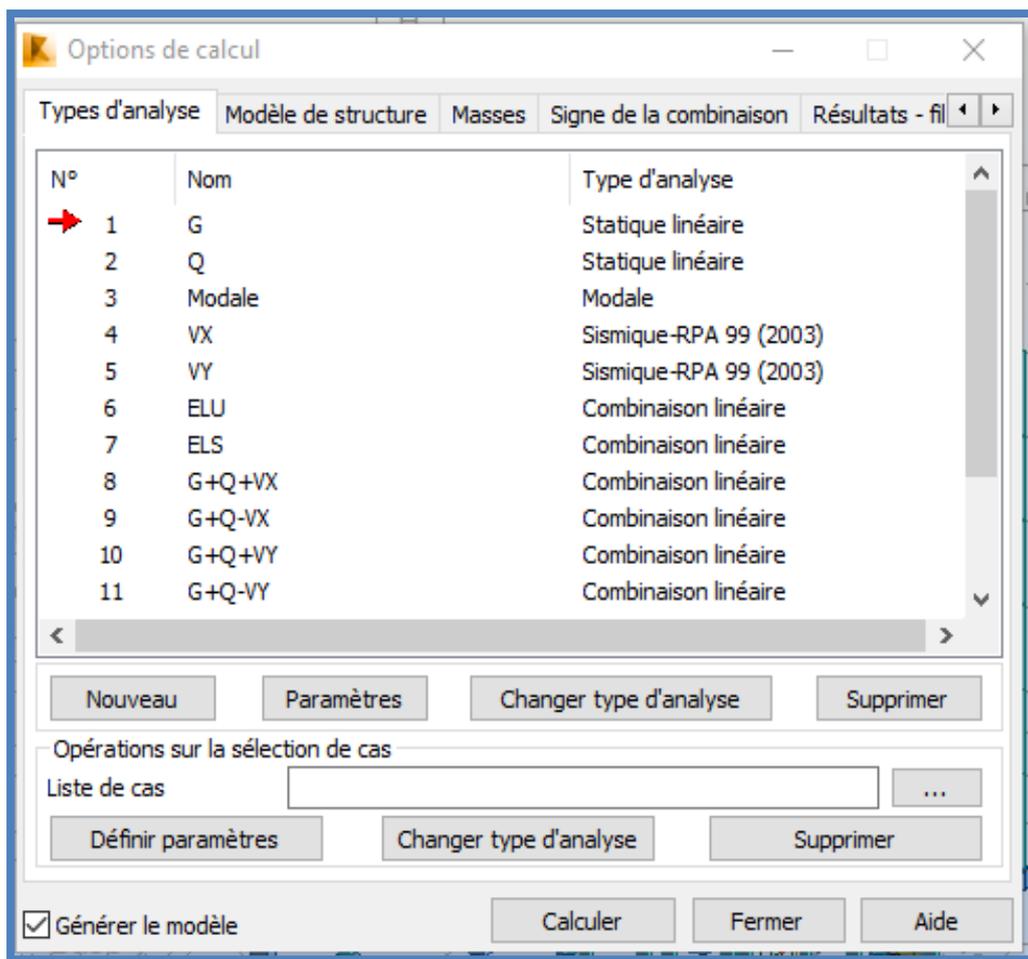


Figure 17 : Option de calcul.

Le lancement du calcul

Une fois toutes les démarches sont faites, il ne nous reste que le lancement de l'analyse on cliquant sur le bouton **calculer**  dans le menu.

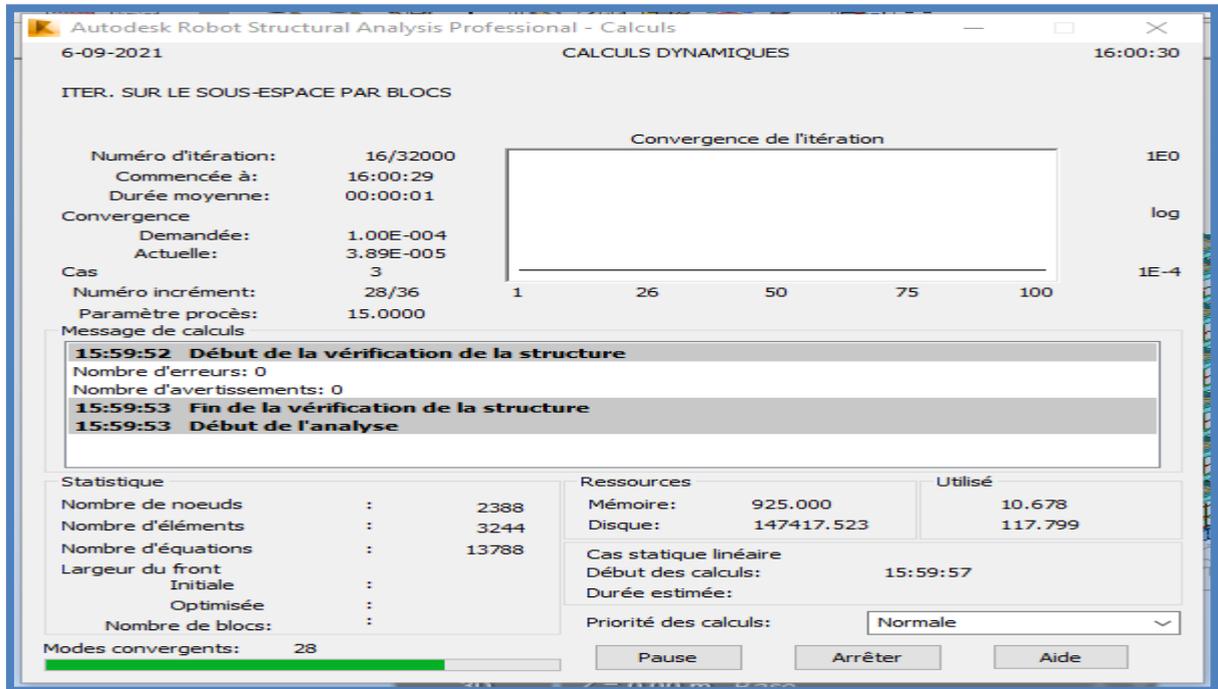


Figure 18 : Le lancement du calcul. .

IV .3.Etude sismique

IV .3.1.Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques. Ce sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à tels phénomènes. Afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines la construction parasismique s'apparue. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV 3.2.Choix de la méthode de calcul

Selon le **RPA 99** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

Dans notre cas, d'après le RPA 99/version 2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **IIa** et dans le groupe d'usage **2**, la méthode statique équivalent est alors applicable.

IV 3.3. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente constitue le support de plusieurs codes de calculs parasismiques à travers le monde. Elle constitue une approche facile à manipuler par les utilisateurs, cependant elle n'est applicable que sous certaines conditions que nous énumérons ci-après d'après le **RPA 99 / version 2003** :

➤ **Régularité en plan**

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses :

Notre bâtiment présente une configuration symétrique suivant l'axe longitudinale et configuration symétrique suivant l'axe transversale → **Condition vérifié.**

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité		Lx (m)	Ly (m)	ex/lx (%)	ey/ly (%)	L≤15%
	XG (m)	YG (m)	XCR (m)	YC (m)	EX (m)	EY (m)					
RDC	13.45	9.65	13.45	9.57	0.00	0.17	26.90	19.30	0	0.8	C.V
Etage0 1	13.45	9.65	12.85	9.57	0.59	0.07	26.90	19.30	2.19	0.36	C.V
Etage0 2	13.45	9.65	12.85	9.58	0.61	0.05	26.90	19.30	2.27	0.26	C.V
Etage0 3	13.45	9.65	12.85	9.58	0.59	0.07	26.90	19.30	2.19	0.36	C.V
Etage0 4	13.45	9.65	12.85	9.58	0.59	0.07	26.90	19.30	2.19	0.36	C.V
Etage5	13.45	9.65	12.85	9.58	0.59	0.12	26.90	19.30	2.19	0.62	C.V

1. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du

: **Tableau 1: Vérification de l'excentricité pour la régularité en plan.**

2. plancher inférieur ou égal 4

RDC :

Longueur/largeur = $26.90/19.30 = 1.39 < 4$...**Condition vérifié.**

Etage courant :

Longueur/largeur = $26.90/19.30 = 1.39 < 4$ **Condition vérifié.**

3. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction :

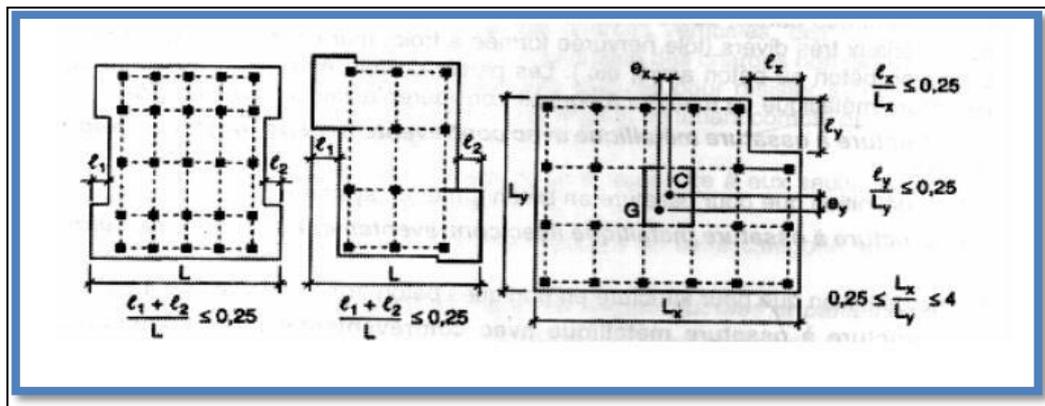


Figure 19 : Décrochements en plan limites autorisé par le RPA/2003

RDC :

$(2.05 + 2.05) / (19.30) = 0.21 < 0.25$ **Condition vérifié.**

Etage courant :

$(2.05 + 2.05) / (19.30) = 0.21 < 0.25$ **Condition vérifié.**

2. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à **15%** de celle de ce dernier.

–La surface du plancher niveau (RDC) = 438.49m^2

–La surface du plancher niveau (EC) = 438.49 m^2

–La surface des ouvertures = 97.35 m^2

RDC :

$97.35/438.49 = 0.22 = 2.1\% < 15\%$ **Condition est vérifiée.**

Etage courant :

$97.35/438.49 = 0.22 = 2.1\% < 15\%$ **Condition est vérifiée.**

La hauteur de la structure : **H = 19 m < 23 m (Groupe 2 ; Zone IIa)**

Tableau 2: Conditions sur la hauteur totale et le nombre de niveaux des bâtiments.

Zone	Groupe 1A	Groupe 1B	Groupe 2	Groupe 3
I	$H_T \leq 65\text{cm}$	$H_T \leq 65\text{cm}$	$H_T \leq 65\text{cm}$	$H_T \leq 65\text{cm}$
II	$H_T \leq 10\text{cm}$ $N_{\text{niv}} \leq 3$	$H_T \leq 17\text{cm}$ $N_{\text{niv}} \leq 5$	$H_T \leq 23\text{cm}$ $N_{\text{niv}} \leq 7$	$H_T \leq 65\text{cm}$
III	$H_T \leq 8\text{cm}$ $N_{\text{niv}} \leq 2$	$H_T \leq 10\text{cm}$ $N_{\text{niv}} \leq 3$	$H_T \leq 17\text{cm}$ $N_{\text{niv}} \leq 5$	$H_T \leq 17\text{cm}$ $N_{\text{niv}} \leq 5$

* H_T = hauteur maximale du bâtiment
 * N_{niv} = nombre de niveaux maximal

IV 3.4.Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV 3.5.Modélisation

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

CHAPITRE IV : MODILISATION PAR ROBOT ET ETUDE SISMIQUE

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale. Notre structure est régulière.

Tableau 3 : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2014).

Mode	Fréquence (Hz)	Période(sec)	Masses cumulées UX(%)	Masses cumulées UY(%)	Masses cumulées UZ(%)	Masses Modale UX(%)	Masses Modale UY(%)	Masses Modale UZ(%)
1	2.11	0.47	67.07	1.41	0.00	67.07	1.41	0.00
2	2.23	0.45	69.39	65.59	0.00	2.31	64.19	0.00
3	2.69	0.37	71.05	69.53	0.00	1.67	3.93	0.00
4	7.65	0.13	71.07	71.20	0.00	0.02	1.67	0.00
5	8.60	0.12	82.40	71.20	0.00	11.33	0.01	0.00
6	9.76	0.10	87.41	71.88	0.00	5.00	0.67	0.00
7	10.25	0.10	87.74	87.16	0.01	0.34	15.29	0.01
8	11.40	0.09	87.85	87.65	0.02	0.11	0.49	0.01
9	12.34	0.08	88.10	88.68	0.02	0.25	1.02	0.00
10	14.58	0.07	88.10	88.68	13.36	0.00	0.00	13.34
11	14.78	0.07	88.10	88.68	21.20	0.00	0.00	7.84
12	14.78	0.07	88.10	88.68	33.25	0.00	0.00	12.05
13	14.82	0.07	88.10	88.68	37.57	0.00	0.00	4.32
14	15.99	0.06	88.10	88.68	38.06	0.00	0.00	0.49
15	16.22	0.06	88.10	88.68	38.15	0.00	0.00	0.09
16	16.30	0.06	88.10	88.68	38.16	0.00	0.00	0.00
17	16.33	0.06	88.10	88.68	38.20	0.00	0.00	0.04
18	17.27	0.06	88.10	88.69	38.71	0.00	0.02	0.51
19	17.38	0.06	88.10	88.71	38.95	0.00	0.02	0.24
20	17.48	0.06	88.11	88.71	39.51	0.00	0.00	0.56
21	17.69	0.06	88.11	88.71	39.55	0.00	0.00	0.04
22	17.76	0.06	88.11	88.71	39.55	0.00	0.00	0.00
23	17.86	0.06	88.11	88.74	39.55	0.00	0.03	0.00
24	18.95	0.05	88.12	88.74	41.88	0.01	0.00	2.33

CHAPITRE IV : MODILISATION PAR ROBOT ET ETUDE SISMIQUE

25	18.97	0.05	88.12	88.79	41.88	0.01	0.04	0.01
26	19.47	0.05	88.15	88.86	41.89	0.03	0.07	0.00
27	19.66	0.05	88.15	88.86	44.02	0.00	0.00	2.13
28	19.81	0.05	93.67	88.92	44.02	5.52	0.06	0.00
29	19.95	0.05	93.72	88.92	44.24	0.04	0.00	0.22
30	20.04	0.05	93.86	88.92	44.33	0.14	0.00	0.08
31	20.12	0.05	94.33	88.93	44.33	0.47	0.01	0.00
32	20.29	0.05	94.33	88.93	44.82	0.00	0.00	0.50
33	20.34	0.05	94.33	88.97	44.83	0.00	0.04	0.00
34	20.42	0.05	94.35	88.97	44.84	0.02	0.01	0.01
35	20.44	0.05	94.37	88.97	44.84	0.02	0.00	0.00
36	20.55	0.05	94.37	88.98	44.91	0.01	0.00	0.06
37	20.58	0.05	94.38	88.98	44.92	0.01	0.00	0.01
38	20.67	0.05	94.39	88.98	46.38	0.00	0.01	1.46
39	20.72	0.05	94.39	88.98	47.06	0.00	0.00	0.69
40	20.86	0.05	94.39	88.99	47.07	0.00	0.00	0.01
41	20.98	0.05	94.40	89.02	54.68	0.01	0.03	7.61
42	21.00	0.05	94.41	89.03	55.99	0.01	0.02	1.31
43	21.12	0.05	94.41	89.15	58.35	0.00	0.12	2.36
44	21.15	0.05	94.41	89.19	59.79	0.00	0.03	1.44
45	21.19	0.05	94.42	89.19	65.22	0.01	0.01	5.43
46	21.19	0.05	94.42	89.22	65.22	0.00	0.03	0.00
47	21.21	0.05	94.43	89.25	65.28	0.00	0.03	0.06
48	21.22	0.05	94.43	89.25	65.31	0.00	0.00	0.03
49	21.29	0.05	94.43	89.27	65.32	0.00	0.02	0.01
50	21.45	0.05	94.47	90.42	65.78	0.04	1.15	0.46

Analyse des résultats

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.47\text{sec}$
- Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- On doit retenir les **50** modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne 90% (selon le RPA99/2003).

IV 3.6. Nombre des modes considérés

Selon RPA 99 / **version 2003 (Art 4.3.4)**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

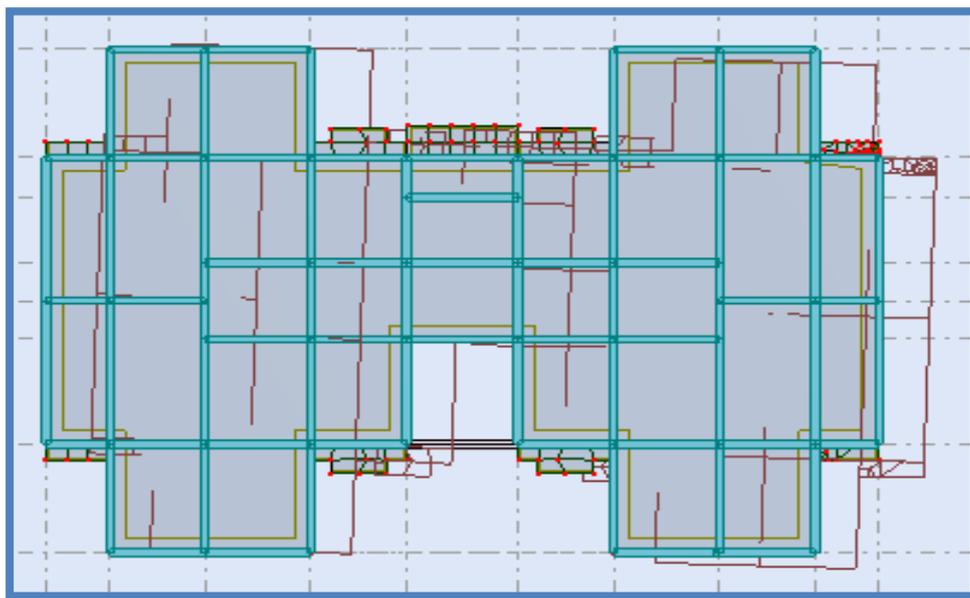


Figure 20: 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014).

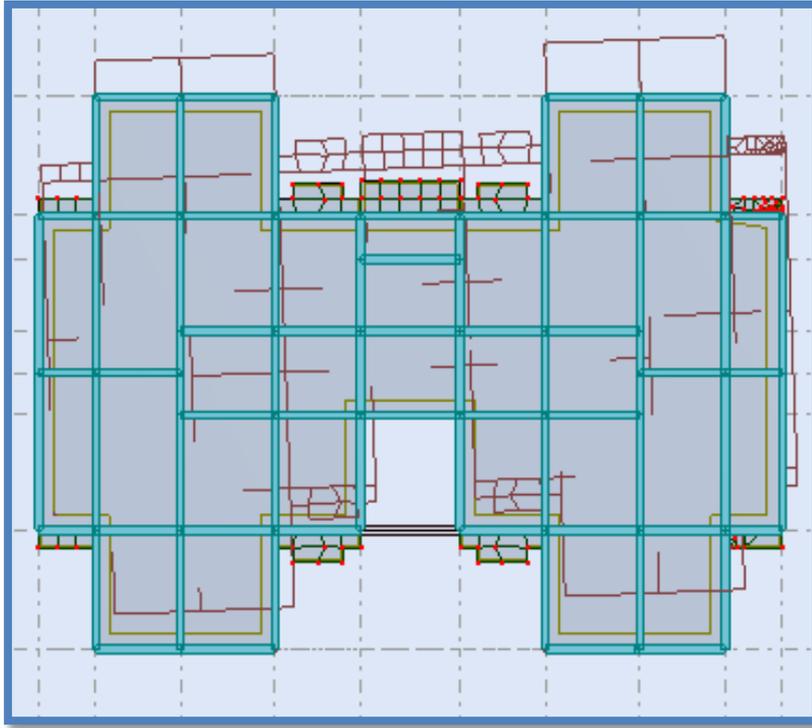


Figure 21: 2ème mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultatsRobot 2014).

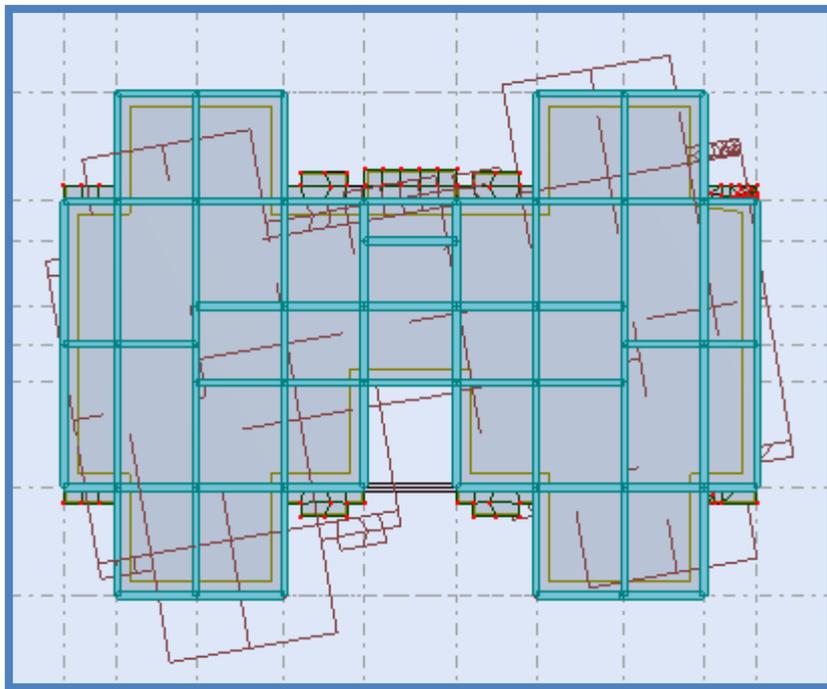


Figure 22 : 3ème mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014).

