



**La République Algérienne Démocratique Et
Populaire**

**Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université ABBES LAGHROURE Khenchela**

N° de série :

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Département de Génie Civil

Spécialité : Structures

**Étude d'un bâtiment (R+5) en béton armé
avec contreventement mixte.**

Réalisé par :

-BAGHZOU Layeche

-MEFTAH Zakaria

Dirigé par :

-M. MESSAS Tidjani

Membres de jury :

M. MENASRIA Abderrahmane Président

D_r. MAMEN Belkacem Examineur

M_{me}.MESMOUDI Mounira Examinatrice

Présenté le 24/06/2018

Sommaire

Introduction générale01

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

I.1.Introduction03

I.2.présentation de l'ouvrage.....03

I.3.caractéristiques des matériaux03

I.4. Conception de la structure04

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....06

I.6.Hypothèses de calcul.....11

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges :

II.1.Introduction :12

II.1.Pré dimensionnement :12

II.2.Evaluation des charges:20

II.3. descente des charges :27

Chapitre III :Férrailage des éléments secondaire :

III. Introduction :38

III.1. Balcon.....38

III.2. L'acrotère.....41

III.3.Les escaliers.....47

III.4. Les plancher71

Chapitre IV :Etude sismique :

IV.1.Introduction.....98

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :99

IV.3. Méthodes de calcul :99

IV.4.choit de la méthode de calcul :101

IV.5. modélisation de la structure :102

IV.6.Méthode d'analyse modale spectrale:	107
IV.7.Disposition des voiles :	112
IV.8. Application de la méthode d'analyse modale spectrale:	110
IV.9. Calcul de la force sismique totale :	124
IV.10. Vérification de déplacement	125
IV.11. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	126
IV.12. Conclusion	133

Chapitre V : Ferrailage des éléments de contreventement :

V.1.Introduction :	134
V.2. Hypothèses :	134
V.3.Ferrailage des portiques :	134
V.3.1. Ferrailage des poutres :	134
V.3.2. Ferrailage des poteaux :	144
V.4.Ferrailage des voiles:	164

Chapitre VI :Etude de l'infrastructure :

VI.1.Introduction :	170
VI.2. Différents types de fondations:	158
VI.3. Etude du sol:	158
VI.4. Déterminations du type de fondation.....	171
VI.4.1.Choix de type de fondation.....	171
VI.5 Calcul des fondations	172
VI.5.1 Semelle isolé sous poteau.....	172
VI.5.2 Semelles filantes sous voiles.....	178
VI.6 Calcul des longrines.....	181
VI-7 Vérification de tassement.....	182
Conclusion	183



Liste des tableaux

CHAPITER II: PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES : PAGE

Tab II-2-1: Charge permanente du plancher terrasse.....	21
Tab II-2-2: Charge permanente du plancher courant.....	22
Tab II-2-3: Charge permanente du mur double cloison.....	23
Tab II-2-4 : Poids propre de la paillasse de l'escalier.....	24
Tab II-2-5 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.....	24
Tab II-2-6: Charge permanente de la dalle d'étage.....	25
Tab II-3-1: Descente des charges d'un poteau d'angle.....	30
Tab II-3-2: Descente des charges d'un poteau de rive.....	32
Tab II-3-3: Descente des charges d'un poteau intermédiaire.....	34
Tab II-3-4: Vérification de section pour le poteau	34

CHAPITER III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES :

Tab III-3-1: Charges et surcharge de Paillasse et palier.....	47
Tab III-3-2: les charges et les moments à ELU et ELS	49
Tab III-3-3: calcules les armatures l'longitudinales à ELU Volée I et II.....	49
Tab III-3-4: calcules les armatures en appuis et en travée.....	50
Tab III-3-5 : Les armatures de répartition.....	50
Tab III-3-6: calcules les armatures en appuis et en travée.....	56
Tab III-3-7 : récapitulatif des vérifications.....	56
Tab III-4-1: diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type (1) terrasse.....	68
Tab III-4-2 : diagramme des moments type(1) terrasse.....	68
Tab III-4-3: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type (1) terrasse.....	70
Tab III-4-4: diagramme des moments à ELS type(1) terrasse.....	70
Tab III-4-5: diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type (1) plancher étage.....	72
Tab III-4-6: diagramme des moments ELU type(1) plancher étage.....	72
Tab III-4-7: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type (1) plancher étage.....	74
Tab III-4-8: diagramme des moments à ELS type(1) plancher étage.....	74
Tab III-4-9: diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type (2) terrasse.....	79
Tab III-4-10: diagramme des moments type(2)terrasse.	79