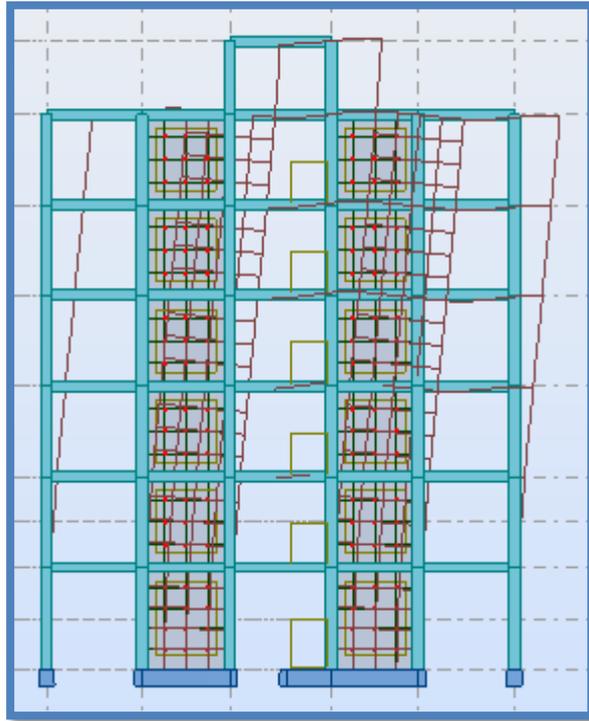


Figure 23: 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X-Z (résultats de Robot)

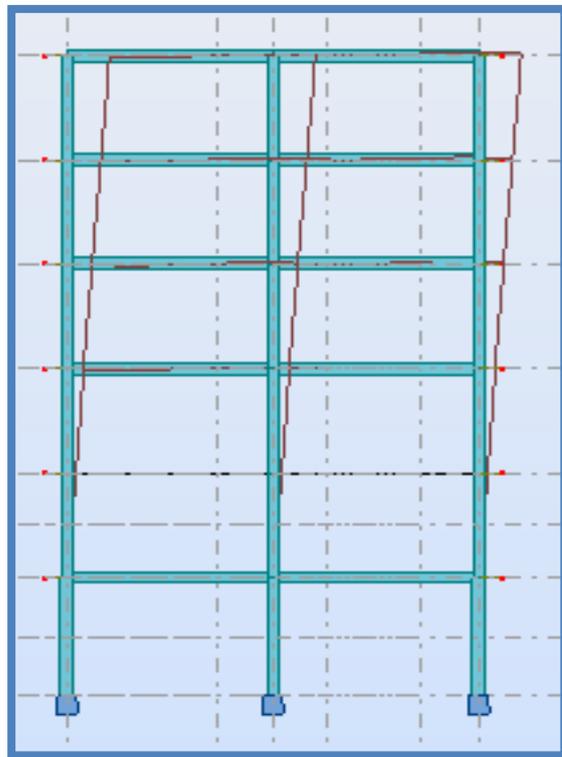


Figure 24: 2ème mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: Y-Z (résultats de Robot 2014).

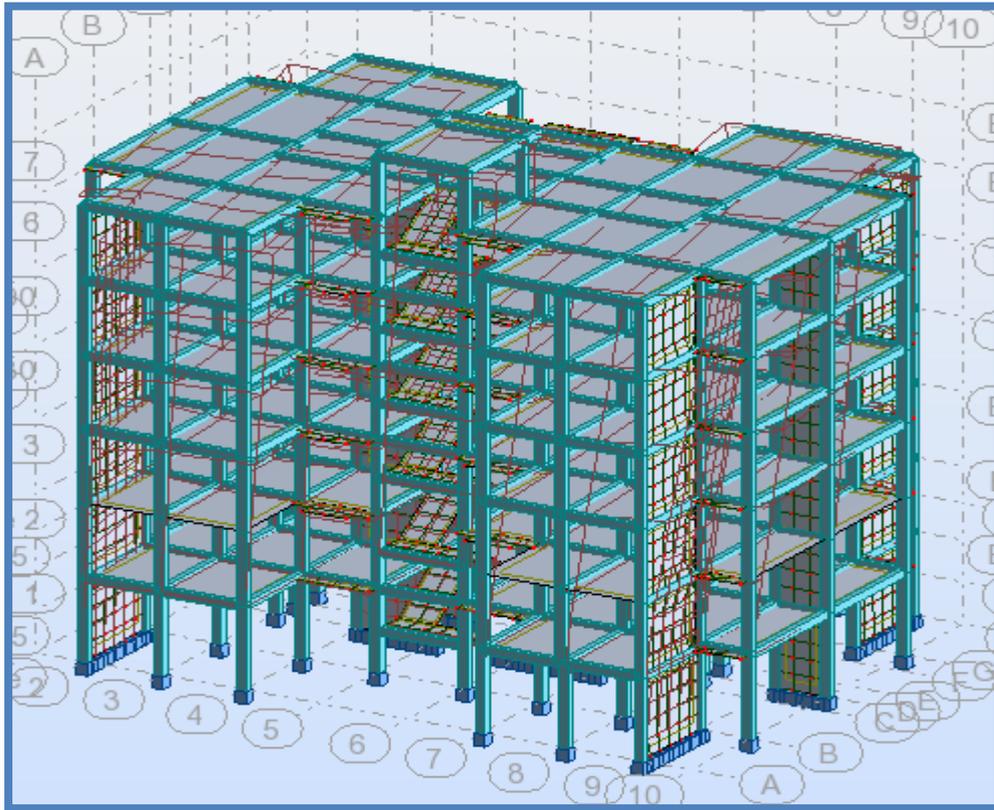


Figure 25 : 3éme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: 3D (résultats de Robot 2014).

IV .4.Calcul de la force sismique totale [1]

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V=(D.Q.A. W)/R$$

IV .4.1.Coefficient d'accélération de zone (A)

La valeur est donnée par le **tableau 4.1 du RPA** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Donc : $A = 0,15$

IV .4.2.Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Ce facteur est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) (d'après l'article 4.2 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = CT (hN)^{3/4}$$

hN : 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 du RPA** CT = 0,05.

Donc :

$$T = CT (hN)^{3/4} = 0.05(21.5)^{3/4} = 0.50 \text{ s}$$

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09hN/\sqrt{D}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 26.90 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.09 \times 21.5 / \sqrt{26.90} = 0.37 \text{ sec}$$

$$D_y = 19.30 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.09 \times 21.5 / \sqrt{19.30} = 0.44 \text{ sec}$$

Donc :

$$T = \min (T_x ; T_y ; T) = \text{Min}(0.37 ; 0.44 ; 0.50).$$

$$\text{Donc : } T = 0.37 \text{ sec.}$$

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art4.2.4.b)**:

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

On a Tnumérique= 0.47 sec « calculé par le logiciel robot structural analysis 2014 »

$$\text{Et : } 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.37 = 0.48 \text{ sec.}$$

Donc : Tnumérique = 0.47 sec < 1.3xTempirique= 0.48 sec**Condition vérifiée.**

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site (**tab 4.7 du RPA**).

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Site S3 :

On a : $0 < T = 0.47 \text{ sec} < T_2 = 0.50$

$$\text{Donc : } D = 2,5\eta$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

on a $\xi = 7(\%)$,

$$\eta = 0,882$$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \times 0.882 = 2.205$$

$$T_1 = 0.15 \text{ sec}$$

IV .4.3.Coefficient de comportement global de la structure (R)

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3** de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4** du **RPA 99/version 2003**. Dans notre structure on a un système de contreventement en portiques contreventés par des voiles, alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 4**

IV .4.4.Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction
- La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non", les critères de qualité "q" à vérifier sont :

a) Conditions minimales sur les files de contreventement

D'après le RPA 99/version 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

Sens longitudinal

Il'y a des portiques contient une seule travée → critère non observé $p_q = 0,05$

Sens transversal

Il'y a des portiques contient deux travée → critère non observé $p_q = 0,05$

b) Redondance en plan

Chaque étage devra avoir en plan au moins **(4) files de portiques** ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

Sens longitudinal : (3 files)

$L_{max} / L_{min} = 3.75 / 1.45 = 2.59 > 1,5$ Critère non observé $p_q = 0.05$

Sens transversal : (6 files)

$L_{max} / L_{min} = 3.60 / 2.05 = 1.76 > 1,5$... Critère non observé $p_q = 0,05$

c) Régularité en plan

Conditions vérifie alors $p_q = 0$

d) Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont ça charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée comme régulière en élévation $p_q = 0$

e) Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q = 0,05$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier, cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0$

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1.15$$

$$Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1.15$$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0,2$ valeurs du coefficient de pondération.

$$W = 27405.63 \text{ KN}$$

$$V = \frac{D \cdot Q \cdot A}{R} W = \frac{2.05 \cdot 1.15 \cdot 0.15}{4} 27405.63$$

$$V = 2084.81 \text{ KN}$$

IV .4.5. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$0.8 \times V_{\text{statique}} = 0.8 \times 2606.02 = 2084.81 \text{ KN.}$$

Cas 04 : $V_x \Rightarrow V_{x \text{ dynamique}} = 2309.15 \text{ KN.}$

Cas 05 : $V_y \Rightarrow V_{y \text{ dynamique}} = 2240.35 \text{ KN.}$

Tableau 3 : Vérification de la résultante des forces sismique.

	Vdynamique (KN)	0.8Vstatique (KN)	0.8Vstatique < Vdynamique
Vx	2309.15	2084.81	Condition vérifiée
Vy	2240.35	2084.81	Condition vérifiée

IV .4.6. Effets de la torsion accidentelle

Dans une analyse par modèle plans dans les deux directions orthogonales, les effets de la torsion accidentelle d'axe verticale sont à prendre en compte suit au paragraphe 4.2.7.

Dans une analyse tridimensionnelle, plus que l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Calcul de l'excentricité :

L'excentricité théorique :

$$e_x = | X_G - X_R | ; e_y = | Y_G - Y_R |$$

L'excentricité accidentelle :

$$e_{acc} = 0.05 \times L$$

L : est la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Tableau 4 : Valeurs de centre de masse et centre de torsion

Plancher	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	13.45	9.65	12.85	9.57
1^{er} Etage	13.45	9.65	12.85	9.57
2^{eme} Etage	13.45	9.65	12.85	9.58
3^{eme} Etage	13.45	9.65	12.85	9.58
4^{eme} Etage	13.45	9.65	12.85	9.58
5^{eme} Etage	13.45	9.65	12.85	9.58

Tableau 5 : L'excentricité théorique et accidentelle

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		Etheorique < eacc
	e _x	e _y	e _{acc} (ox)	e _{acc} (oy)	
RDC	0.00	0.17	1.345	0.965	Condition vérifié
1^{eme} étage	0.59	0.07	1.345	0.965	Condition vérifié
2^{eme} étage	0.61	0.05	1.345	0.965	Condition vérifié
3^{eme} étage	0.59	0.07	1.345	0.965	Condition vérifié
4^{eme} étage	0.59	0.07	1.345	0.965	Condition vérifié
5^{eme} étage	0.59	0.12	1.345	0.965	Condition vérifié

IV .4.7. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) [1]

Les effets du 2° ordre (ou effet (P-Δ)) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

PK : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "K".

ΔK: Déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

δ_k : Le déplacement horizontale à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i,

R : Coefficient de comportement,

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" (V_K = ∑ F_i),

h_K : Hauteur de l'étage "K".

Tableau 6: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X cas E_X.

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
RDC	0.074	4	0.296	0.234	93299.73	2309.09	350	0.027	C.V
Etage 01	0.132	4	0.530	0.141	66423.99	2207.27	310	0.014	C.V
Etage 02	0.168	4	0.671	0.04	44608.46	2045.62	310	0.0028	C.V
Etage 03	0.178	4	0.712	0.010	26599.64	1739.59	310	0.00049	C.V
Etage 04	0.175	4	0.702	0.004	13157.29	1312.86	310	0.00013	C.V
Etage 05	0.174	4	0.698	0.004	4290.69	752.28	310	0.000073	C.V

Tableau 7: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y cas Ey.

Etage	δ_e (m)	R	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	P_k (kg)	V_k (kg)	h_k (m)	θ	$\theta \leq 0.10$
RDC	0.009	4	0.037	0.025	93299.73	2240.28	350	0.003	C.V
Etage 01	0.015	4	0.062	0.018	66423.99	2146.58	310	0.0018	C.V
Etage 02	0.02	4	0.080	0.009	44608.46	1979.96	310	0.0067	C.V
Etage 03	0.022	4	0.089	0.009	26599.64	1687.51	310	0.00046	C.V
Etage 04	0.019	4	0.078	0.001	13157.29	1297.69	310	0.000033	C.V
Etage 05	0.0197	4	0.079	0.001	4290.69	738.73	310	0.000019	C.V

Puisque tous les coefficients θ sont inférieurs à **0,10** ; donc l'effet P- Δ est négligé.

IV .4.8.Vérification de déplacement [1]

Justification vis-à-vis des déformations : Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)

Les déplacements relatifs latéraux des étages, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

$$\Delta d = |d_i - d_{i-1}| \leq 0.01h_{\text{étage}} \quad \text{Avec} \quad d_i = R \cdot \delta_i$$

Tableau 8: Vérification vis-à-vis des déformations sens X cas Ex.

Etage	δ_x (cm)	R	$d_x=R*\delta_x$ (cm)	Δd_x (cm)	1% h_e (cm)	$\Delta d \leq 1\% h_e$
RDC	0.074	4	0.296	0.234	3.5	C.V
Etage 01	0.132	4	0.530	0.141	3.1	C.V
Etage 02	0.168	4	0.671	0.04	3.1	C. V
Etage 03	0.178	4	0.712	0.010	3.1	C. V
Etage 04	0.175	4	0.702	0.004	3.1	C.V
Etage 05	0.174	4	0.698	0.004	3.1	C. V

Tableau 9: Vérification vis-à-vis des déformations sens Y cas Ey.

Etage	δ_y (cm)	R	$d_y= R*\delta_y$ (cm)	Δd_y (cm)	1% h_e (cm)	$\Delta d \leq 1\% h_e$
RDC	0.009	4	0.037	0.025	3.5	C.V
Etage 01	0.015	4	0.062	0.018	3.1	C.V
Etage 02	0.02	4	0.080	0.009	3.1	C.V
Etage 03	0.022	4	0.089	0.009	3.1	C. V
Etage 04	0.019	4	0.078	0.001	3.1	C.V
Etage 05	0.0197	4	0.079	0.001	3.1	C. V

IV .5.Modélisation de la structure avec murs de remplissage :

Dans cette partie, on introduit les murs en maçonnerie dans le calcul structural dont le but est de prendre en compte leur effet sur le comportement de la structure, et d’estimer le gain réside dans la participation de ces murs dans la résistance de la structure.

IV .5.1.Le Modèle de la diagonale équivalente

Plusieurs modèles sont mis en œuvre pour prendre en compte l’influence de la maçonnerie sur le comportement des structures. Parmi ceux, un modèle simple qui a été initialement proposé par Polyakov, puis Holmes et Stafford Smith. Ce modèle consiste à remplacer le panneau de

remplissage par un élément diagonal. Dans la philosophie de ce modèle, la rigidité globale du portique avec panneau de maçonnerie est approximée par la rigidité des deux systèmes élémentaires en parallèle représentées sur la figure (9). Par conséquent, la rigidité globale est définie par la somme de la rigidité de flexion du portique (K_{tff}), et la rigidité horizontale du nœud libre du système diagonale-poteau (K_{cp}).

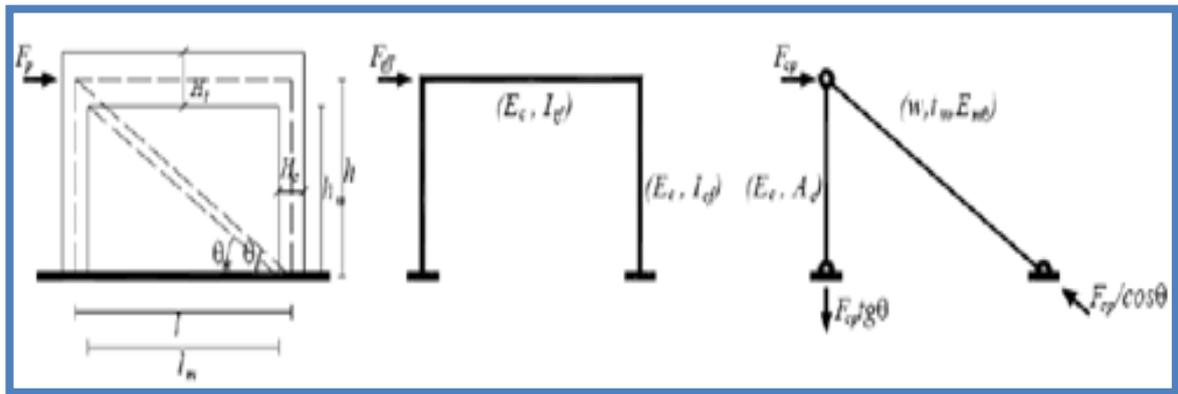


Figure 26 : La décomposition du système global.

Holmes a démontré que la largeur de la diagonale équivalente (w) en remplacement du panneau est d'environ un tiers de la longueur diagonale de celui-ci. Tandis que, Stafford Smith a noté que la largeur efficace de la diagonale dépend de la longueur de contact portique/panneau, ainsi que de la rigidité relative des deux composants. A la base de la théorie de la poutre en élasticité, Stafford Smith a proposé une relation reliant la longueur de contact et la rigidité relative. Dans le même contexte et en restant dans le même concept, plusieurs expressions ont été proposées dans la littérature afin d'exprimer la largeur de la diagonale équivalente. Dans notre travail, nous avons adopté la formule empirique proposée par Bazan et Meli comme illustré par la suite. A savoir, cette formule est auparavant validée dans le travail de Belghiat et al. sur des murs en maçonnerie construits par des briques en terre cuite largement répandus en Algérie. [8]

$$W = (0.35 + 0.22\beta) * h \text{ et } \beta = \frac{E_c A_c}{G_{inf} A_{inf}}$$

Sachant que:

W Largeur équivalente du mur

E_c Module de Young E

A_c la surface du poteau

A_{inf} la surface horizontale du panneau de remplissage

CHAPITRE IV : MODILISATION PAR ROBOT ET ETUDE SISMIQUE

G_{inf} le module de cisaillement de la maçonnerie

h Hauteur du poteaux

Suite à la méthode adoptée, les panneaux de maçonnerie de la structure sont modélisés par deux éléments diagonales croisés dont le but est de prendre en compte l'effet de la réversibilité de l'effort sismique. La largeur de ces diagonales est calculée par la formule précédente. Concernant les paramètres du matériaux 'Maçonnerie', le logiciel ROBOT nous a permis d'ajouter un nouveau jeu de paramètres sous la dénomination UTILISATEUR comme montre le tableau suivant. Ce jeu de paramètres est inspiré depuis les travaux expérimentaux de Belghiat et al. sur les briques Algériennes. [8]

Paramètre	Valeur adoptée
Module de Young E (MPa)	7800.00
Masse volumique (kg/m ³)	9.00
Coefficient de poisson	0.18
G_{inf} le module de cisaillement de la maçonnerie	3300.00
Coefficient d'amortissement	0.04

La vue en 3D de notre structure après avoir introduire les panneaux de maçonnerie est représentée sur la figure suivante :

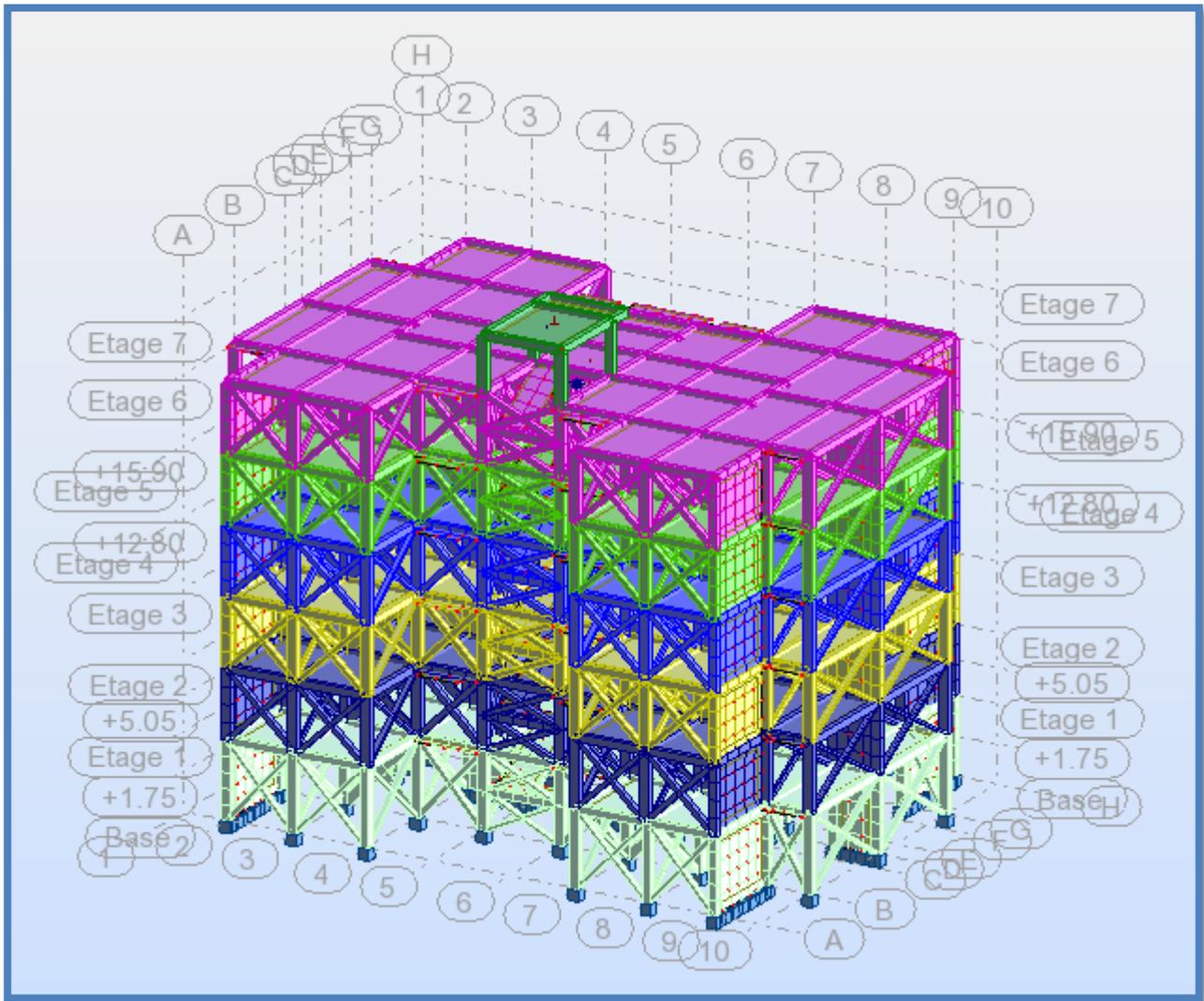


Figure 27: La vue en 3D de structure

Après avoir lancer le calcul, nous avons obtenu les périodes et les facteurs de participation modale comme montre le tableau suivant :

Tableau 10 : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2014).

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumuléés UX(%)	Masses cumuléés UY(%)	Masses cumuléés UZ(%)	Masses Modale UX(%)	Masses Modale UY(%)	Masses Modale UZ(%)
1	5.24	0.19	1.53	69.52	0.00	1.53	69.52	0.00
2	5.67	0.18	72.56	72.14	0.00	71.03	2.62	0.00
3	6.67	0.15	80.35	73.50	0.00	7.79	1.36	0.00
4	8.01	0.12	80.36	75.65	0.00	0.01	2.14	0.00

CHAPITRE IV : MODILISATION PAR ROBOT ET ETUDE SISMIQUE

5	9.41	0.11	81.33	75.65	0.00	0.96	0.00	0.00
6	12.13	0.08	81.52	75.65	0.00	0.20	0.00	0.00
7	16.85	0.06	85.37	83.08	0.11	3.85	7.43	0.11
8	17.34	0.06	91.51	88.94	0.13	6.14	5.86	0.02
9	18.10	0.06	91.52	88.99	0.39	0.00	0.05	0.25
10	18.77	0.05	91.55	88.99	0.39	0.04	0.00	0.00
11	20.03	0.05	92.24	89.25	1.28	0.69	0.26	0.89
12	20.16	0.05	92.24	89.35	28.68	0.00	0.10	27.40
13	20.37	0.05	92.25	89.35	28.75	0.00	0.00	0.07
14	20.63	0.05	92.27	89.35	41.81	0.02	0.00	13.06
15	20.72	0.05	92.29	89.35	41.82	0.03	0.00	0.01
16	20.88	0.05	92.29	89.41	41.86	0.00	0.06	0.03
17	20.91	0.05	92.30	89.49	43.55	0.01	0.08	1.69
18	21.20	0.05	92.31	89.54	69.12	0.00	0.05	25.57
19	21.46	0.05	92.41	89.79	69.12	0.10	0.25	0.00
20	21.78	0.05	92.42	89.79	71.92	0.01	0.00	2.80
21	22.04	0.05	92.44	89.79	72.50	0.02	0.00	0.58
22	22.20	0.05	92.46	89.80	73.01	0.02	0.00	0.51
23	22.51	0.04	92.46	89.80	73.07	0.00	0.00	0.06
24	22.59	0.04	92.46	89.80	73.26	0.00	0.00	0.19
25	22.89	0.04	92.62	89.82	73.66	0.16	0.02	0.40
26	23.01	0.04	92.68	89.83	73.90	0.06	0.01	0.24
27	23.08	0.04	92.69	89.99	76.59	0.01	0.16	2.69
28	23.48	0.04	92.69	90.00	76.62	0.00	0.00	0.03

IV .5.2.Analyse des résultats

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,19$ sec
- Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- On doit retenir les **28** modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

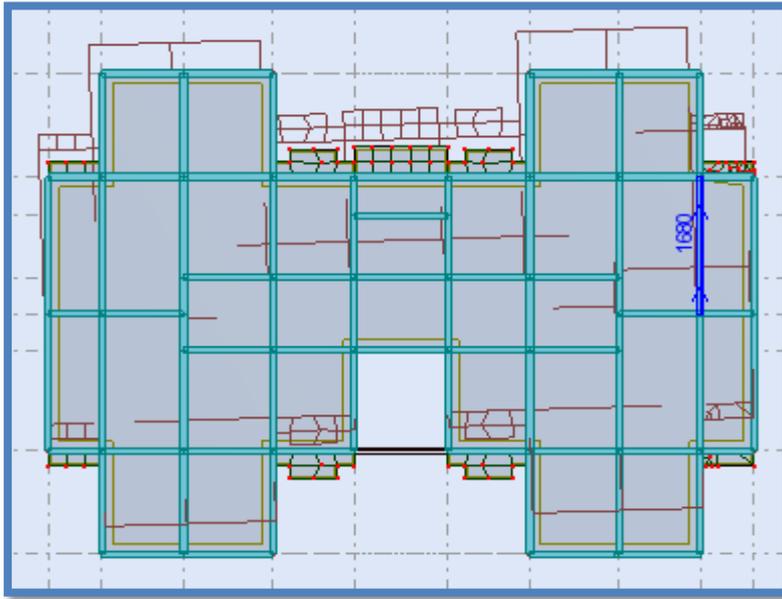


Figure 28 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014).

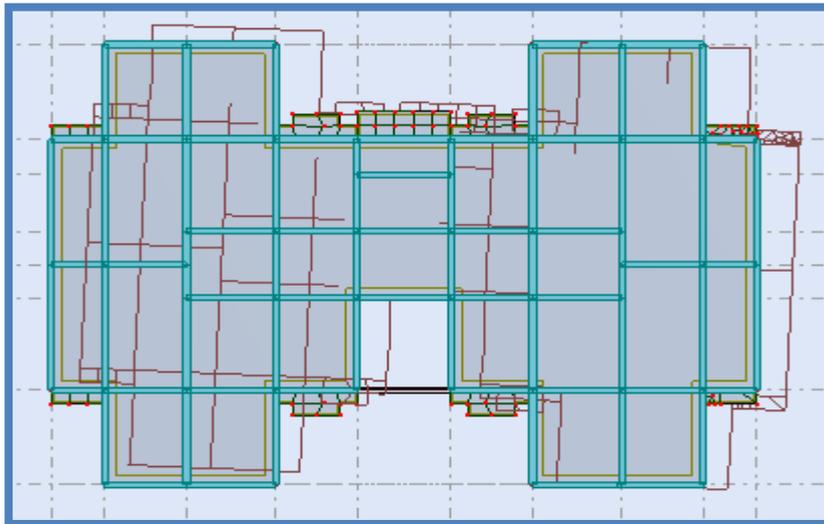


Figure 29 : 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y

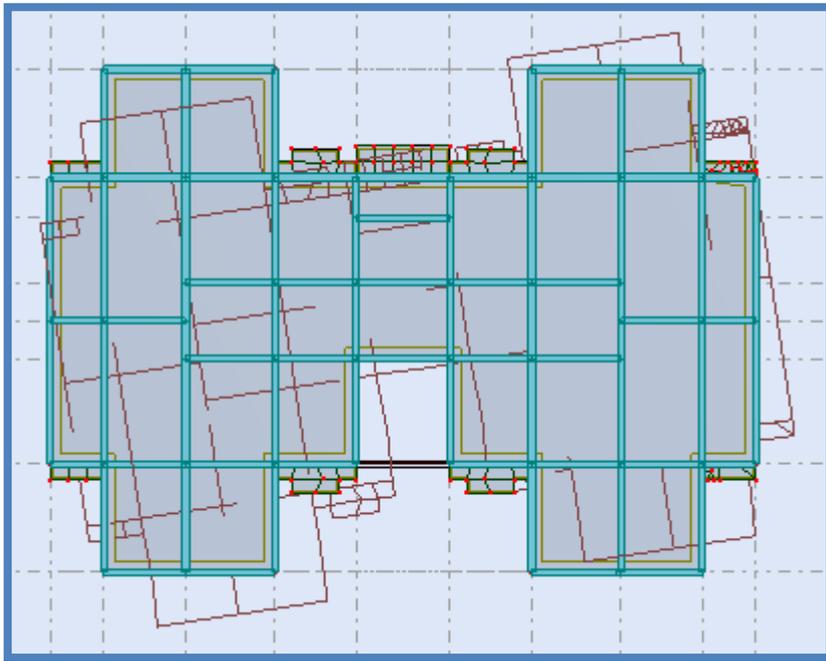


Figure 30: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans leplan X-Y (résultats de Robot 2014).

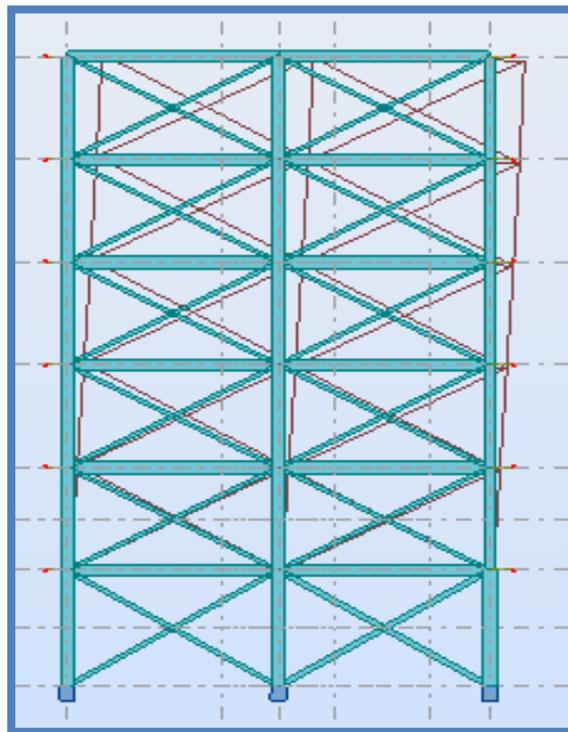


Figure 31 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: Y-Z

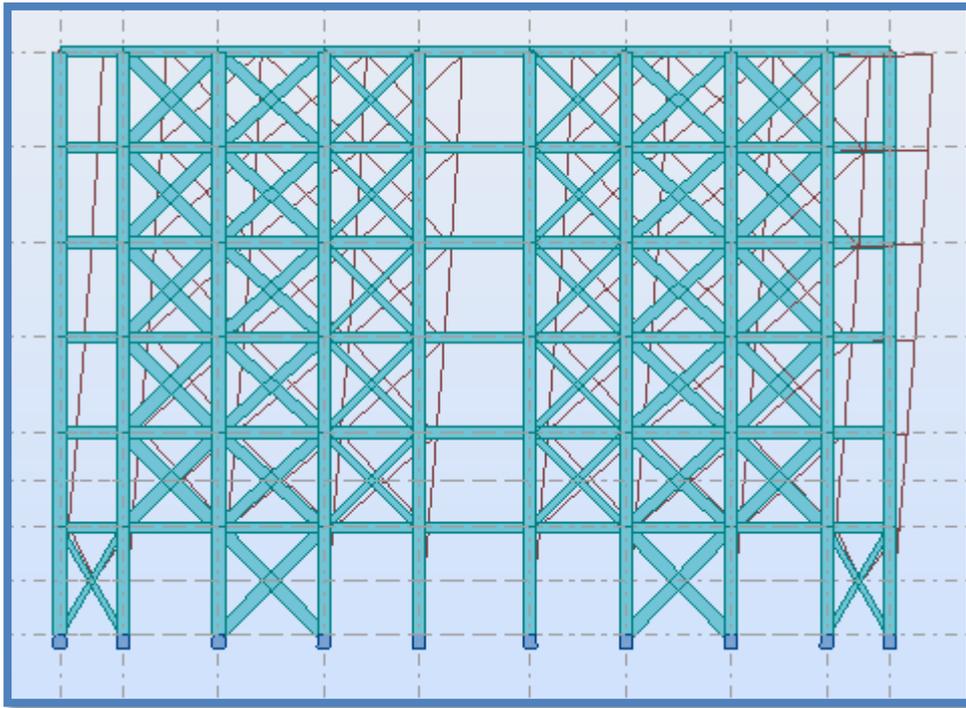


Figure 32: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X-Z (résultats de Robot 2014).

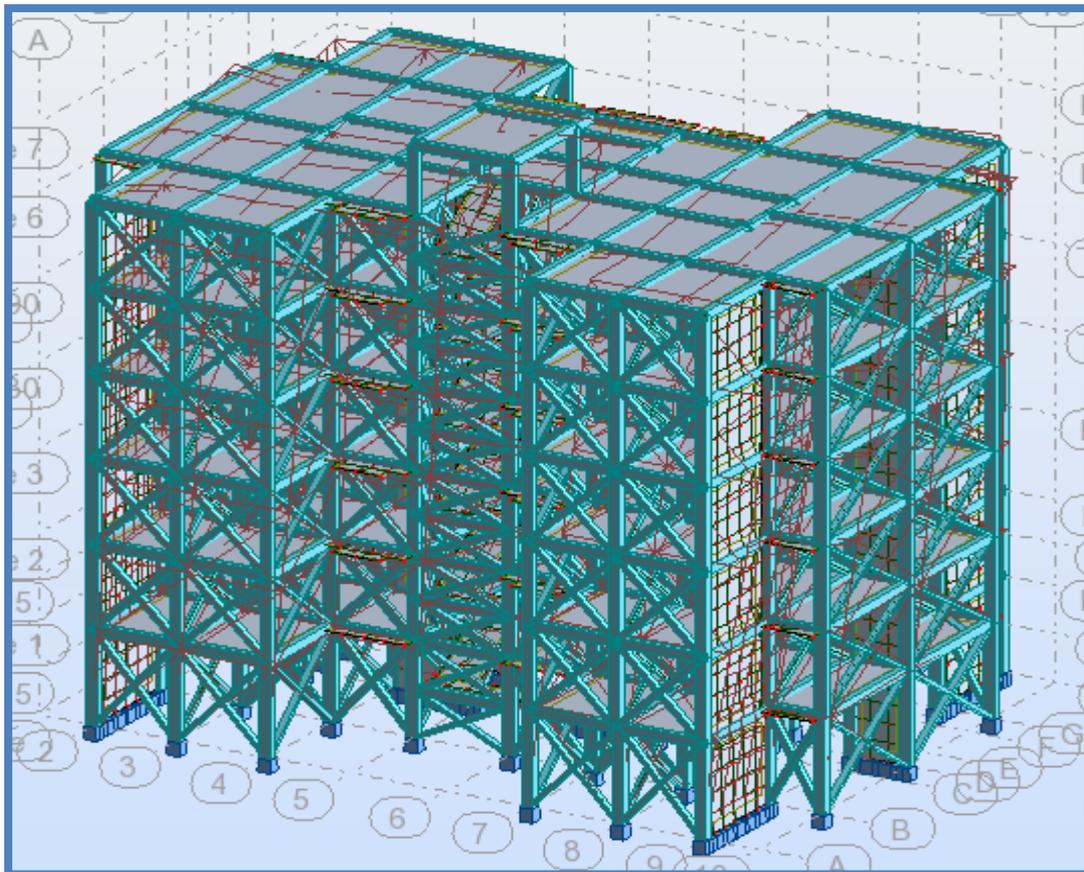


Figure 33 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: 3D (résultats de Robot 2014).

IV .5.3.Calcul de la force sismique totale

$$V_x=V_y=(D.Q.A. W)/R$$

Et

$$D=2.205$$

$$Q_x=Q_y=1.15$$

$$A=0.15$$

$$W=27405.63\text{KN}$$

$R=3.5$ (pour Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide)

$$V_x=V_y=2978.31\text{KN}$$

$$0.8V_x=0.8V_y= 2382.65\text{KN}$$

Tableau 11 : Vérification de la résultante des forces sismique.

	Vdynamique (KN)	0.8Vstatique(KN)	0.8Vstatique< Vdynamique
V_x	2746.92	2382.65	Condition vérifiée
V_y	2643.13	2382.65	Condition vérifiée

IV .5.4.Effets de la torsion accidentelle

Calcul de l'excentricité :

Tableau 12 : Valeurs centre de masse et centre de torsion

Plancher	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	13.45	9.65	12.85	9.57
1^{er} Etage	13.45	9.65	12.85	9.57
2^{eme} Etage	13.45	9.65	12.85	9.58
3^{eme} Etage	13.45	9.65	12.85	9.58
4^{eme} Etage	13.45	9.65	12.85	9.58
5^{eme} Etage	13.45	9.65	12.85	9.58

L'excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_R| ; e_y = |Y_G - Y_R|$$

L'excentricité accidentelle :

$$e_{acc} = 0.05 \times L$$

Tableau 13 : L'excentricité théorique et accidentelle

Planche r	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		e _{theorique} < e _{acc}
	e _x	E _y	e _{acc} (ox)	e _{acc} (oy)	
RDC	0.01	0.07	1.345	0.965	Condition vérifié
1^{eme} étage	0.59	0.04	1.345	0.965	Condition vérifié
2^{eme} étage	0.59	0.04	1.345	0.965	Condition vérifié
3^{eme} étage	0.59	0.04	1.345	0.965	Condition vérifié
4^{eme} étage	0.59	0.04	1.345	0.965	Condition vérifié
5^{eme} étage	0.59	0.11	1.345	0.965	Condition vérifié

IV .5.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) [1]

Les effets du 2^o ordre (ou effet (P-Δ)) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

$$\text{et : } \Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i,

R : Coefficient de comportement,

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" (V_K = Σ F_i),

h_K : Hauteur de l'étage "K".

CHAPITRE IV : MODILISATION PAR ROBOT ET ETUDE SISMIQUE

Tableau 14: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X cas EX.

Etage	δe_k (cm)	R	δk (cm)	Δk (cm)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
RDC	0.028	3.5	0.098	0.098	93299.73	2746.92	350	0.009	C.V
Etage 01	0.051	3.5	0.178	0.081	66423.99	2581.41	310	0.0067	C.V
Etage 02	0.074	3.5	0.259	0.081	44608.46	2292.82	310	0.0051	C.V
Etage 03	0.095	3.5	0.332	0.073	26599.64	1906.45	310	0.0033	C.V
Etage 4	0.112	3.5	0.392	0.060	13157.29	1418.78	310	0.002	C.V
Etage 5	0.127	3.5	0.446	0.054	4290.69	809.61	310	0.00092	C.V

Tableau 15: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y cas Ey.

Etage	δe (m)	R	δk (cm)	Δk (cm)	Pk (kg)	Vk (kg)	hk (m)	θ	$\theta \leq 0.10$
RDC	0.20	3.5	0.071	0.071	93299.73	2643.15	350	0.007	C.V
Etage 01	0.048	3.5	0.169	0.098	66423.99	2522.13	310	0.008	C.V
Etage 02	0.078	3.5	0.274	0.105	44608.46	2271.35	310	0.0066	C.V
Etage 03	0.11	3.5	0.374	0.101	26599.64	1918.85	310	0.0045	C.V
Etage 04	0.13	3.5	0.463	0.089	13157.29	1462.34	310	0.0026	C.V
Etage 05	0.15	3.5	0.545	0.082	4290.69	859.42	310	0.0013	C.V

Puisque tous les coefficients θ sont inférieurs à **0,10** ; donc l'effet P- Δ est négligé.

IV .5.6.Vérification de déplacement

$$\Delta d = |d_i - d_{i-1}| \leq 0.01 h_{\text{étage}} \quad \text{Avec } d_i = R \cdot \delta_i$$

Tableau 16: Vérification vis-à-vis des déformations sens X cas Ex.

Etage	δX (cm)	R	$dx=R*\delta x$ (cm)	Δdx (cm)	1%he (cm)	$\Delta d \leq 1\% he$
RDC	0.028	3.5	0.098	0.098	3.5	C.V
Etage 01	0.051	3.5	0.178	0.081	3.1	C.V
Etage 02	0.074	3.5	0.259	0.081	3.1	C. V
Etage 03	0.095	3.5	0.332	0.073	3.1	C. V
Etage 04	0.112	3.5	0.392	0.060	3.1	C.V
Etage 05	0.127	3.5	0.446	0.054	3.1	C. V

Tableau 17: Vérification vis-à-vis des déformations sens Y cas Ey.

Etage	δy (cm)	R	$dy= R*\delta y$ (cm)	Δdy (cm)	1% he (cm)	$\Delta d \leq 1\% he$
RDC	0.20	3.5	0.071	0.071	3.5	C.V
Etage 01	0.048	3.5	0.169	0.098	3.1	C.V
Etage 02	0.078	3.5	0.274	0.105	3.1	C.V
Etage 03	0.11	3.5	0.374	0.101	3.1	C. V
Etage 04	0.13	3.5	0.463	0.089	3.1	C.V
Etage 05	0.15	3.5	0.545	0.082	3.1	C. V

Conclusion :

Pour conclure ce chapitre et après avoir terminé les analyses des deux cas et achevé les vérifications nécessaires, les sorties de calcul des deux modèles sont mises en parallèle sous forme de tableau comme illustré par la suite :

Tableau 18: la différence entre les deux cas

Paramètre et formule		Cas 01 structure sans murs de remplissage		Cas 02 structure avec murs de remplissage	
Paramètre	Commentaire	Cas 01	Remarque	Cas 02	Remarque
Période T(s)	Rigide (0.37) ≤flexible ≤souple (0.5)	0.47	Structure flexible	0.19	Structure rigide
Force sismique V	0.8V statique <V dynamique	2084.81<2309.15	C.V	2382.65<2746.92	C.V
L'effet P-Δ	$\theta = Pk \Delta k / V_k h_k \leq 0.10$	$0.027 \leq 0.10$	C.V	$0.007 \leq 0.10$	C.V
Le déplacement	$\Delta d = d_i - d_{i-1} \leq 0.01$ hétage	$0.234 \leq 3.1$	C.V	$0.105 \leq 3.1$	C.V



Chapitre V
FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX



V.1. Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferrailage, on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014), qui nous a permis de déterminer les différentes sollicitations des différents éléments sous les différentes combinaisons de calcul.

- Les poteaux en flexion composée déviée.
- Les poutres en flexion simple.
- Les voiles en flexion composée [5].

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.2. Calcul du ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se calcul en fonction de l'excentricité du à la présence d'un effort de compression et des moments fléchissant (flexion composée).

V.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul

Combinaisons fondamentales : **BAEL 91 révisée 99.**

$1,35G + 1,5Q$ (ELU).

$G + Q$ (ELS).

Combinaisons accidentelles : **RPA 99 / version 2003.**

$G + Q \pm 1,2E$ (ACC).

$0.8G \pm E$ (ACC).

V.2.2. Calcul du ferrailage longitudinal

D'après l'RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2.1).

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimale sera de 0,8 % (zone **IIa**).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone d'encastrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone **IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone **IIa**).

1er Cas (sans murs de maçonneries)

Tableau 1 : Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau cas **ACC**

Etage	Section (cm ²)	M _{ymax} (KN.m)	N _{corr} (KN)	M _{zm} (KN.m)	N _{corr} (KN)	N _{min} (KN)	M _{ycorr} (KN.m)	M _{zcorr} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{ycor} (KN.m)	M _{zcor} (KN.m)
RDC	35 *40	28.00	442.07	25.57	532.60	38.62	15.03	11.53	732.43	2.62	9.92
Etage courant	30 *40	26.15	358.50	31.46	438.79	16.51	11.05	7.34	608.31	6.05	13.72

Tableau 2 : Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau cas **ELU**

Etage	Section (cm ²)	M _{ymax} (KN.m)	N _{corr} (KN)	N _{min} (KN)	M _{zmax} (KN.m)	N _{corr} (KN)	N _{min} (KN)	M _{ycorr} (KN.m)	M _{zcor} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{ycor} (KN.m)	M _{zcor} (KN.m)
RDC	35*40	18.83	941.49	23.74	410.72	330.48	0.74	23.08	941.49	18.83	16.48	
Etage courant	30 *40	21.73	478.15	28.33	495.66	251.92	1.03	12.35	778.29	4.96	6.72	

V.2.2.1. Exemple de calcul : Poteaux de RDC (35*40) cm²

A. Armatures longitudinales :

➤ 1^{ère} cas : Combinaison fondamentale (1,35G +1,5P) :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 941.49 \text{KN.} \\ M_{\text{corr}} = 18.83 \text{KN. m.} \end{array} \right.$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}}$$

$$e_0 = \frac{18.83}{941.49} = 2 \text{cm}$$

✓ Vérification de la condition

e_a: Excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométrique des efforts appliqués

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L / 250)$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L / 250) = \max (2 \text{cm} ; 1.4 \text{cm}).$$

Donc : $e_a = 2 \text{ cm.}$

e₁ : Excentricité du premier ordre résultant des efforts appliqués.

$$e_1 = e_a + e_u$$

$$e_1 = 2 + 2 = 4 \text{ cm.}$$

e₂ : Excentricité du deuxième ordre liée à la déformation de la structure.

$$L_f / h < \max (15 ; 20 e_1 / h)$$

L_f : Longueur de

flambement. $L_f = 0.7 \times 3.50 =$

2.45 m.

$$\frac{2.45}{0.4} = \max (15 ; 20 \frac{0.04}{0.4})$$

6.12 < 15..... Condition vérifiée.

$$e_2 = \frac{3 * L_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha Q)$$

Q: Rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la

charge considérée; $Q = 2$ en générale.

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$M_G = 12,25 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 7,18 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{M_{per}}{M_{per} + M_{exp}}$$

$$\alpha = \frac{12.25}{7.18 + 12.25}$$

$$\alpha = 0.63$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2.45^2}{10^4 \cdot 0.40} (2 + 0.63 \cdot 2)$$

Donc : $e_2 = 1.5 \text{ cm}$.

$$e = e_1 + e_2 = 4 + 1.5 = 0.055 \text{ m}$$

Donc : $e = 5.50 \text{ cm}$.

✓ **Les sollicitations corrigées**

$$M_u = e \cdot N_u = 0.055 \times 941490$$

$$M_u = 51781.95 \text{ N.m}$$

$e < h/2 \Rightarrow 0.055 \text{ m} < 0.2 \text{ m} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc : La section est partiellement ou entièrement comprimée.

$$M_{uA} = M_u + N_u (d - h/2) = 51781.95 + 941490 (0.36 - 0.40/2)$$

$$M_{uA} = 202420.35 \text{ N.m}$$

✓ **Calcule le ferrailage**

$$\mu_{ua} = \frac{M_{uA}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{202420.35 \times 10^3}{14.167.350 \cdot (400)^2} = 0.255$$

$$\mu_{ua} = 0.255 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{ua} = 0.255 \leq \mu_l = 0.379 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 1.25 *(1 - \sqrt{1 - (2 * 0.255)}) .$$

$$\alpha = 0.357$$

$$\beta = [1 - (0.4 \quad)]$$

$$\beta = 0.857$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{202420.35 \times 10^3}{348 \times 0.857 \times 400} = 16.96 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature en flexion composé :**

$$A_{fc} = A_s - N / 100 \times \sigma_s = 1696.42 - 941490 / 100 \times 348 = 1669 \text{ mm}^2$$

$$A_{fc} = 16.69 \text{ cm}^2$$

➤ **2ième Cas : Combinaison accidentelle**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{N_{max}} = 732.43 \text{ KN} \\ \mathbf{M_{corr}} = 9.92 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}}$$

$$e_0 = 0.013$$

✓ **Vérification au flambement :**

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L / 250)$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L / 250) = \max (2 \text{ cm} ; 1.4 \text{ cm}).$$

$$\text{Donc : } e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = 1.3 + 2 = 3.3 \text{ cm.}$$

$$L_f/h < \max (15 ; 20 e_1/h) \rightarrow 2.45 / 0.40 < \max (15 ; 20 \times 0.033 / 0.40)$$

$$6.12 < \max (15 ; 1.65)$$

$$6.12 < 15 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$e_2 = \frac{3 * Lf^2}{10^4 * h} (2 + \alpha Q)$$

$$\alpha = \frac{M_{per}}{M_{per} + M_{exp}}$$

$$\alpha = \frac{12.25}{7.18 + 12.25}$$

$$\alpha = 0.63$$

$$e_2 = \frac{3 * 2.45^2}{10^4 * 0.40} (2 + 0.63 * 2)$$

Donc : $e_2 = 1.5$ cm.

$$e = e_1 + e_2 = 3.3 + 1.5 = 0.048$$
 m.

Donc : $e = 4.80$ cm.

✓ **Calcul le moment :**

$$M_u = e * N_u = 0.048 * 732430$$

$$M_u = 35156.64 \text{ N.m}$$

$e < h/2 \Rightarrow 0.048 \text{ m} < 0.2 \text{ m} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc : La section est partiellement ou entièrement comprimée.

$$M_{uA} = M_u + N_u (d - h/2) = 35156.64 + 732430 (0.36 - 0.40/2)$$

$$M_{uA} = 152345.44 \text{ N.m}$$

✓ **Calcule le ferrailage**

$$\mu_{ua} = \frac{M_{uA}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{152345.44 \times 10^3}{14.167.350 \cdot (400)^2} = 0.192$$

$$\mu_{ua} = 0.192 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{ua} = 0.192 \leq \mu_l = 0.379 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * 0.192)})$$

$$\alpha = 0.269$$

$$\beta = [1 - (0.4)]$$

$$\beta = 0.892$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{152345.44 \times 10^3}{348 \times 0.892 \times 400} = 12.26 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature en flexion composée :**

$$A_{fc} = A_s - N/100 \times \sigma_s = 1226.4 - 732430/100 \times 348 = 12.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = 12.05 \text{ cm}^2$$

B. Pourcentage minimale des armatures selon la RPA 99:

$$A_{min} 0,8\% (b \times h) = 0,8\% (35 \times 40) = 11.2 \text{ cm}^2$$

C. Armatures maximales : Selon le B.A.E.L 91

$$A_{max} \leq \frac{5 \times b \times h}{100}$$

$$A_{max} \leq 70 \text{ cm}^2$$

Selon le R.P.A 99: $A_{max} = 4\% b \times h \text{ cm}^2$ en zone courante

$$A_{max} = 6\% b \times h \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

✓ **Choix des armatures :** $A = \max(A_1, A_2, A_{RPA})$

$$A = \max(16.96; 12.26; 11.2)$$

$$A = 16.96 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **5T16+5T14=17.75 cm²**

D. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{ad}} = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

E. Armatures transversales : Selon le R.P.A 99:

$$A_t = \frac{\varphi_a \cdot T_{max} \cdot \delta_t}{h \cdot f_e}$$

✓ **Calcul des espacements :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ \delta' \leq 10\phi \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend : $\delta_f = 10 \text{ cm} \rightarrow$ en zone nodale

$\delta_f = 15 \text{ cm} \rightarrow$ en zone courante

φ_a : est en fonction de λ

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élanement $\lambda < 35$

Avec

$\lambda = 3.46 \times l_f / b = 24.22 < 35 \Rightarrow$ (Élanement géométrique)

$\Rightarrow \varphi_a = 2,5$

$-T_{\max} = 52 \text{ KN}$.

$-f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc :

$$A_t = \frac{2.5 \times 52 \times 100 \times 150}{400 \times 400} = 1.22 \text{ cm}^2$$

On prend :

$A = 2\phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$ soit une cadre.

F. Longueur de recouvrement : Selon le R.P.A 99

$$L_r = 40\phi$$

$$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

A. Détermination de la zone nodale :

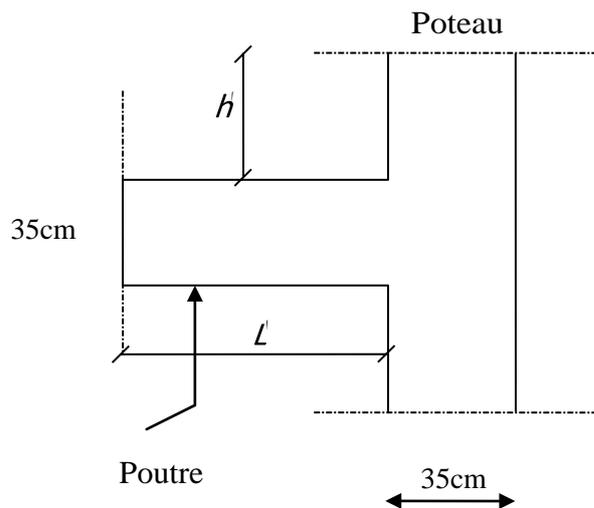


Figure1: Schéma de la zone nodale.

$$L' = 2 \cdot h$$

$$h = \max(h_e/6, b ; h_i ; 60 \text{ cm})$$

$$L = 2 \times 40$$

$$h = \max(350/6,35 ; 40 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

❖ **Résultats finals :**

Vu le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau ($35 \times 40 \text{ cm}^2$). Le reste des calculs est présenté dans le (tableau) qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales sur chaque type de poteau et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 et le R.P.A 99.

Tableau 3: Récapitulation du ferrailage des poteaux

Poteau (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A adoptée (cm^2)	Section correspond (cm^2)	A_{tras} (cm^2)	Section corresp (cm^2)	δ_t (cm)	δ'_t (cm)
35× 40	16.96	6T16 +6T12	18.85	2 ϕ 10	1,57	10	15
30× 40	13,67	4T16 + 4T14	14.20	2 ϕ10	1,57	10	15

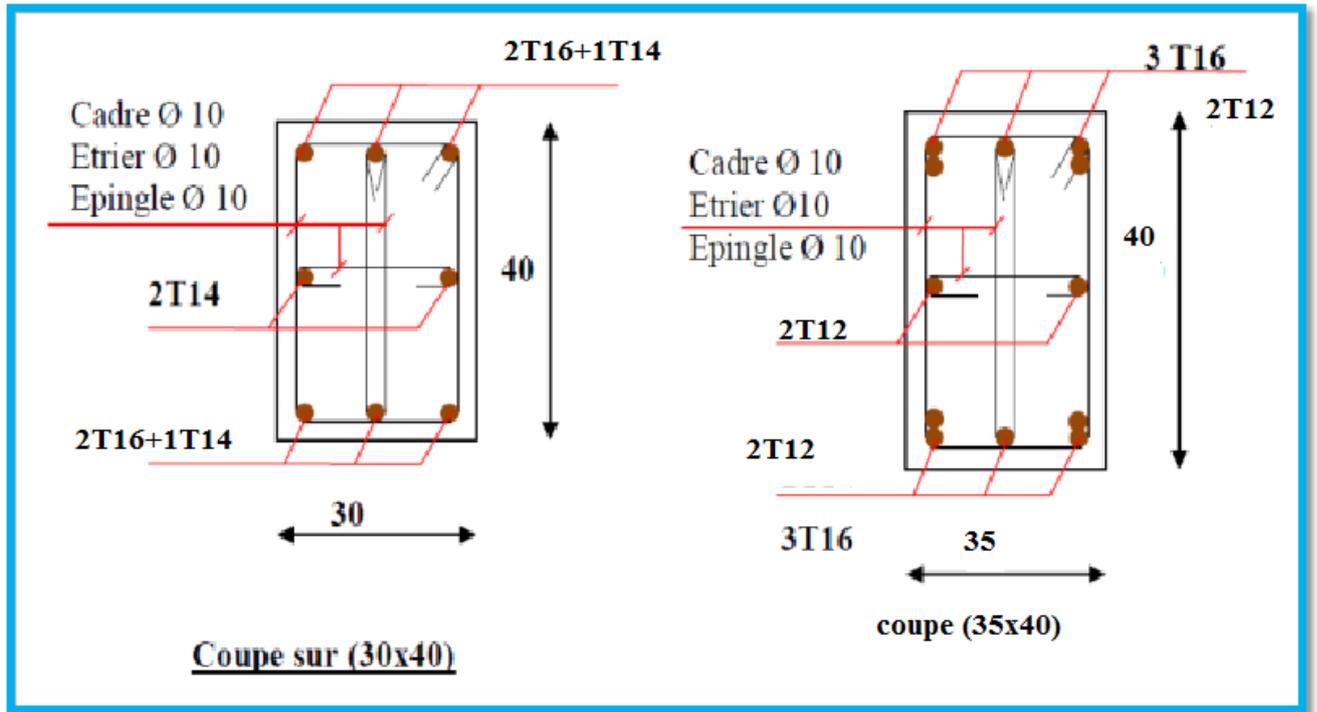


Figure 02 : Schéma de ferrailage des poteaux

2er Cas (avec murs de maçonneries)

Nous allons dans la partie qui suit calculer le ferrailage des poteaux en reprenant les mêmes procédures et calcul mais cette fois ci en prenant en compte les murs de maçonnerie dans le calcul et ceci en utilisant les moments fléchissant déduits d'après l'analyse de deuxième cas.

Tableau 4 : Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau au cas 2 à l'ELU.

Etage	Section (cm ²)	M _y max (KN.m)	N _{corr} (KN)	M _z max (KN.m)	N _{corr} (KN)	N _{min} (KN)	M _y corr (KN.m)	M _z corr (KN.m)	N _{mxK} N	M _y corr (KN.m)	M _z corr (KN.m)
RDC	35*40	15.74	334.27	17.80	334.72	259.16	1.67	11.60	521.37	6.48	2.65
Etag ecou rant	30*40	7.14	320.89	15.93	240.79	238.07	0.95	15.87	380.07	3.18	2.14

Tableau 4: Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau cas ACC

Etage	Section (cm ²)	M _{ymax} (KN.m)	N _{corr} (KN)	M _{zmax} (KN.m)	N _{corr} (KN)	N _{min} (KN)	M _{ycorr} (KN.m)	N _m M _{zcorr} (KN)	N _m K _N	M _y corr (KN.m)	M _z corr (KN.m)
RDC	35 *40	17.43	338.38	14.07	338.38	11.34	0.83	6.68	476.71	5.47	2.89
Etage courant	30 *40	15.38	291.19	12.38	70.61	17.86	1.37	8.09	335.58	4.02	6.99

V.2.2.2. Exemple de calcul : Poteaux de RDC (35*40) cm²

A. Armatures longitudinales :

➤ **1^{ère} cas : Combinaison fondamentale (1,35G +1,5P) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 521.37KN. \\ M_{corr} = 6.48KN. m. \end{array} \right.$$

✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}}$$

$$e_0 = \frac{6.48}{521.37} = 1.2 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la condition**

e_a: Excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométrique des efforts appliqués

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L /250)$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L /250) = \max (2cm ; 1.4cm).$$

Donc : e_a = 2 cm.

e₁ : Excentricité du premier ordre résultant des efforts appliqués.

$$e_1 = e_a + e_u$$

$$e_1 = 2 + 1.2 = 3.2 \text{ cm.}$$

e_2 : Excentricité du deuxième ordre liée à la déformation de la structure.

$$L_f / h < \max (15 ; 20 e_1 / h)$$

L_f : Longueur de

flambement. $L_f = 0.7 \times 3.50 =$

2.45 m.

$$\frac{2.45}{0.4} = \max (15 ; 20 \frac{0.032}{0.4})$$

6.12 < 15..... Condition vérifiée.

$$e_2 = \frac{3 * L_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha Q)$$

Q : Rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantané sous la charge considérée; $Q = 2$ en générale.

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$M_G = 12,25 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 7,18 \text{ KN .m}$$

$$\alpha = \frac{M_{per}}{M_{per} + M_{exp}}$$

$$\alpha = \frac{12.25}{7.18 + 12.25}$$

$$\alpha = 0.63$$

$$e_2 = \frac{3 * 2.45^2}{10^4 * 0.40} (2 + 0.63 * 2)$$

Donc : $e_2 = 1.5 \text{ cm}$.

$$e = e_1 + e_2 = 3.2 + 1.5 = 0.047 \text{ m}$$

Donc : $e = 4.70 \text{ cm}$.

✓ **Les sollicitations corrigées**

$$M_u = e * N_u = 0.047 \times 521370$$

$$M_u = 24504.39 \text{ N.m}$$

$e < h/2 \Rightarrow 0.047 \text{ m} < 0.2 \text{ m} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc : La section est partiellement ou entièrement comprimée.

$$M_{uA} = M_u + N_u (d - h/2) = 24504.39 + 521370 (0.36 - 0.40/2)$$

$$M_{uA} = 107923.59 \text{ N.m}$$

✓ **Calcule le ferrailage**

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{107923.59 \times 10^3}{14.167.350 \cdot (400)^2} = 0.255$$

$$\mu_{ua} = 0.136 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{ua} = 0.136 \leq \mu_l = 0.379 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * 0.255)})$$

$$\alpha = 0.183$$

$$\beta = [1 - (0.4 \alpha)]$$

$$\beta = 0.926$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{107923.59 \times 10^3}{348 \times 0.926 \times 400} = 8.36 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature en flexion composée :**

$$A_{fc} = A_s - N/100 \times \sigma_s = 836.73 - 521370 / 100 \times 348 = 821.75 \text{ mm}^2$$

$$A_{fc} = 8.22 \text{ cm}^2$$

➤ **2ième Cas : Combinaison accidentelle**

$$G + Q \pm 1,2E$$

$$0.8G \pm E$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{N_{max}} = 476.71 \text{ KN} \\ \mathbf{M_{corr}} = 5.47 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{5.47}{476.71}$$

$e_0 = 0.011$

✓ **Vérification au flambement :**

$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L /250)$

$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L /250) = \max (2\text{cm} ; 1.4\text{cm}).$

Donc : $e_a = 2 \text{ cm}.$

$e_1 = 1.1 + 2 = 3.1\text{cm}.$

$L_f/h < \max (15 ; 20 e_1h) \rightarrow 2.45/ 0.40 < \max (15 ; 20x 0.033/0.40)$

$6.12 < \max (15 ; 1.65)$

$6.12 < 15 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$e_2 = \frac{3 * L_f^2}{10^4 * h} (2 + \alpha Q)$

$\alpha = \frac{M_{per}}{M_{per} + M_{exp}}$

$\alpha = \frac{12.25}{7.18 + 12.25}$

$\alpha = 0.63$

$e_2 = \frac{3 * 2.45^2}{10^4 * 0.40} (2 + 0.63x2)$

Donc : $e_2 = 1.5 \text{ cm}.$

$e = e_1 + e_2 = 3.1 + 1.5 = 0.046 \text{ m}.$

Donc : $e = 4.60 \text{ cm}.$

✓ **Calcul le moment :**

$M_u = e * N_u = 0.046 \times 476710$

$M_u = 21928.66\text{N.m}$

$e < h/2 \Rightarrow 0.046 \text{ m} < 0.2 \text{ m} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc : La section est partiellement ou entièrement comprimée.

$M_{uA} = M_u + N_u (d - h/2) = 21928.66 + 476710x(0.36 - 0.40/2)$

$M_{uA} = 98202.26\text{N. m}$

✓ **Calcule le ferrailage**

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{98202.26 \times 10^3}{14.167.350 \cdot (400)^2} = 0.192$$

$$\mu_{ua} = 0.124 \leq \mu_{bc} = 0.493$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{ua} = 0.124 \leq \mu_l = 0.379 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * 0.192)})$$

$$\alpha = 0.165$$

$$\beta = [1 - (0.4 \quad)]$$

$$\beta = 0.933$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{98202.26 \times 10^3}{348 \times 0.892 \times 400} = 755.56 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature en flexion composé :**

$$A_{fc} = A_s - N/100 \times \sigma_s = 755.56 - 476710/100 \times 348 = 7.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = 7.41 \text{ cm}^2$$

B. Pourcentage minimale des armatures selon la RPA 99:

$$A_{min} 0,8\% (b \times h) = 0,8\% (35 \times 40) = 11.2 \text{ cm}^2$$

C. Armatures maximales : Selon le B.A.E.L 91

$$A_{max} \leq \frac{5 \times b \times h}{100}$$

$$A_{max} \leq 70 \text{ cm}^2$$

Selon le R.P.A 99: $A_{max} = 4\% b \times h \text{ cm}^2$ en zone courante

$$A_{max} = 6\% b \times h \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

✓ **Choix des armatures :** $A = \max(A_1, A_2, A_{Rpam})$

$$A = \max(8.36; 7.55; 11.2)$$

$$A = 11.2 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **3T16+4T14=12.19 cm²**

D. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min(0,1 f_c 28, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,08 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{ad}} = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

E. Armatures transversales : Selon le R.P.A 99:

$$A_t = \frac{\varphi_a \cdot T_{max} \cdot \delta_t}{h \cdot f_e} =$$

✓ **Calcul des espacements :**

$$\left[\begin{array}{l} \delta_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ \delta' \leq 10\phi \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend : $\delta_t = 10 \text{ cm} \rightarrow$ en zone nodale

$\delta'_t = 15 \text{ cm} \rightarrow$ en zone courante

φ_a : est en fonction de λ

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élanement $\lambda < 35$

Avec

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b = 24.22 < 35 \Rightarrow (\text{Élanement géométrique})$$

$$\Rightarrow \varphi_a = 2,5$$

$$T_{max} = 52 \text{ KN} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_t = \frac{2.5 \times 7.65 \times 100 \times 150}{400 \times 400} = 1.43 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A = 2\phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ Soit une cadre.}$$

F. Longueur de recouvrement : Selon le R.P.A 99

$$L_T = 40\phi$$

$$L_T = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\left[\begin{array}{l} L = 2 \cdot h \\ h = \max(h_e/6, b; h_i; 60 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} L = 2 \times 40 \\ h = \max(350/6, 35; 40; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ Résultats finales :

Vu le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau ($35 \times 40 \text{ cm}^2$). Le reste des calculs est présenté dans le (tableau) qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales sur chaque type de poteau et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 et le R.P.A 99.

Tableau 5 : Récapitulation du ferrailage des poteaux

Poteau (cm^2)	$A_{ca\ lcu}$ (cm^2)	A adoptée (cm^2)	Section correspond (cm^2)	$A_{tra\ s}$ (cm^2)	Section corresp (cm^2)	δ_t (cm)	δ'_t (cm)
35x40	11.2	6T16 +6T14	21,3	2 $\phi 10$	1,57	10	15
30x40	9.6	6T16 + 2T14	15,14	2 $\phi 10$	1,57	10	15

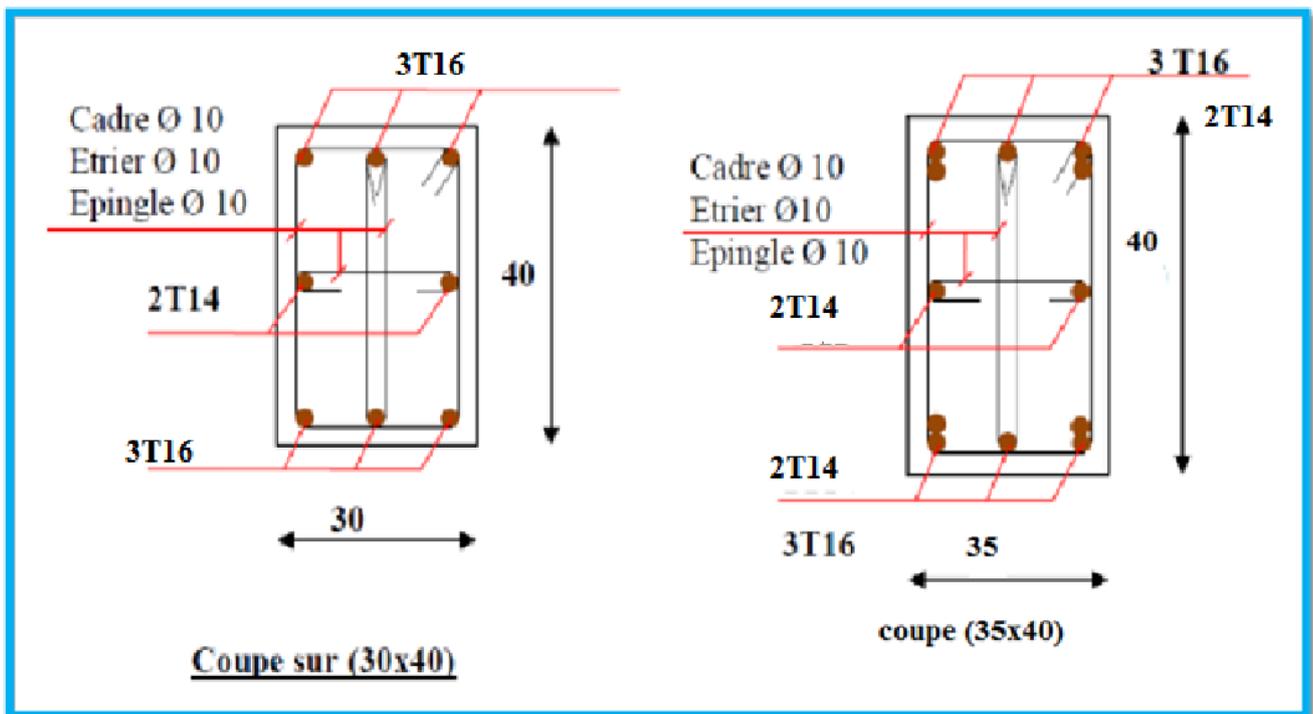


Figure 03 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Ferrailage des poutres :

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et sur appui, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 [2]; puis, on se dirige vers le R.P.A 99 [3] pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

• **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U : 1,35 G + 1,5 P$$

• **Combinaison accidentelle :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA 99 :

- 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 et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement en zone II est de $L_r = 40\Phi$.
- Armatures transversales : $A_{t \min} = 0.003 S.b$ avec S represent l'espacement maximale entre armatures transversales (Dans la zone nodale : $S \leq \min (h/4, 12. \Phi)$ et dans la zone courante : $S \leq h/2$).

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales \longrightarrow P.P (25× 35)cm²
- Poutres secondaires \longrightarrow P.S (25× 35)cm²

1er Cas (sans murs de maçonneries)

V.3.1. Étude des poutres principales P.P (25×35)cm²:

$$A_{\min} = 0,5\% \ 25 \times 35 = 43.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4 \% \ 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

$$A_{\max} = 6 \% \ 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.}$$

Tableau 6 : les moments maximums (en travée et en appui)

Section	ELU		ELS		ACC	
	M _{ut} max (KN.m)	M _{ua} max (KN.m)	M _{st} max (KN.m)	M _{sa} max (KN.m)	M _t max (KN.m)	M _a max (KN.m)
PP 25*35	26.70	-54	19.54	-39.53	-28.5	-56.84

A. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1)

Le calcul du ferrailage est en flexion simple : h= 35cm; b =25cm; d= 0.9×h =0.9×35 =31.5cm

- ELU (1.35G+1.5Q) :

• Ferrailage en travée :

M_{tra}= 26.70KN.m.

$$\mu = \frac{M_{trv}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85f_c 28}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{26.70 \times 1000}{250 \times 315^2 \times 14.17}$$

$\mu = 0.076 < \mu_l = 0.392$ A' =0 (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.076})$$

$$\alpha = 0.099$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.099)].$$

$$Z = 30.25 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z \cdot \sigma_s = 26700 \cdot 1000 / 302.5 \cdot 348 = 253.63 \text{ mm}^2$$

A_{st} = 2.53cm².

• En appuis

M_a max = -54KN .m

$$\mu_u = M_{ap} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 54000 \cdot 1000 / (250 \times (315)^2 \times 14.17) = 0.097$$

$$\mu_u = 0.154 < \mu_l = 0.392.$$

La section est simplement armée, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.154})$$

$$\alpha = 0.210$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.210)].$$

$$Z = 28.85 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z * \sigma_s = 54000 * 1000 / 288.5 * 348 = 537.86 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ ap} = 5.38 \text{ cm}^2.$$

➤ L'ACC

• Ferrailage en travée :

$$M_{tra} = -28.5 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{trv}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MP}$$

$$\mu = \frac{28.5 \times 1000}{250 \times 315^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.0081 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.081})$$

$$\alpha = 0.106$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.106)].$$

$$Z = 30.16 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z * \sigma_s = 28500 * 1000 / 301.6 * 348 = 271.54 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 2.71 \text{ cm}^2.$$

• En appuis

$$M_a \text{ max} = 57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = M_{ap} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 57000 * 1000 / (250 \times (315)^2 \times 14.17) = 0.097$$

$$\mu_u = 0.162 < \mu_l = 0.392.$$

La section est simplement armée, les armatures de compression ne sont pas nécessaires .

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.162})$$

$$\alpha = 0.222$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.222)].$$

$$Z = 28.69 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z * \sigma_s = 57000 * 1000 / 286.9 * 348 = 570.91 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ ap}} = 5.71 \text{ cm}^2.$$

- **Finalement :**

$$A_{st} = \max (2.53 ; 2.71) = 2.71 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_{st} = 4.37 \text{ cm}^2$$

On adopte en travée : **3HA14 = 4.62 cm²**.

$$A_{app} = \max (5.38; 5.71) = 5.71 \text{ cm}^2.$$

On adopte en appuis : **3HA16 = 6.03 cm²**.

B. Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres principales :

Selon **RPA 99 / version 2003:**

– pourcentage minimale :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.37 \text{ cm}^2.$$

– pourcentage maximale:

$$\text{Zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2.$$

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

➤ **ELS**

✓ **En travée**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est du FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\sigma_{ut} = (\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 ; \text{ Avec : } \gamma = M_u / M_s$$

$$\gamma = 26.70 / 19.54 = 1.37$$

$$(1.37 - 1)/2 + 25/100 = 0.43$$

$\alpha_{ut} = 0.43 \leq 0.44$Condition vérifiée.

✓ **En appuis**

$$\alpha_{ua} = (\gamma - 1)/2 + f_c/28/100 ; \text{ Avec : } \gamma = M_u/M_s$$

$$\gamma = -54/-39.53 = 1.40$$

$$(1.37 - 1)/2 + 25/100 = 0.43$$

$\alpha_{ua} = 0.43 \leq 0.44$Condition vérifiée.

C. Calcul des armatures transversales

- **Vérification au cisaillement selon CBA/93**

Effort tranchant ultime : $T_u \max = 50150\text{N}$

– Contrainte de cisaillement ultime:

$$\tau_u = T_u \max / b * d = 50150 / (250 * 315) = 0.64 \text{ MPa.}$$

– Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration peu nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 * f_c/28/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = \min (3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

Les armatures transversales sont des armatures droites.

Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\phi_t \geq \phi_l/3$$

$$\phi_t \geq 16/3 \rightarrow \phi_t \geq 5.33 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm.}$

Ce diamètre doit respecter la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; bh/10 ; \phi_l) = \min (10 ; 250 ; 16).$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm .}$$

Donc : $\phi_t = 10\text{mm} \leq 10 \text{ mm}$

Le diamètre proposé satisfaisant.

D. Espacement des armatures transversales

Selon **RPA/2003**:

Conditions sur l'espacement :

– En zone nodale:

$$St \leq \min (12\phi l; h/4) = \min (12 * 1.4; 35/4)$$

$$St \leq \min (16.8\text{cm} ; 10 \text{ cm})$$

Soit un espacement choisi de : $St = 10 \text{ cm}$.

La longueur de la zone nodale : $2 * h = 70 \text{ cm}$.

– En zone courante:

$$St \leq 35 / 2 = 17.5 \text{ cm}.$$

Soit un espacement de : $St = 15 \text{ cm}$.

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante :

$$At = 0.003 * st * b = 0.003 * 15 * 25 = 1.125\text{cm}^2.$$

La section d'armatures transversales adoptée vérifie cette condition :

$$At (\text{adoptée}) = 2.01\text{cm}^2 > 1.125\text{cm}^2.$$

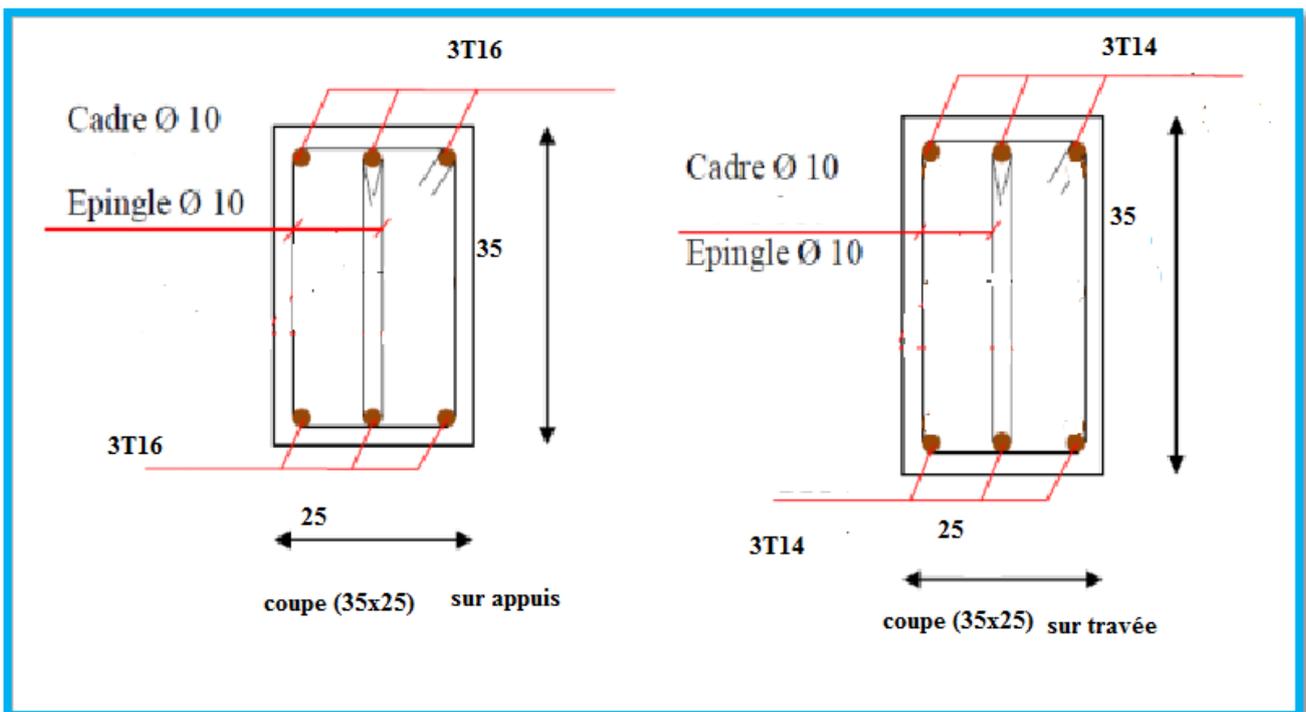


Figure 04: Schéma de ferrailage de la poutre principale

V.3.2. Étude des Poutre secondaire (25*35) :

A. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1)

Le calcul du ferrailage est en flexion

simple : $h = 35\text{cm}$; $b = 25\text{cm}$;

$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 35 = 31.5\text{cm}$

- ELU (1.35G+1.5Q) :

• **Ferrailage en travée :**

$M_{tra} = 19.49 \text{ KN.m.}$

$$\mu = \frac{M_{trv}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{19.49 \times 10^3 \times 1000}{250 \times 315^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.055 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055})$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.071)].$$

$$Z = 30.60 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z \cdot \sigma_s = 19490 \cdot 1000 / 306 \cdot 348 = 183.02 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 1.83 \text{ cm}^2.$$

• **En appuis**

$$M_{a \text{ max}} = -59.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = M_{ap} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 59250 \cdot 1000 / (250 \times (315)^2 \times 14.17) = 0.168$$

$$\mu_u = 0.168 < \mu_l = 0.392.$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.168})$$

$$\alpha = 0.232$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.232)].$$

$$Z = 28.57 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z * \sigma_s = 59250 * 1000 / 285.7 * 348 = 595.93 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{As \text{ ap} = 5.95 \text{ cm}^2.}$$

➤ **L'ACC**

• **Ferraillage en travée :**

$$M_{tra} = -24 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{trv}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{24000 \times 1000}{250 \times 315^2 \times 14.17}$$

$$\mu = \mathbf{0.0068} < \mu_l = \mathbf{0.392} \quad A' = 0 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068})$$

$$\alpha = 0.088$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.088)].$$

$$Z = 30.38 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z * \sigma_s = 24000 * 1000 / 303.8 * 348 = 227 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{Ast = 2.27 \text{ cm}^2.}$$

• **En appuis**

$$M_a \text{ max} = -48 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = M_{ap} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 48000 * 1000 / (250 \times (315)^2 \times 14.17) = 0.097$$

$$\mu_u = 0.136 < \mu_l = 0.392.$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires .

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.136})$$

$$\alpha = 0.184$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.184)].$$

$$Z = 29.18 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z * \sigma_s = 48000 * 1000 / 291.8 * 348 = 472.69 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ ap}} = 4.72 \text{ cm}^2.$$

- **Finalement:**

$$A_{st} = \max(1.83; 2.27) = 2.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} = 4.37 \text{ cm}^2$$

On adopte en travée : **3HA14 = 4.62 cm²**.

$$A_{app} = \max(5.95; 4.72) = 5.95 \text{ cm}^2.$$

On adopte en appuis : **3HA16 = 6.03 cm²**.

B. Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres principales :

Selon **RPA 99 / version 2003:**

– pourcentage minimale :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.37 \text{ cm}^2.$$

– pourcentage maximale:

$$\text{Zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2.$$

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

➤ **ELS**

✓ **En travée**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est du FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha_{ut} = (\gamma - 1) / 2 + f_c / 28 / 100 ; \text{ Avec : } \gamma = M_u / M_s$$

$$\gamma = 19.49 / 13.93 = 1.40$$

$$(1.39 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0.44$$

$$\alpha_{ut} = 0.44 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En appuis**

$$\alpha_{ua} = (\gamma - 1) / 2 + f_c / 28 / 100 ; \text{ Avec : } \gamma = M_u / M_s$$

$$\gamma = -59.25/42.78 = 1.38$$

$$(1.38 - 1)^2 + 25/100 = 0.44$$

$\alpha_{ua} = 0.44 \leq 0.44$Condition vérifiée.

C. Calcul des armatures transversales

✓ **Vérification au cisaillement selon CBA/93**

Effort tranchant ultime : $T_u \max = 50000N$

– Contrainte de cisaillement ultime:

$$\tau_u = T_{u\max} / b * d = 50000 / (250 * 315) = 0.63 \text{ MPa.}$$

– Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration peu nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 * f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = \min (3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

Les armatures transversales sont des armatures droites.

Le diamètre des barres transversales est directement liée au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\varnothing_t \geq \varnothing_l / 3$$

$$\varnothing_t \geq 16 / 3 \rightarrow \varnothing_t \geq 5.33 \text{ mm}$$

On prend : $\varnothing_t = 10 \text{ mm.}$

Ce diamètre doit respecter une autre condition suivante :

$$\varnothing_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \varnothing_l) = \min (10 ; 250 ; 16).$$

$$\varnothing_t \leq 10 \text{ mm .}$$

Donc : $\varnothing_t = 8\text{mm} \leq 10 \text{ mm}$

Le diamètre proposé pourra donc adopté.

D. Espacement des armatures transversales

Selon **RPA/2003**:

Conditions sur l'espacement :

– En zone nodale:

$$St \leq \min (12\varnothing_l ; h/4) = \min (12 * 1.4 ; 35/4)$$

$$St \leq \min (16.8\text{cm} ; 10 \text{ cm})$$

Soit un espacement choisit de : $St = 10$ cm.

La longueur de la zone nodale: $2 * h = 70$ cm.

– En zone courante:

$St \leq 35 / 2 = 17.5$ cm.

Soit un espacement choisit de : $St = 15$ cm.

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante:

$At = 0.003 * st * b = 0.003 * 15 * 25 = 1.125\text{cm}^2$.

La section d'armatures transversales adoptée vérifie cette condition:

$At(\text{adoptée}) = 2.01\text{cm}^2 > 1.125\text{cm}^2$.

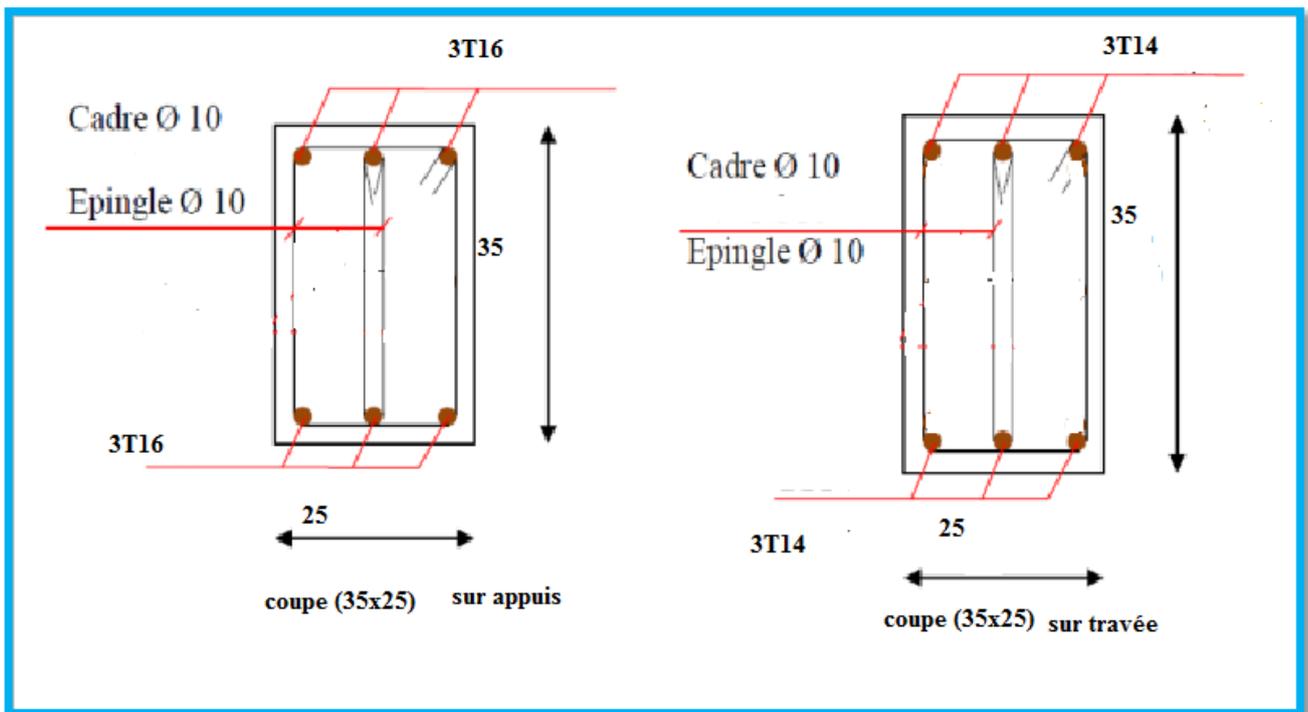


Figure 05: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

2ème Cas (avec murs de maçonneries)

Dans ce qui suit, on refait tous le ferrailage de poutre mais en prenant en compte l'effet de maçonnerie en utilisant le moment déduit par l'analyse du deuxième cas.

Puisque nous avons les mêmes dimensions des poutre principale et secondaire pour tous les étages courants, nous étudierons un exemple pour chacune des deux types principale et secondaire.

Tableau 7: les moments maximums (en travée et en appui)

Section	ELU		E LS		ACC	
	Mut max (KN.m)	Mua max (KN.m)	Mst max (KN.m)	Msa max (KN.m)	Mt max (KN.m)	Ma max (KN.m)
PP 25*35	19.49	-37.91	16.42	-27.75	-14.07	-28.14
PS 25*35	22.49	-27.96	16.42	-20.46	-15.90	-31.80

V.3.3. Étude des Poutre principale (25X35) :

A. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1)

Le calcul du ferrailage est en flexion simple : h= 35cm; b =25cm; d= 0.9×h =0.9×35 =31.5cm

➤ **ELU (1.35G+1.5Q) :**

• **Ferrailage en travée :**

Mtra= 19.49 KN.m.

$$\mu = \frac{M_{trv}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{MP}$$

$$\mu = \frac{19.49 \times 10^3 \times 1000}{250 \times 315^2 \times 14.17}$$

$\mu = 0.0055 < \mu_l = 0.392$ $A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055})$$

$$\alpha = 0.071$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.099)].$$

$$Z = 30.60 \text{cm.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z * \sigma_s = 19490 * 1000 / 306 * 348 = 183 \text{mm}^2$$

$A_{st} = 1.83 \text{cm}^2.$

- **En appuis**

$$M_a \text{ max} = -37.91 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = M_{ap} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 37910 \times 1000 / (250 \times (315)^2 \times 14.17) = 0.108$$

$$\mu_u = 0.108 < \mu_l = 0.392.$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires .

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.108})$$

$$\alpha = 0.143$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.143)].$$

$$Z = 29.7 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z * \sigma_s = 37910 \times 1000 / 297 \times 348 = 366.79 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ ap}} = 3.67 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'ACC**

- **Ferraillage en travée :**

$$M_{tra} = -14.07 \text{ KN} \cdot \text{m.}$$

$$\mu = \frac{M_{trv}}{b d^2 \sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{14.07 \times 10^3 \times 1000}{250 \times 315^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.04 \quad \mu_l = 0.392 \quad A' = 0 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04})$$

$$\alpha = 0.05$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.05)].$$

$$Z = 30.86 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z * \sigma_s = 14070 \times 1000 / 308.6 \times 348 = 131.01 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 1.31 \text{ cm}^2.$$

- **En appuis**

$$M_a \max = -28.14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = M_{ap} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 28140 \times 1000 / (250 \times (315)^2 \times 14.17) = 0.08$$

$$\mu_u = 0.08 < \mu_l = 0.392.$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires .

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08})$$

$$\alpha = 0.10$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.10)].$$

$$Z = 30.18 \text{ cm}.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z \times \sigma_s = 28140 \times 1000 / 301.8 \times 348 = 267.93 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ ap}} = 2.67 \text{ cm}^2.$$

- **Finalemment:**

$$A_{st} = \max (1.83; 1.31) = 1.83 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} = 4.37 \text{ cm}^2$$

On adopte en travée : **3HA14 = 4.62 cm²**.

$$A_{app} = \max (3.67; 2.67) = 3.67 \text{ cm}^2. \Rightarrow A_{st} = 4.37 \text{ cm}^2$$

On adopte en appuis : **3HA14 = 4.62 cm²**.

B. Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres principales :

Selon **RPA 99 / version 2003:**

– pourcentage minimale :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.37 \text{ cm}^2.$$

– pourcentage maximale:

$$\text{Zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2.$$

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

➤ **ELS**

• **En travée**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha_{ut} = (\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 ; \text{ Avec : } \gamma = M_u / M_s$$

$$\gamma = 19.49 / 16.42 = 1.19$$

$$(1.19 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0.34$$

$$\alpha_{ut} = 0.34 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En appuis**

$$\alpha_{ua} = (\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100 ; \text{ Avec : } \gamma = M_u / M_s$$

$$\gamma = -37.91 / -27.75 = 1.37$$

$$(1.37 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0.43$$

$$\alpha_{ua} = 0.43 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

C. Calcul des armatures transversales

✓ **Vérification au cisaillement selon CBA/93**

Effort tranchant ultime : $T_u \text{ max} = 38760\text{N}$

– Contrainte de cisaillement ultime:

$$\tau_u = T_{u \text{ max}} / b * d = 38760 / (250 * 315) = 0.49 \text{ MPa.}$$

– Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration peu nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 * f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

Les armatures transversales sont des armatures droites.

Le diamètre des barres transversales est directement liée au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\phi_t \geq \phi_l / 3$$

$$\phi_t \geq 16 / 3 \rightarrow \phi_t \geq 5.33 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm.}$

Ce diamètre doit respecter une autre condition suivante :

$$\emptyset t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \emptyset 1) = \min (10 ; 250 ; 16).$$

$$\emptyset t \leq 10 \text{ mm} .$$

$$\text{Donc : } \emptyset t = 8\text{mm} \leq 10 \text{ mm}$$

Le diamètre proposé pourra donc adopté.

D. Espacement des armatures transversales

Selon **RPA/2003**:

Conditions sur l'espacement :

– En zone nodale:

$$St \leq \min (12\emptyset l ; h/4) = \min (12 * 1.4 ; 35/4)$$

$$St \leq \min (16.8\text{cm} ; 10 \text{ cm})$$

Soit un espacement de : $St = 10 \text{ cm}$.

La longueur de la zone nodale : $2 * h = 70 \text{ cm}$.

– En zone courante:

$$St \leq 35 / 2 = 17.5 \text{ cm}.$$

Soit un espacement de : $St = 15 \text{ cm}$.

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante:

$$At = 0.003 * st * b = 0.003 * 15 * 25 = 1.125\text{cm}^2.$$

La section d'armatures transversales adoptée vérifie cette condition:

$$At(\text{adoptée}) = 2.01\text{cm}^2 > 1.125\text{cm}^2.$$

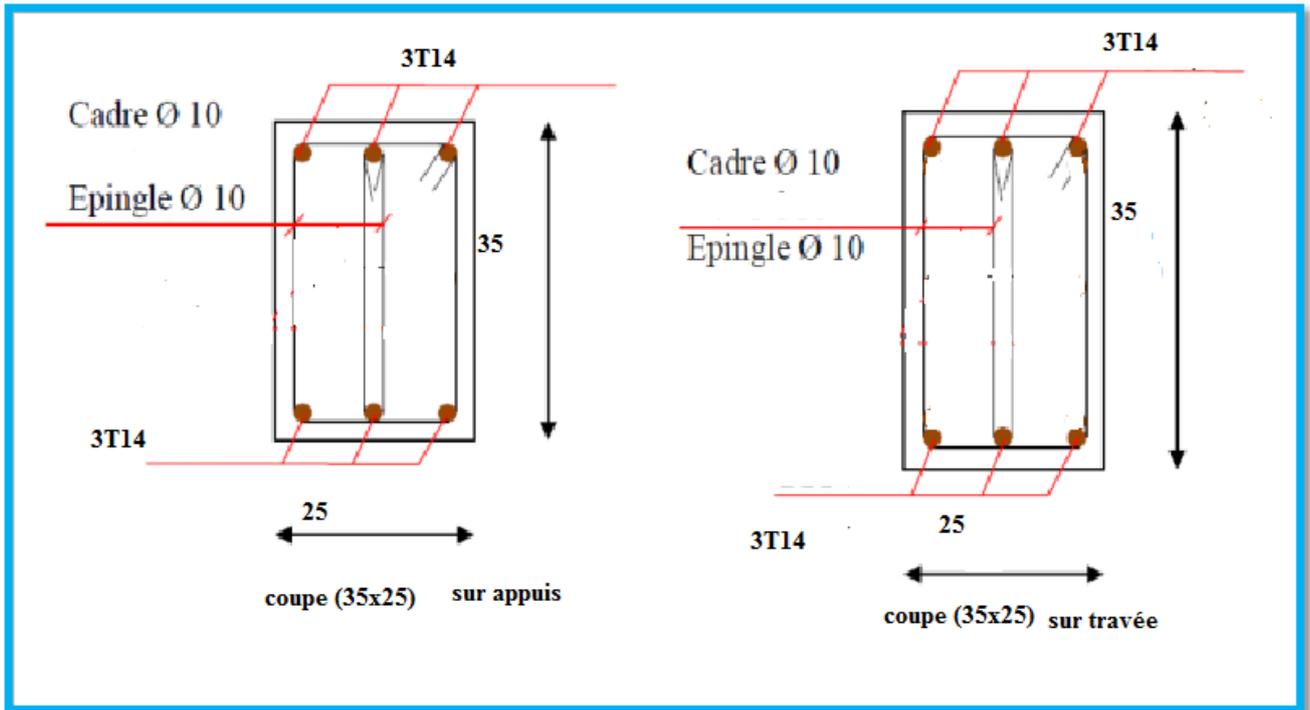


Figure 06: Schéma de ferrailage de la poutre principale

V.3.4. Étude des Poutre secondaire (25*35) :

A. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1)

Le calcul du ferrailage est en flexion simple : $h= 35\text{cm}$; $b =25\text{cm}$; $d= 0.9 \times h = 0.9 \times 35 = 31.5\text{cm}$

➤ ELU (1.35G+1.5Q) :

• Ferrailage en travée :

$M_{tra} = 22.49\text{KN.m}$.

$$\mu = \frac{M_{trv}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17\text{MP}$$

$$\mu = \frac{22.49 \times 10^3 \times 1000}{250 \times 315^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.064 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0 \quad (\text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaire}).$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064})$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.083)].$$

$$Z = 30.46 \text{ cm}.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z * \sigma_s = 22490 * 1000 / 304.6 * 348 = 212.17 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{A_{st} = 2.12 \text{ cm}^2.}$$

- **En appuis**

$$M_{a \text{ max}} = -27.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = M_{ap} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 27960 * 1000 / (250 \times (315)^2 \times 14.17) = 0.079$$

$$\mu_u = 0.079 < \mu_l = 0.392.$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires .

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.079})$$

$$\alpha = 0.104$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.104)].$$

$$Z = 30.19 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z * \sigma_s = 27960 * 1000 / 301.9 * 348 = 266.13 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{A_{s \text{ ap}} = 2.66 \text{ cm}^2.}$$

➤ **L'ACC**

- **Ferraillage en travée :**

$$M_{tra} = -15.90 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{trv}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MP}$$

$$\mu = \frac{15.90 \times 10^3 \times 1000}{250 \times 315^2 \times 14.17}$$

$$\mu = \mathbf{0.045} < \mu_l = \mathbf{0.392} \quad A' = 0 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045})$$

$$\alpha = 0.058$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.058)].$$

$$Z = 30.77 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z * \sigma_s = 15900 * 1000 / 307.7 * 348 = 148.49 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = \mathbf{1.48 \text{ cm}^2}.$$

- **En appuis**

$$M_{a \text{ max}} = -31.80 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = M_{ap} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 31800 * 1000 / (250 \times (315)^2 \times 14.17) = 0.090$$

$$\mu_u = 0.090 < \mu_l = 0.392.$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires .

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.090})$$

$$\alpha = 0.119$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 31.5 \times [1 - (0.4 \times 0.119)].$$

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

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_t / Z * \sigma_s = 31800 * 1000 / 300 * 348 = 304.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ ap}} = \mathbf{3.04 \text{ cm}^2}.$$

- **Finalement:**

$$A_{st} = \max (2.12 ; 1.48) = 2.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} = 4.37 \text{ cm}^2$$

On adopte en travée : **3HA14 = 4.62 cm²**.

$$A_{s \text{ app}} = \max (2.66 ; 3.04) = 3.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} = 4.37 \text{ cm}^2$$

On adopte en appuis : **3HA14 = 4.62 cm²**.

B. Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres principales :

Selon **RPA 99 / version 2003:**

– pourcentage minimale :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.37 \text{ cm}^2.$$

– pourcentage maximale:

$$\text{Zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2.$$

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

➤ **ELS**

• **En travée**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha_{ut} = (\gamma - 1) / (2 + f_c / 28) / 100 ; \text{ Avec : } \gamma = M_u / M_s$$

$$\gamma = 22.49 / 16.42 = 1.37$$

$$(1.37 - 1) / (2 + 25 / 100) = 0.43$$

$$\alpha_{ut} = 0.43 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En appuis**

$$\alpha_{ua} = (\gamma - 1) / (2 + f_c / 28) / 100 ; \text{ Avec : } \gamma = M_u / M_s$$

$$\gamma = -27.96 / -20.46 = 1.40$$

$$(1.37 - 1) / (2 + 25 / 100) = 0.43$$

$$\alpha_{ua} = 0.43 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

C. Calcul des armatures transversales

✓ **Vérification au cisaillement selon CBA/93**

Effort tranchant ultime : $T_u \text{ max} = 74010 \text{ N}$

– Contrainte de cisaillement ultime:

$$\tau_u = T_u \text{ max} / (b * d) = 74010 / (250 * 315) = 0.94 \text{ MPa.}$$

– Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration peu nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 * f_c / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.94 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}.$$

Les armatures transversales sont des armatures droites.

Le diamètre des barres transversales est directement liée au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\varnothing_t \geq \varnothing_l/3 \Rightarrow \varnothing_t \geq 16/3 \rightarrow \varnothing_t \geq 5.33 \text{ mm}$$

On prend : $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$.

Ce diamètre doit respecter une autre condition suivante :

$$\varnothing_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \varnothing_l) = \min (10 ; 250 ; 16).$$

$$\varnothing_t \leq 10 \text{ mm} .$$

$$\text{Donc : } \varnothing_t = 10\text{mm} \leq 10 \text{ mm}$$

Le diamètre proposé pourra donc adopté.

D. Espacement des armatures transversales

Selon **RPA/2003**:

Conditions sur l'espacement :

– En zone nodale:

$$St \leq \min (12\varnothing_l ; h/4) = \min (12 * 1.4 ; 35/4)$$

$$St \leq \min (16.8\text{cm} ; 10 \text{ cm})$$

Soit un espacement choisit de : $St = 10 \text{ cm}$.

La longueur de la zone nodale: $2 * h = 70 \text{ cm}$.

– En zone courante:

$$St \leq 35 / 2 = 17.5 \text{ cm}.$$

Soit un espacement choisit de : $St = 15 \text{ cm}$.

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante:

$$At = 0.003 * st * b = 0.003 * 15 * 25 = 1.125\text{cm}^2.$$

La section d'armatures transversales adoptée vérifie cette condition:

$$At(\text{adoptée}) = 2.01\text{cm}^2 > 1.125\text{cm}^2.$$

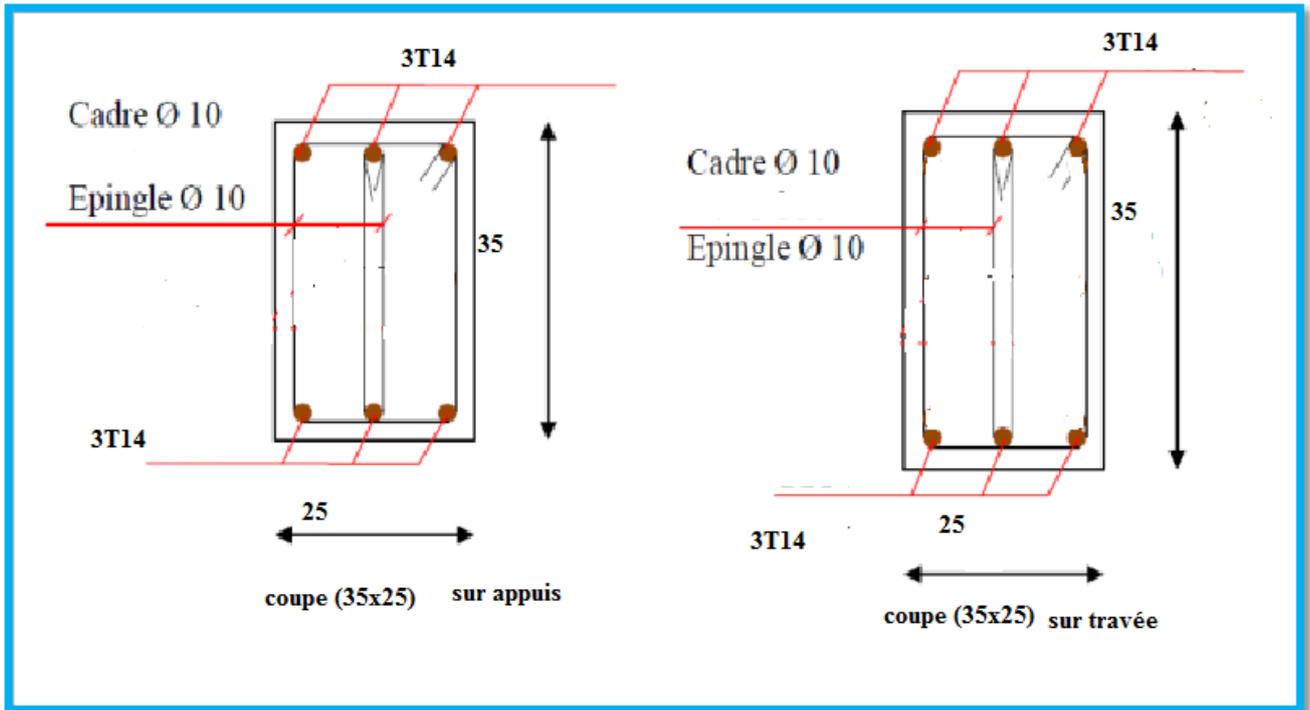


Figure 07: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

4. Ferrailage des voiles

V.4.1. Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91** et les vérifications selon les règles parasismiques Algériennes **RPA 99/Version 2003**.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec un effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes et d'exploitation.

V.4.2. Voile plein

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement:

- ❖ Des aciers verticaux.
- ❖ Des aciers horizontaux [19].

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.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largueur de voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

2. Aciers horizontaux

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4 3. Combinaisons

Selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99**) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- 1,35 G + 1,5Q... (ELU).
- G + Q ±E..... (ACC).
- 0.8 G±E..... (ACC).

V.4 .4. Règles communes

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$ avec e : épaisseur du voile.
- $S \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre

carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Pour déterminer les armatures verticales, on utilise dans le présent travail, la méthode des contraintes.

Nous étudierons le ferrailage du voile, le plus sollicité.

1eme Cas (sans murs de maçonneries)

❖ Exemple d'application

• Sens Y-Y

➤ Voile V1y

– Dimension

$$L = 415 \text{ cm} ; e = 20 \text{ cm}$$

– Caractéristique géométrique

$$I = e * l^3 / 12 = 1191.2 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$S = e \times l = 830000 \text{ mm}^2$$

$$y = L/2 = 207.5 \text{ cm}$$

– Les sollicitations sont

$$M = -211.83 \text{ KN.m}, N = 1481.93 \text{ KN} ; V = -22.54 \text{ KN}$$

– Les contraintes

$$\sigma_A = N/S + M*Y/I = 1.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_B = N/S - M*Y/I = 2.15 \text{ MPa}$$

$$L_t = L * \sigma_B / (\sigma_A + \sigma_B) = 2506 \text{ mm} \rightarrow L_t = 250.6 \text{ cm.}$$

$$T = 0.5 * \sigma_B * L_t * e = 538790 \text{ N.}$$

$$A_{s \text{ cal}} = N * \gamma_s / f_e = 37.04 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone comprimée.}$$

A. Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :

D'après le **RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1)** :

$$A_{RPA} = 0.20 \% * b * L_t$$

e: Epaisseur du voile.

Lt : Longueur de la section tendue.

Alors :

$$ARPA = 0,20\% b * L t = 10.02\text{cm}^2.$$

$$A_{min} = 0,0015 * b * L = 12.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ adopté} = \max [A_{cal} ; ARPA] = 37.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{adopter : } A_s = \mathbf{38.20 \text{ cm}^2}.$$

- Ferrailage (armatures adoptés)

la zone comprimée

$$A_s \text{ adop} = 19T16 = 38.20 \text{ cm}^2$$

- Calcul de l'espacement

D'après RPA :

- En zone courante :

$$S_t \leq \min (1.5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On choisit: $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$

- En zone d'about :

$$S_a = S/2 = 10 \text{ cm}.$$

- Armatures horizontales

Selon le BAEL :

$$A_r = A_s/4 = 38.20/4 = 9.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Voile V2y

- Dimension

$$L = 415\text{cm} ; e = 20 \text{ cm}$$

Caractéristique géométrique:

$$I = e * l^3 / 12 = 1191.2 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$S = e \times l = 830000 \text{ mm}^2 , y = L/2 = 207.5 \text{ cm}$$

- Les sollicitations sont

$$M = -64.64 \text{ KN} .\text{m} ; N = 1330.57 \text{ KN} ; V = 8.54 \text{ KN}$$

- Les contraintes:

$$\sigma_A = N/S + M*Y/I = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_B = N/S - M*Y/I = 1.71 \text{ MPa}$$

Tableau 8 : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversale.

Voile	V1y	V2y
Hauteur h (cm)	3.50	3.10
M (KN .m)	-211.83	-64.64
N (KN)	1481.93	1330.57
e (cm)	20	20
L (cm)	415	415
I mm⁴	1191.2 x 10 ⁹	1191.2 x 10⁹
B mm²	830000	830000
Y (cm)	207.5	207.5
σA (MPa)	1.41	1.49
σB (MPa)	2.15	1.71
Nature de section	C	C
Lt (cm)	250.6	221.76
T (N)	538790	379210
A cal (cm²)	37.04	32.56
AS RPA (cm²)	10.02	8.87
AS minRPA (cm²)	12.45	12.45
St courant (cm)	20	20
St about (cm)	10	10
Zone comprimée	19T16	17T16

2) Sens X- X

– Dimension

$$L = 310 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

– Caractéristique géométrique

$$I = e * l^3 / 12 = 496.5 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$S = e \times l = 620000 \text{ mm}^2$$

$$y = L/2 = 155 \text{ cm}$$

– Les sollicitations sont

$$M = 5.08 \text{ KN.m}, N = 1858.03 \text{ KN}, V = -10.36 \text{ KN}$$

– Les contraintes

$$\sigma_A = N/S + M*Y/I = 3.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_B = N/S - M*Y/I = 2.98 \text{ MPa}$$

La section du voile est entièrement comprimée donc pas de zone tendue. Le voile soumis à la compression simple.

$$A_s = N/\sigma_s = 1858030 / 400 = 46.45 \text{ cm}^2$$

– Le minimum exigé par RPA99 version 2003

$$A_{min} = 0.15\% * e * L = 9.3 \text{ cm}^2$$

– Le choix des armatures verticales

$$A_s \text{ adopt} = 23T16 = 46.24 \text{ cm}^2$$

– Armatures horizontales

Selon le BAEL :

$$A_r = A_s/4 = 46.24 / 4 = 11.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

B. Vérification de la résistance au cisaillement

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

– Selon RPA (art 7.7.2)

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1.4 * V / (e * 0.9 * L)$$

Avec :

V : Effort tranchant.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Il faut vérifier que : $\tau \leq \tau_{adm} = 0.2 f_{c28}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens Y-Y :

Tableau 9 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

Voile	V (KN)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau \leq \tau_{adm}$
V _y 1	-22.54	0.2	4.15	0.042	5	C V
V _y 2	8.54	0.2	4.15	0.016	5	C V

Sens X-X :

Tableau 10 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.

Voile	V (Kg)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau \leq \tau_{adm}$
V _x 1	-10.36	0.20	3.10	0.026	5	C V

C. Calcul de ferrailage horizontal

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l'effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armateurs est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 * (f_e/\gamma_s) * (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

Où :

- $K = 0 \rightarrow$ Cas de reprise de bétonnage.
- $\alpha \leq 90^\circ$
- $S_t \leq \min [1.5 * e ; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$.

Donc on adopte : **S_t = 20 cm.**

❖ **Selon le RPA**

D'après le **RPA**, le pourcentage minimal exigé pour les parties courantes qui doivent être d'un treillis d'armatures en double nappes et donnés par :

$$\tau_u \leq 0,025 * f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0015 * b * L.$$

$$\tau_u > 0,025 * f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0025 * b * L.$$

La section adoptée est : $A_t = \max [A_t \text{ RPA} ; A_t \text{ BAEL}]$.

• **Exemple de calcul**

❖ **Voile V1y**

– $V = -22.54 \text{ KN}$

– $\tau = 0.042 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \rightarrow A_t = b * s_t * \tau / (0.9 f_e) = 0.036 \text{ cm}^2$.

❖ **Ferraillage minimal de RPA**

– $A_t = 0,0015 * b * L$

– $A_t \text{ min RPA} = 0,15\% * 20 * 415$

– **$A_t \text{ min RPA} = 12.45 \text{ cm}^2$**

Alors :

– $A_t = \max [0.019 \text{ cm}^2 ; 12.45 \text{ cm}^2] = 12.45 \text{ cm}^2$

$$A_t \left(\frac{\text{ml}}{\text{face}} \right) = \frac{12.45}{2 * (3.50 - 0.35)} = 1.98 \text{ cm}^2 (\text{ml /face})$$

Soit : **A adopté (ml/face) = 4T8 = 2.01 cm²**.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens Y-Y :

Tableau 11 : Ferraillage horizontal des voiles sens Y-Y

Voile	τ (MPa)	b (m)	St (cm)	ABAE L (cm ²)	Atmin RPA (cm ²)	At max cm ² (ml /face)	A adopté (cm ²)
Vy1	0.042	0.20	20	0.036	12.45	1.98	4T8 = 2.01
Vy2	0.016	0.20	20	0.014	12.45	1.98	4T8 = 2.01

Sens X-X :

Tableau 12 : Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.

Voile	τ (MPa)	b (m)	S_t (cm)	ABA EL (cm ²)	At min RPA (cm ²)	At max cm ² (ml /face)	A adopté (cm ²)
V _{x1}	0.026	0.20	20	0.023	9.3	1.48	4T8 = 2.01

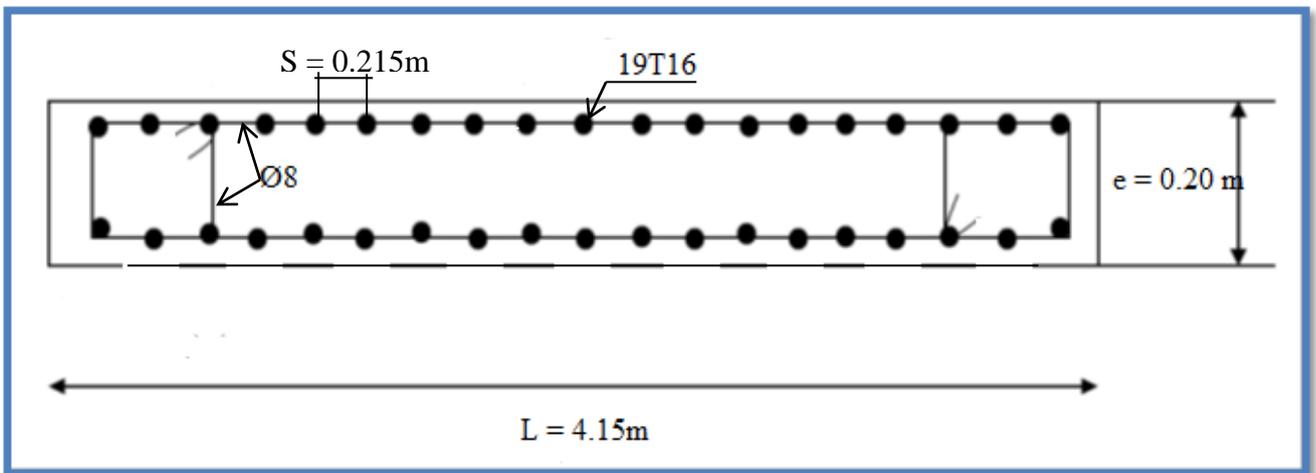


Figure 8: ferrailage vertical de voile transversale.

2^{em} Cas (avec murs de maçonneries)

Et maintenant nous allons calculer le ferrailage des voils en calculant les murs de maçonnerie.

Nous étudierons le ferrailage du voil le plus sollicité.

- Exemple d'application

- ✓ Sens Y-Y

- Voile V_{1y}

- Dimension

L = 415 cm ; b = 20 cm

- Caractéristique géométrique

$$I = e * l^3 / 12 = 1191.2 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$S = e \times l = 830000 \text{ mm}^2$$

$$y = L/2 = 207.5 \text{ cm}$$

– **Les sollicitations sont**

$$M = -50.66 \text{ KN. m}, N = 1828.22 \text{ KN} ; V = -18.48 \text{ KN}$$

– **Les contraintes**

$$\sigma_A = N/S + M*Y/I = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_B = N/S - M*Y/I = 2.25 \text{ MPa}$$

alors la section est comprimé.

$$L_t = L * \sigma_B / (\sigma_A + \sigma_B) = 2122 \text{ mm} \rightarrow L_t = 212.2 \text{ cm.}$$

$$T = 0.5 * \sigma_B * L_t * e = 477450 \text{ N.}$$

$$A_{s \text{ cal}} = N * \gamma_s / f_e = 45.70 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone tendus.}$$

A. Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :

D'après le **RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1) :**

$$A_{RPA} = 0.20 \% * b * L_t$$

: Epaisseur du voile.

: Longueur de la section tendue.

Alors :

$$A_{RPA} = 0,20\% * e * L_t = 8.48 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0,0015 * e * L = 12.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ adopté}} = \max [A_{cal} ; A_{RPA}] = 45.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{adopter : } A_s = \mathbf{46.24 \text{ cm}^2}.$$

– **Ferrailage (armatures adoptés)**

la zone comprimée

$$A_{s \text{ adop}} = 23T16 = 46.24 \text{ cm}^2$$

– **Calcul de l'espacement**

D'après **RPA :**

– **En zone courante :**

$$S_t \leq \min (1.5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{On choisit: } S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

– **En zone d’about :**

$Sta = S/2 = 10 \text{ cm.}$

➤ **Voile V2y**

– **Dimension**

$L = 415 \text{ cm ; } e = 20 \text{ cm}$

– **Caractéristique géométrique:**

$I = e * l^3 / 12 = 1191.2 \times 10^9 \text{ mm}^4$

$S = e \times l = 830000 \text{ mm}^2$

$y = L/2 = 207.5 \text{ cm}$

– **Les sollicitations sont**

$M = -45.03 \text{ KN.m ; } N = 1112.88 \text{ KN ; } V = 5.28 \text{ KN}$

– **Les contraintes:**

$\sigma_A = N/S + M*Y/I = 1.91 \text{ MPa}$

$\sigma_B = N/S - M*Y/I = 2.07 \text{ MPa}$

Tableau 13 : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversale.

Voile	V1y	V2y
Hauteur h (cm)	3.50	3.10
M (KN .m)	-50.66	-45.03
N (KN)	1828.22	1659.42
e (cm)	20	20
L (cm)	415	415
I mm⁴	1191.2 x 10 ⁹	1191.2 x 10 ⁹
B mm²	830000	830000
Y (cm)	207.5	207.5
σA (MPa)	2.15	1.91
σB (MPa)	2.25	2.07

Nature de section	C	C
Lt (cm)	212.21	215.84
T (N)	477472.5	446778.8
A cal (cm²)	45.70	27.82
AS RPA (cm²)	8.48	8.63
AS minRPA (cm²)	12.45	12.45
St courant (cm)	18	18
St about (cm)	10	10
Zone comprimée	23T16	14T16

2) Sens X- X

– **Dimension**

$L = 310 \text{ cm}$

$e = 20 \text{ cm}$

– **Caractéristique géométrique**

$I = e * l^3 / 12 = 496.5 \times 10^9 \text{ mm}^4$

$S = e \times l = 620000 \text{ mm}^2$

$y = L/2 = 155 \text{ cm}$

– **Les sollicitations sont**

$M = -19.22 \text{ KN.m}, \quad N = 1802.25 \text{ KN}, \quad V = 20.63 \text{ KN}$

– **Les contraintes**

$\sigma_A = N/S + M*Y/I = 2.83 \text{ MPa}$

$\sigma_B = N/S - M*Y/I = 2.96 \text{ MPa}$

La section du voile est entièrement comprimée. Le voile soumis à la compression simple.

$A_s = 1802.25 \times 1000 / 400 = 45.05 \text{ cm}^2$

– **Le minimum exigé par RPA99 version 2003**

$A_{min} = 0.15\% * e * L = 9.3 \text{ cm}^2$

– **Le choix des armatures verticales**

$A_s \text{ adopt} = 23T16 = 46.24 \text{ cm}^2$

B. Vérification de la résistance au cisaillement

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

– **Selon RPA (art 7.7.2)**

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1.4 * V / (e * 0.9 * L)$$

Avec :

V : Effort tranchant.

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

Il faut vérifier que : $\tau \leq \tau_{adm} = 0.2 f_{c28}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens Y-Y :

Tableau 14 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

Voi le	V (Kg)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau \leq \tau_{adm}$
V _y 1	-18.48	0.20	4.15	0.035	5	C V
V _y 2	5.28	0.20	4.15	0.01	5	C V

Sens X-X :

Tableau 15 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.

Voi le	V (Kg)	b (m)	L (m)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau \leq \tau_{adm}$
V _x 1	20.63	0.20	3.10	0.052	5	C V

C. Calcul de ferrailage horizontal

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l'effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armateurs est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 * (f_e / \gamma_s) * (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Où :

- $K = 0 \rightarrow$ Cas de reprise de bétonnage.
- $\alpha \leq 90^\circ$
- $St \leq \min [1.5 * e ; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$.

Donc on adopte : **St = 20 cm**.

❖ Selon le RPA

D'après le **RPA**, le pourcentage minimal exigé pour les parties courantes qui doivent être d'un treillis d'armatures en double nappes et donnés par :

$$\tau_u \leq 0,025 * f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0015 * b * L.$$

$$\tau_u > 0,025 * f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0025 * b * L.$$

La section adoptée est : **$A_t = \max [A_t \text{ RPA} ; A_t \text{ BAEL}]$** .

• Exemple de calcul : Voile V1y

$$- V = -18.48 \text{ KN}$$

$$- \tau = 0.035 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \rightarrow A_t = b * st * \tau / (0.9 f_e) = 0.009 \text{ cm}^2.$$

❖ Ferrailage minimal de RPA

$$- A_t = 0,0015 * b * L$$

$$- A_t \text{ min RPA} = 0,15\% * 20 * 415$$

$$- A_t \text{ min RPA} = \mathbf{12.45 \text{ cm}^2}$$

Alors :

$$- A_t = \max [0.009 \text{ cm}^2 ; \mathbf{12.45 \text{ cm}^2}] = \mathbf{12.45 \text{ cm}^2}$$

$$A_t \left(\frac{\text{ml}}{\text{face}} \right) = \frac{12.45}{2 * (3.50 - 0.35)} = 1.99 \text{ cm}^2 (\text{ml} / \text{face})$$

Soit : **A adopté (ml/face) = 4T8 = 2.01 cm²**.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens Y-Y :

Tableau 16: Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y

Voile	τ (MPa)	b (m)	St (cm)	ABAE L (cm ²)	Atmin RPA (cm ²)	At max cm ² (ml /face)	A adopté (cm ²)
Vy1	0.035	0.20	20	0.031	12.45	1.97	4T8 =2.01
Vy2	0.01	0.20	20	0.009	12.45	1.97	4T8 = 2.01

Sens X-X :

Tableau 17 : Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.

Voile	τ (MPa)	b (m)	St (cm)	ABA L (cm ²)	At min RPA (cm ²)	At max cm ² (ml /face)	A adopté (cm ²)
Vx1	0.052	0.20	20	0.046	9.3	1.47	4T8 = 2.01

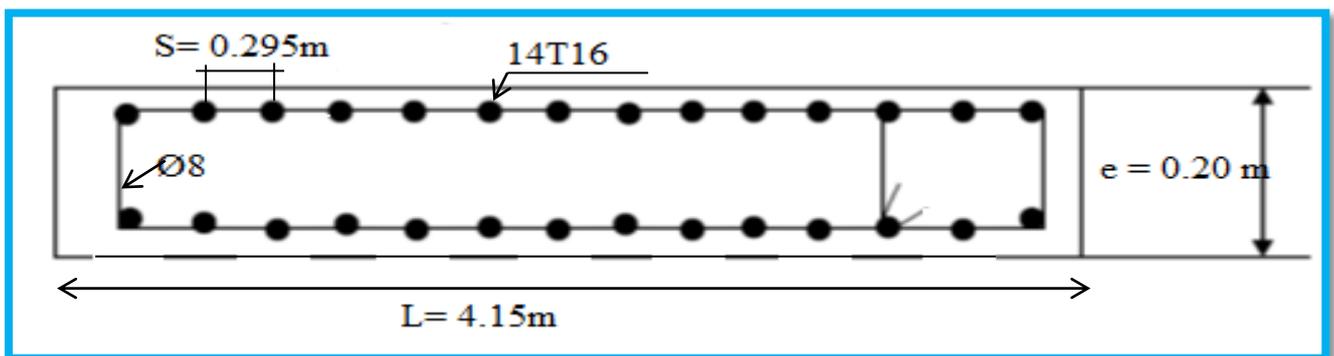


Figure 9: ferrailage vertical de voile transversale.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENT STRUCTURAUX

La comparaison finale des éléments de base entre le cas de non calcul des murs du maçonnerie et l'état de leur calcul, et cette comparaison se fait selon le tableau suivant :

Tableau 18 : Il montre l'armement dans les deux cas, la différence entre eux, et le profit obtenu.

Eléments structuraux	Cas1(sans murs)		Cas2(avec murs)		Le gain	Le prix DAJ
Les Poteaux (RDC 182m) (les etages 806m)	RDC	5T16 5T14	RDC	2T16 4T14	3T16 1T14	197826
	1 ^{ER} etage	4T16 4T14	1 ^{ER} etage	2T16 3T14	2T16 1T14	630782
Les poutres principales (1092m)	travée	3T12	travée	2T12	1T12	94980
	appuis	3T16	appuis	2T16	1T16	332400
Les poutres secondaires (761.4m)	travée	3T12	travée	2T12	1T12	66200
	appuis	3T16	appuis	2T14	2T14	264835
Les voiles	V1	19T16	V1	23T16	-4T16	-92500
	V2	17T16	V2	21T16	3T16	34700
	V3	23T16	V3	23T16	0	0
Totale = 1529223 DAJ						

Conclusion

Après avoir terminé ce chapitre, il nous est devenu clair que les murs du maçonneries ont un rôle important à supporter les poids et donc à réduire le renforcement dans les poteaux , les poutres et les voiles , et ainsi à rentabiliser le projet.



Chapitre VI
Étude de l'infrastructure



VI.1.Introduction

Les fondations sont des parties de l'ouvrage en contact avec le sol et qui transmettent les charges de la superstructure vers le sol. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, tandis qu'elles représentent la base de l'ensemble [5].

Les fondations transmettent les charges au sol ; 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) [5].

VI.2.Le choix du type de fondation

Le type de fondation à adopter dépend de plusieurs facteurs tels que :

- Type d'ouvrage construit,
- La nature et l'homogénéité du bon sol,
- La capacité portante de terrain de fondation,
- La charge totale à supporter,
- L'aspect économique,
- La facilité de réalisation .

VI. 3. Stabilité des fondations

Les massifs de fondations doivent être capable d'équilibrer ce qui suit :

➤ **Les sollicitations dues à la super structure comme :**

- Les forces verticales.
- Les forces obliques.
- Les forces horizontales.
- Les moments de flexion ou de torsion.

➤ **Les sollicitations dues au sol comme**

- Les forces verticales ascendantes ou descendantes.
- Les forces obliques.

Les massifs de fondation doivent être stables, c'est-à-dire, qu'ils soient compacts pour minimiser tous types de tassements sauf qui sont admissible dans certaines limites.

Contrainte admissible du sol

D'après le rapport géotechnique d'étude de sol sur lequel notre structure s'implémente la contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1.7$ bars.

La profondeur de fondation doit être supérieure à $H/10$ avec **H** est la hauteur totale du bâtiment $H=19$ m ce qui donne $H/10=19/10=1.9$ m

On adopte alors pour notre projet des fondations avec un profondeur de 2 m.

VI.4. Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

➤ Fondations superficielles

- Semelles isolées,
- Semelles filantes,
- Radier général.

➤ Fondations profondes

- Fondations sur puits (semi profondes),
- Fondations sur pieux (profondes)

➤ Fondations spéciales

- Fondation avec sous pression d'eau,
- Fondation en terrain instable,
- Fondation anti-vibratile.

La présence de l'eau compliquant les conditions d'exécution et pouvant changer les caractéristiques du terrain.

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum .

VI.5. Calcul des surfaces nécessaires de fondations :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_{semelle}}$$

Avec :

N : l'effort normal agissant sur la semelle à ELU donnée à l'aide du robot,

A : surface de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

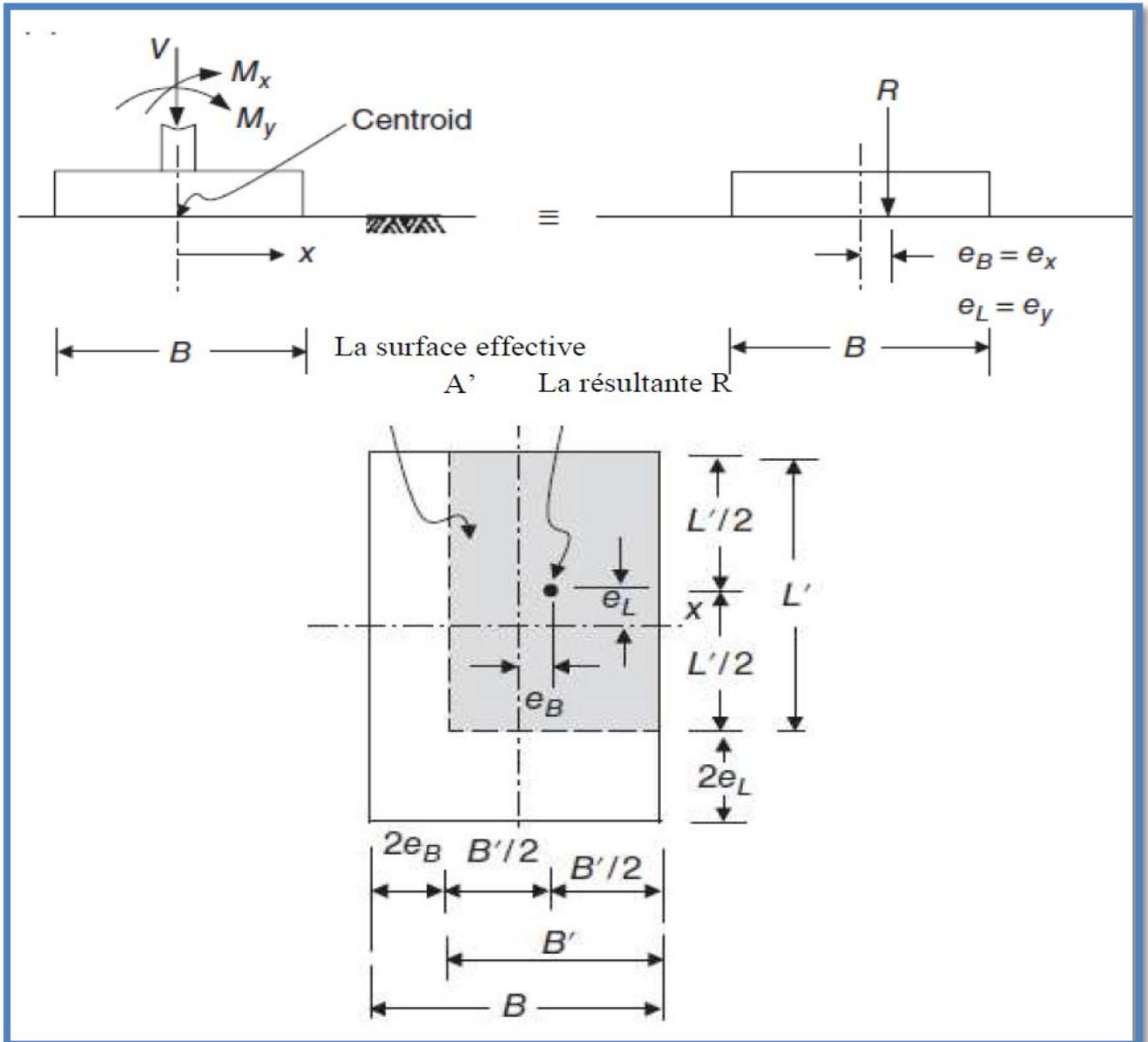


Figure 01 : dimension des semelles isolées

• **Semelle carrée :**

Pour dimensionner les semelles, on doit en premier lieu vérifier la capacité portante de sol en prenant en compte une semelle carrée $B*B$.

Pour assurer qu'il n'y est pas de défaut vis-à-vis de la capacité portante de sol, il faut que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_{semelle}}$$

A : surface de la semelle.

Nul : l'effort normal à l'ELU

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Dans notre cas d'étude, la contrainte admissible

$$\sigma_{sol} = 1,7 \text{ bars}$$

Pour les sollicitations agissantes sur la fondation, on prend la fondation la plus sollicitée qui se trouve à l'axe y-y

Les efforts appliqués sur cette fondation à l'ELU sont :

$$N = 706.61 \text{ KN}$$

$$M_x = 11.62 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 17.48 \text{ KN.m}$$

- On remarque qu'on a deux moments selon l'axe x et y, dans ce cas la surface totale A de la semelle est remplacé par une autre surface A' tel que : $A' = B' * L'$

Avec :

$$B' = B - 2e_y \quad , \quad L' = L - 2e_x$$

$$\text{Et : } e_x = M_y / N_u = 17.48 / 706.61 = 0.025 \text{ m}$$

$$e_y = M_x / N_u = 11.62 / 706.61 = 0.016 \text{ m}$$

$$170 \text{ KN} \geq N_u / (B - 2e_y) (B - 2e_x)$$

$$B \geq 2.7 \text{ m}$$

On a : L_{\min} : longueur minimale entre deux poteaux = 3.34

➤ **Remarque :**

On remarque que la largeur B de la semelle dépasse 50 % de la distance entre les poteaux dans les deux directions, l'utilisation des semelles isolées ou carrée ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, dans ce cas, on doit vérifier les semelles filantes.

➤ **Calcul des semelles filantes sous voiles et poteaux:**

L'effort normal support par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq N/A$

$$N = \sum N_i \text{ de chaque poteau} = 559.92 + 549.99 + 473.37 = 1583.28 \text{ KN}$$

$$A = B \times L$$

- B : Largeur de la semelle
- L : longueur de fil considéré

On prend le fil le plus chargé :

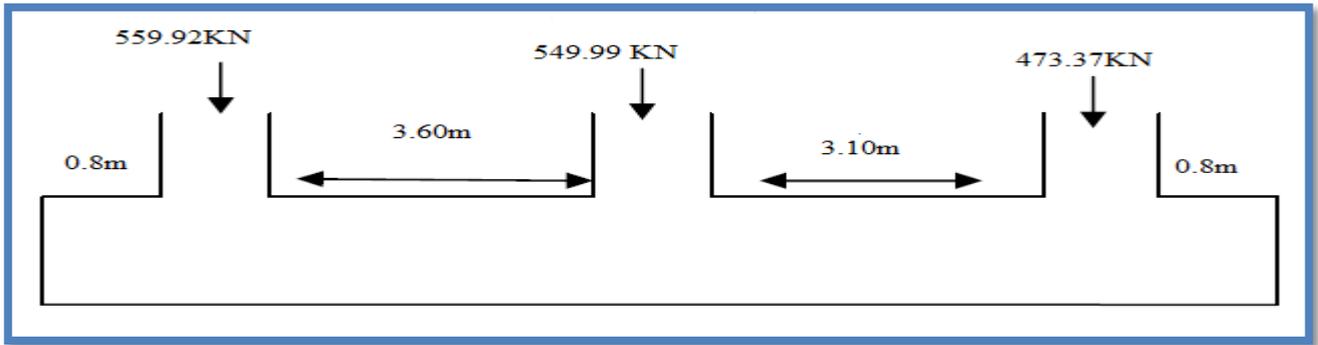


Figure 02 : semelle filante

La surface totale de la semelle est :

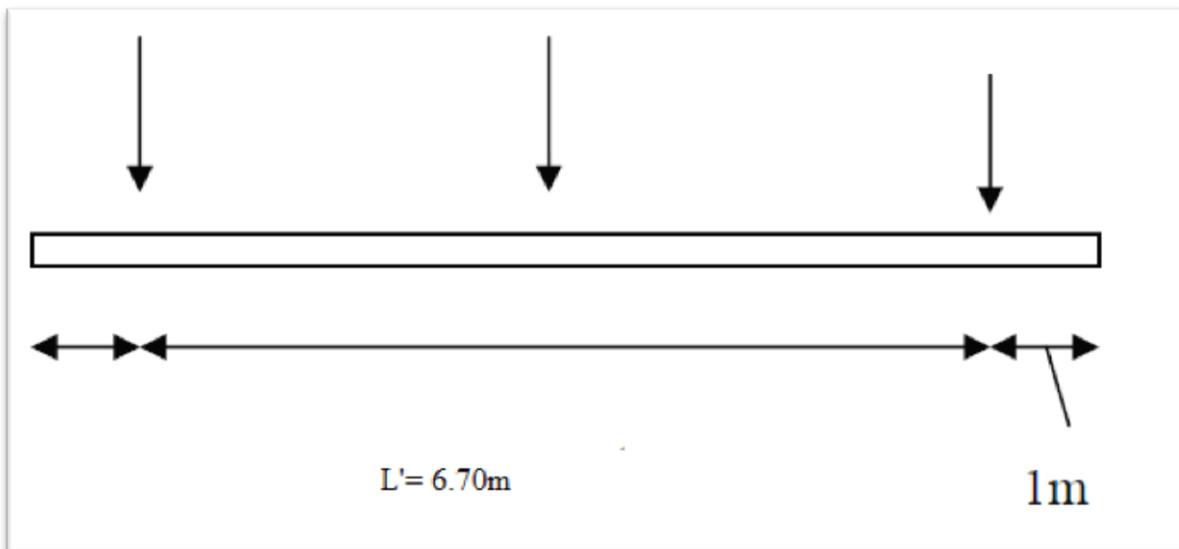
$$A \geq \sum N / \sigma_{sol} = 1583.28 / 170 = 9.31 \text{m}^2$$

$$A \geq 9.31 \text{m}^2$$

On suppose une largeur **B = 2 m**

La longueur de la semelle est : $L \geq A/B = 9.31/2 = 4.65 \text{m}$

On obtient les dimensions suivantes :



La pression de contact q sous la semelle de coordonnée x et y est :

$$q_{x,y} = N/BL + M_x.Y/I_x + M_y.X/I_y.$$

Avec :

$N_t = \sum N_i$: la somme des charges transmises par les poteaux

$$I_x = (1/12) BL^3 = 50.127m^4$$

$$I_y = (1/12) LB^3 = 4.47m^4$$

Et : $M_x = N_t \cdot e_y$

$$M_y = N_t \cdot e_x$$

L'excentricité : $e_x = x' - B/2 = 0$

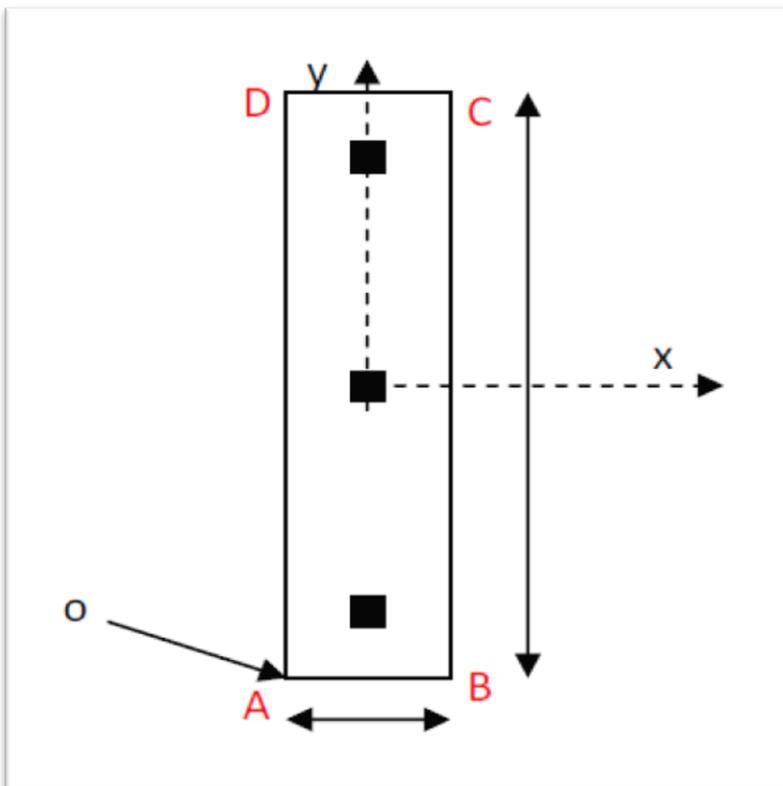
$$x' = (N_1x'_1 + N_2x'_2 + N_3x'_3) / N_t = 1$$

$$y' = (N_1y'_1 + N_2y'_2 + N_3y'_3) / N_t = 4.25$$

L'excentricité : $e_y = y' - L/2 = 4.25 - 6.7/2 = 0.9 \text{ m}$.

$x'_1, x'_2, x'_3 \dots$: est la distance entre le centre de gravité de poteau et le point 'O' selon la direction x; voir figure ci-dessus

$y'_1, y'_2, y'_3 \dots$: est la distance entre le centre de gravité de poteau et le point 'O' selon la direction y ; voir figure ci-dessus



Donc, on obtient :

$$M_x = N_t \cdot e_y = 1424.9 \text{KN.m}$$

$$M_y = N_t \cdot e_x = 0$$

Détermination de la hauteur utile « d » et de la hauteur « h » :

$$d \geq (B-b)/4 = (200-40)/4$$

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

$$h = 45 + 5 = 50 \text{cm}$$

Donc : la hauteur de la semelle égal à : $h = 50 \text{ cm}$

Vérification au non poinçonnement : [CBA : article A.5.2.4.2].

$$Q_u \leq 0.045 \times h \times u_c \times \frac{f_c^{2/3}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

u_c : la périmètre du contour.

$$u_c = (a+b+2 \times h) \times 2 = (0.4+0.4+2 \times 0.50) \times 2 = 3.6 \text{m}$$

$$Q_u = 559.92 \text{ KN} \leq 0.045 \times 500 \times 3600 \times \frac{25}{1.5} = 1350 \text{KN} \dots \dots \text{CV}$$

♦ Vérification des semelles sous l'effet de la force sismique :

Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

(1) $0,8G+E \longrightarrow$ Pour la vérification de la stabilité de la semelle

♦ Vérification de la stabilité au renversement :

Les semelles doit être vérifié la condition

$$\text{suiivante : } B \geq 4e_1$$

Tel que $e_1 = M/N = 17480/706610 = 0.025$

$4e_1 = 0.1 < B = 2 \text{m} \dots \dots \dots \text{CV.}$

VI.6. Calcul du ferrailage :(ELU) :

➤ Ferrailage longitudinale (axe x) :

Tracer le diagramme des moments. Voir figure ci-dessous :

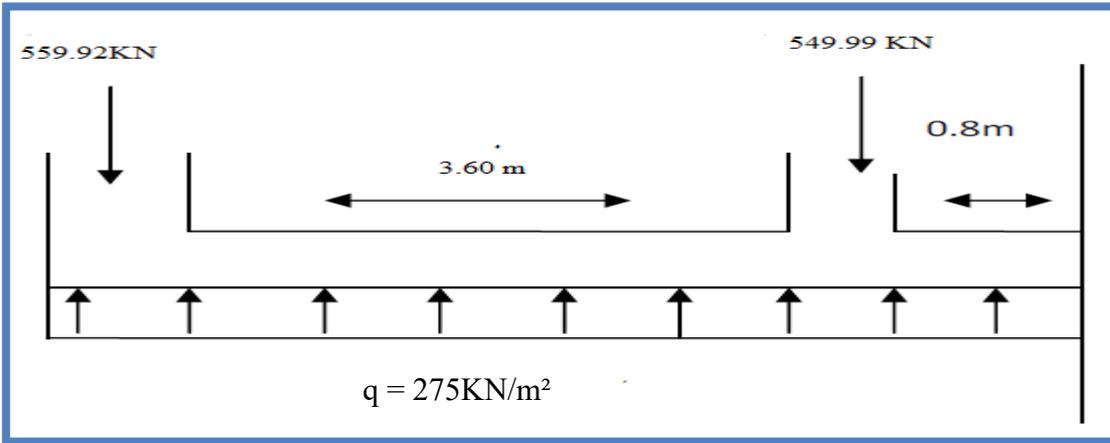


Figure 03 : Schéma statique

Diagramme des moments :

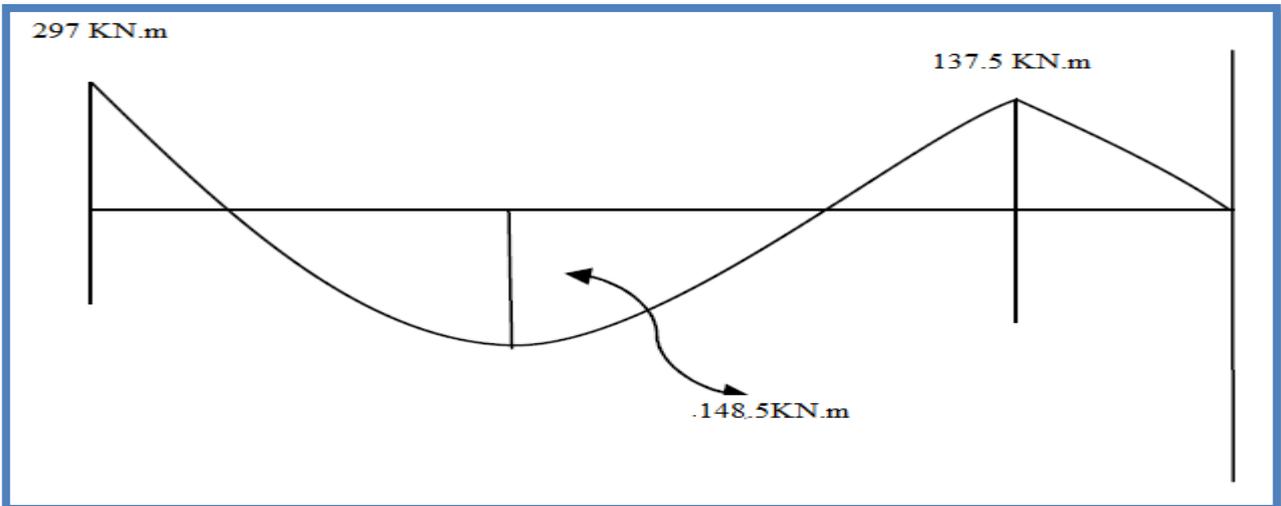


Figure 04 : diagramme des moments

$$M_{trv} = qx^2/24 = 148.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{app1} = qx^2/12 = 297 \text{ kN.m}$$

$$M_{app2} = qx^2/2 = 137.5 \text{ kN.m}$$

Renforcement négatif en haut de la travée centrale

A partir de M_{max} de la semelle, on calcul

$$M_u = M_{max}/B = 148.5/2 = 74.25 \text{ kN.m/m}$$

Le moment ultime :

$$M_u = \emptyset A_s f_y (d - a/2)$$

$$\text{Et } \phi = 0,9$$

$$d = h - \text{enrobage} = 45\text{cm}$$

$$a = A_s f_y / 0,85 f_{ck} b$$

$$\text{avec : } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$b = 1\text{m (une bande de 1m).}$$

$$162000A_s, - 3387600A_s^2 = 74.25$$

$$3387600A_s^2 - 162000A_s + 74.25 = 0$$

$$A_s = 900\text{mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ total}} = 900 \times B = 1800 \text{ mm}^2/\text{m}$$

On adopte : 12T14 soit $A_s = 18.46\text{cm}^2$

Avec un espacement = 18cm

Renforcement négatif en haut de la travée centrale

A partir de M_{\max} de la semelle, on calcul

$$M_u = M_{\max}/B = 297/2 = 148.5\text{KN.m/m}$$

Le moment ultime :

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$\text{Et } \phi = 0,9$$

$$d = h - \text{enrobage} = 45\text{cm}$$

$$a = A_s f_y / 0,85 f_{ck} b$$

$$\text{avec : } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$b = 1\text{m (une bande de 1m).}$$

$$162000A_s, - 3387600A_s^2 = 148.5$$

$$3387600A_s^2 - 162000A_s + 148.5 = 0$$

$$A_s = 1600\text{mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ total}} = 1600 \times B = 3200 \text{ mm}^2/\text{m}$$

On adopte : 17T16 soit $A_s = 34.16\text{cm}^2$

Avec un espacement = 18cm

➤ **Ferrailage transversale (axe y) :**

La semelle est divisée en zones ou bandes de largeurs définies selon le schéma ci-dessous. Les zones I et II, généralement appelées zones efficaces, doivent être analysées comme des poutres ; l'acier fourni doit ne pas être inférieure à celle requise pour la flexion ou A_{smin} , la plus grande des deux. Pour la zone III (les parties restantes), l'acier fourni doit satisfaire uniquement à l'exigence A_{smin} . Toutes les barres d'acier transversales doivent être placées sur des barres dans le sens de la longueur :

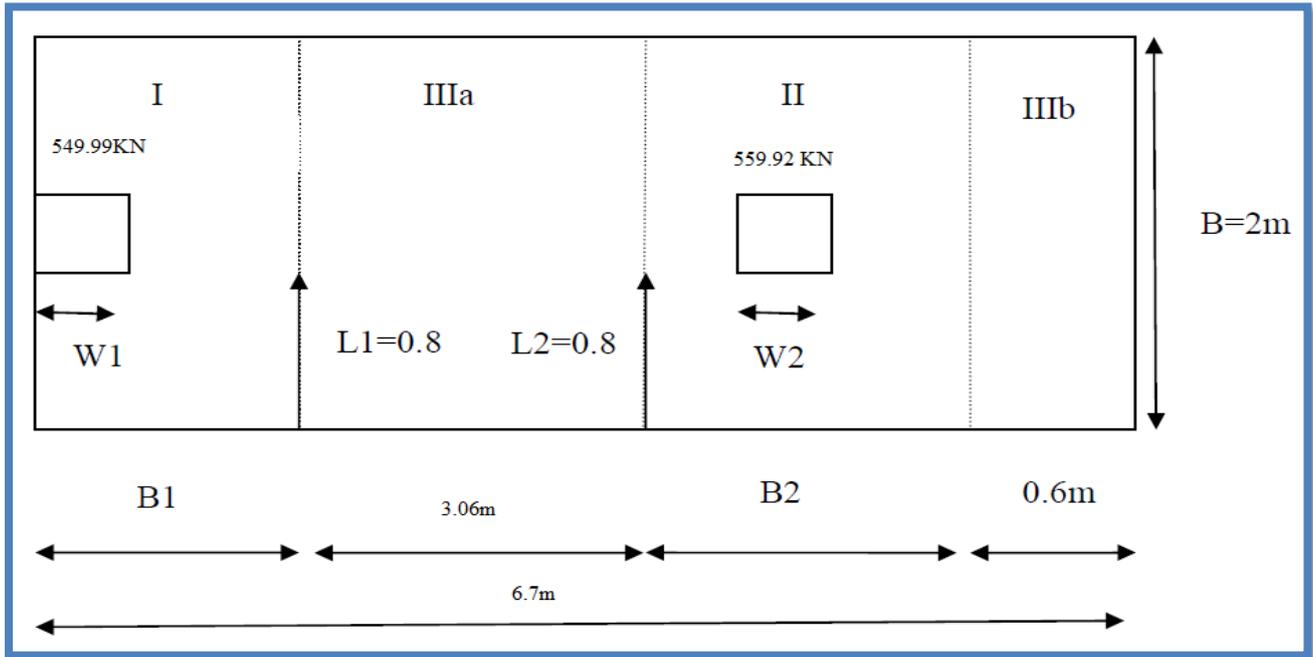


Figure 05 : Les Zones de Semelle

$$B_1 = w_1 + 0.75 \times d = 0.4 + 0.75 \times 0.45 = 0.7375\text{m}$$

$$B_2 = w_2 + 1.75 \times d = 0.4 + 1.75 \times 0.45 = 1.075\text{m}$$

Donc on a :

❖ **Zone 1 :**

$$q_1 = N_1 / B \times B_1 = 549.99 / 2 \times 0.74 = 371.6\text{KN/m}^2$$

$$M_{u1} = q_1 \times l^2 / 2 = 371.6 \times 0.8^2 / 2 = 118.9\text{KN.m}$$

Le moment ultime :

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

Et $\phi = 0,9$

$$d = h - \text{enrobage} = 45\text{cm}$$

$$a = A_s f_y / 0,85 f_{ck} b$$

avec : $f_{ck} = 25\text{MPa}$

$b = 1\text{m}$ (une bande de 1m).

$$162000A_s, - 3387600A_s^2 = 118.9$$

$$3387600A_s^2 - 162000A_s + 118.9 = 0$$

$$A_s = 1200\text{mm}^2/\text{m}$$

On adopte : 8T14 soit ; $A_s=12.30\text{cm}^2$

Avec un espacement = 18cm

❖ **Zone 2 :**

$$q_2 = N_2/B_x B_2 = 559.92/2 \times 1.075 = 260.43\text{KN}/\text{m}^2$$

$$M_{u2} = q_2 x l^2 / 2 = 260.43 \times 0.8^2 / 2 = 83.34\text{KN.m}$$

Le moment ultime :

$$M_u = \emptyset A_s f_y (d - a/2)$$

$$\text{Et } \emptyset = 0,9$$

$$d = h - \text{enrobage} = 45\text{cm}$$

$$a = A_s f_y / 0,85 f_{ck} b$$

avec : $f_{ck} = 25\text{MPa}$

$$b = 1\text{m (une bande de 1m).}$$

$$162000A_s, - 3387600A_s^2 = 83.34$$

$$3387600A_s^2 - 162000A_s + 83.34 = 0$$

$$A_s = 800\text{mm}^2/\text{m}$$

On adopte : 7T14 soit $A_s=10.77\text{cm}^2$

Avec un espacement = 18cm

❖ **Zone 3 :**

$$M_{u3} = q_3 x l^2 / 3 = 275 \times 0.8^2 / 2 = 88\text{KN.m}$$

Le moment ultime :

$$M_u = \emptyset A_s f_y (d - a/2)$$

$$\text{Et } \emptyset = 0,9$$

$$d = h - \text{enrobage} = 45\text{cm}$$

$$a = A_s f_y / 0,85 f_{ck} b$$

avec : $f_{ck} = 25\text{MPa}$

$$b = 1\text{m (une bande de 1m).}$$

$$162000A_s, - 3387600A_s^2 = 88$$

$$3387600A_s^2 - 162000A_s + 88 = 0$$

$$A_s = 550\text{mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d / f_y = 0.0014\text{m}^2$$

$A_{s \text{ min}} = 14\text{cm}^2$

On prend A_{smin} : 10T14 soit $A_s = 15.38\text{cm}^2$

$$A_s = A_{smin} \times L = 0.0014 \times 0.6 = 8.4\text{cm}^2$$

On adopte : 6T14 soit $A_s = 9.23\text{cm}^2$

Schéma de ferrailage :

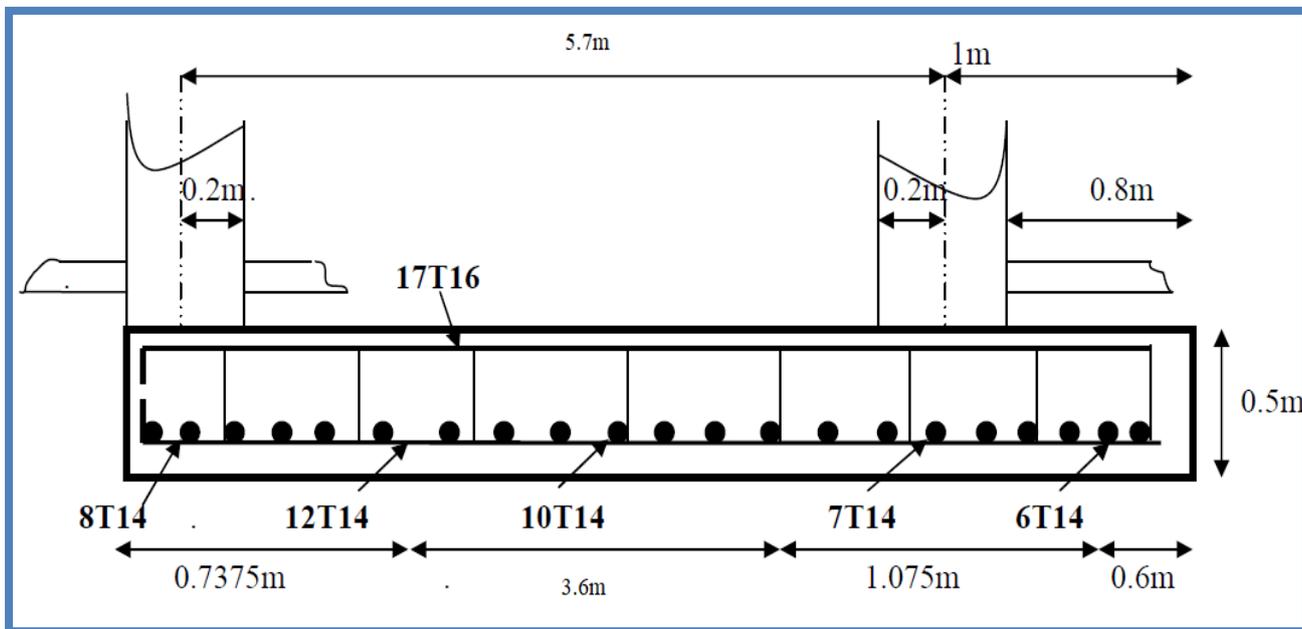


Figure 06 : Schéma de ferrailage

VI.7. La longrine

VI.7.1. Définition

Les longrines sont des poutres qui relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leurs calculs se font comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction $\langle F \rangle$

VI.7.2. Dimensionnement de la longrine

Selon [RPA 99] (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des origines sont :

* $(25 \times 30)\text{ cm}^2$sites de catégorie S2,

* $(30 \times 30)\text{ cm}^2$site de catégorie S4

Pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

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

$$h = 40\text{cm}$$

VI.7.3. Ferrailage de la longrine

*** Armature longitudinale**

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction comme suite :

$$F = \frac{Nu(max)}{\alpha} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots [\text{RPA 99 V 2003}]$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

D'après [RPA99/2003] :

$$\alpha = 12 \text{ (site S3, zone IIa),}$$

Nu (max) : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$Nu \text{ (max) : } 77.1 \text{ t} = 771.13 \text{ kn}$$

$$F = 771.13 / 12 = 64.26 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{64.26 * 10^3}{348} = 184.655 \text{ mm}^2 = 1.84 \text{ cm}^2$$

***Etat limite service**

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_a = \min (2/3 f_e ; 150\eta)$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_a = \min \left(\frac{2}{3} * 400 ; 150 * 1.6 \right) = 240 \text{ MPa} ; N_{ser} = 514.09 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$\Leftrightarrow A_s = \frac{N_{ser}}{\sigma_a} = (514.09 * 10^3 / 12) / 240 = 178.50 \text{ mm}^2 = 2 \text{ cm}^2$$

***Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; d = 0.9h = 36 \text{ cm.}$$

$$A_s \geq 0,23 * 30 * 36 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_s = 1.30 \text{ cm}^2$$

Recommandation de [RPA 99 v2003]

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

$$St \leq \min (20\text{cm}, 15 \Phi L)$$

$$\text{Donc } A_s = 0.006 (30 \times 40) = 7.20\text{cm}^2$$

On adopte 6T14 avec $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

Armatures transversales

On prend : 4Ø8 ($A = 2,00 \text{ cm}^2$)

Avec espacement de :

$$e = \min (20\text{cm}, 15\phi l) = 20\text{cm} \text{ On prend } e = 20\text{cm}$$

Disposition des armatures

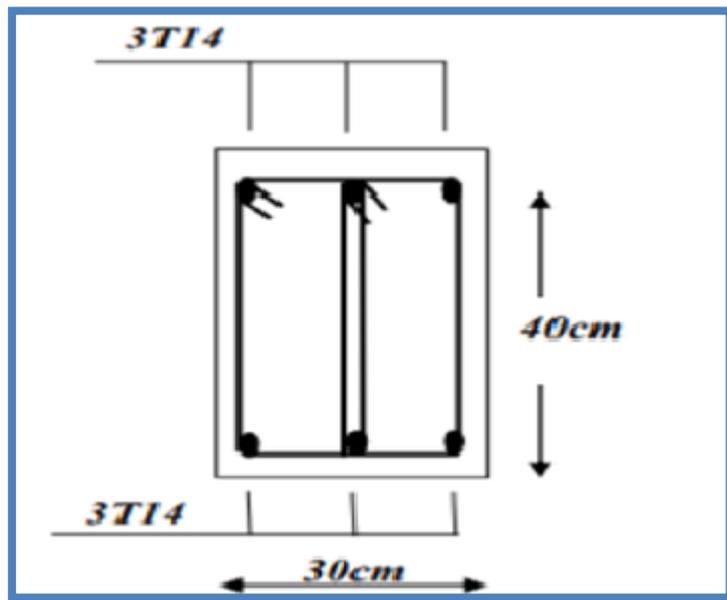


Figure 07: Ferrailage des longrines.

CONCLUSION GENERALE

Le travail que nous avons effectué nous a permis de mettre en évidence nos connaissances acquises durant notre parcours de formation. Nous avons désigné une structure R+5 passant par les différentes étapes nécessaires, une fois en négligeant les murs de maçonnerie dans l'analyse comme habituellement faite et l'autre fois en tenir en compte ces derniers.

Après avoir achevé les deux analyses, on peut conclure que les murs participent réellement à la résistance de l'ensemble du bâtiment, ils réduisent, par conséquent, les sollicitations enfin surtout les moments fléchissant d'un rapport de (30%). Afin de mieux focaliser sur le gain de prendre en compte ces murs de maçonnerie un calcul estimatif en Dinars Algérienne a été réaliser. Un coût de (1529223 DA) sur toute la structure est à gagner dans le cas de prendre en compte les murs dans le calcul. Pourtant, que les ferrailages transversaux n'ont été pas entamés dans l'estimation. Par conséquent, le gain en acier peut aller au double si les aciers longitudinaux et transversales soient les deux considérées.

Le présent travail réalise une piste à suivre pour les prochains travaux en visant à participer à la modélisation des murs en maçonnerie surtout en vue de leur rôle au comportement de l'ensemble de la structure.

Règlements

[1] Règles parasismiques algériennes version 2003 (**RPA**).

[2] Béton armé aux états limite (**BAEL**).

[3] Document technique réglementaire **DTR.B.C.2.2**.

[4] Calcul des ouvrages en béton armé (**CBA 93**).

Mémoires

[5] **Boutrah Sara ET Bahair Hayet** Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation, université de Mila , juin 2020.

[6] **ALLEL MARWA ET SERRAR SAFA** Etude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation contreventé par portiques et voiles ,université de Mila , juin 2020.

[7] **Belahlou Latifa ET Bouguerra Imane** Dimensionnement et étude sismique d'un bâtiment (+5) en Béton armé, université de Mila , juin 2020.

thèse doctorat

[8] **Dr. BELGHIAT Choayb** Contribution à la modélisation dynamique de la maçonnerie chaînée , l'université de Tébessa 2018-2019 .

Logiciels : Robot 2014 ; Auto CAD 2017