Tab III-4-11: diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type(2) plancher étage.....	81
Tab III-4-12: diagramme des moments à ELU type(2) plancher étage.....	81
Tab III-4-13: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type (2) terrasse.....	82
Tab III-4-14: diagramme des moments à ELS type(2)terrasse.....	83
Tab III-4-15: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type(2).....	84
Tab III-4-16: diagramme des moments à ELS type(2) plancher étage.....	84
Tab III-4-17: Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU).....	88
Tab III-4-18: Différentes sollicitations parla poutrelle à deux travées (ELS).....	88
Tab III-4-19: Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU).....	91
Tab III-4-20: Différentes sollicitations parla poutrelle à deux travées (ELS).....	91
Tab III-4-21: Les sollicitations maximum ELU.....	91
Tab III-4-22: Les sollicitations maximum ELS.....	92
Tab III-4-23: Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures sur appuis.....	93
Tab III-4-24: Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures en Travée.....	94
Tab III-4-25 : Vérification a l'ELS sur travée.....	95
Tab III-4-26 : Vérification a l'ELS sur appuis.....	95

CHAPITER IV: ETUDE SISMIQUE :

Tab IV-1: valeurs des pénalités P_q	110
Tab IV-2: Périodes et facteurs de participation (Résultats Robot 2014).....	116
Tab IV-3: Centre de masse et centre de torsion.....	124
Tab IV-4: Vérification de la résultante des forces sismiques.....	125
Tab IV-5: vérification des déplacements suivant le sens X et Y.....	126
Tab IV-6: Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques.....	127
Tab IV-7: les efforts tranchants résultants.....	129
Tab IV-8: Justification vis-à-vis de l'effet- Δ sens X (Combinaison EX).....	130
Tab IV-9: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y (Combinaison EY).....	130
Tab IV-10: Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.....	132
Tab IV-11: vérification de renversement sens longitudinal.....	133
Tab IV-12: vérification de renversement de sens transversal.....	133

CHAPITER V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS :

Tab V-1 : situations pour le ferrailage des poutres.....	134
Tab V-2 : Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons.....	137
Tab V-3 : les résultats de calculs les armatures longitudinales a l'E.A.U.....	140
Tab V-4: vérification à l'E.L.S.....	141
Tab V-5 : Tableau récapitulation des ferrailages des poutres.....	141
Tab V-6: vérification de la contrainte de cisaillement.....	142
Tab V-7: Les sollicitations internes pour le poteau.....	146
Tab V-8: Ferrailage des poteaux.....	159
Tab V-9: Vérification des contraintes à l'ELS.....	160
Tab V-10: Ferrailage des armatures transversales.....	160
Tab V-11: Ferrailages des voiles.....	166
Tab V-12: Résultats de ferrailage horizontal.....	168

CHAPITER VI : CALCUL DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE :

Tab VI-1: Les efforts internes à la base du poteau de rive (le plus sollicité).....	172
Tab VI-2 : Vérification du poinçonnement.....	176
Tab VI-3: Les efforts internes appliqués sur la semelle d'angle et intermédiaire.....	177
Tab VI-4: Ferrailage de semelle d'angle.....	177
Tab VI-5: Ferrailage de semelle intermédiaire.....	177
Tab VI-6: Sollicitation de la semelle filante sous voile.....	178
Tab VI-7: Vérification du tassement.....	182

Liste des figures.

CHAPITER I : PRESENTAION ET DESCRIPTION :

Fig I-1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	6
Fig. I-2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS	6
Fig. I-3 : diagramme contrainte-déformation d'acier	8

CHAPITER II: PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES :

Fig II-1-1:Les poutres principales.....	13
Fig II-1-2:Les poutres secondaires.....	13
Fig II-1-3:Les poteaux.....	14
Fig II-1-4:Les planchers.....	15
Fig II-1-5:Les poutrelles.....	16
Fig.II-1-6 : Abaque de nombre et hauteur des marches.....	17
Fig.II-1-7 : Croquet d' acrotère.....	18
FigII-1-8: Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche).....	19
Fig.II-2-1:Section, transversale d'une poutre.....	20
Fig.II-2-2: Schéma d'un poteau.....	20
FigII-2-3: Composants d'un plancher terrasse.....	21
FigII-2-4: Composants d'un plancher courant.....	22
Fig.II-2-5:Schéma des murs extérieurs.....	23
Fig.II-2-6:Schéma d'un escalier	25
Fig II-2-7: L'acrotère.....	26
Fig.II-3-1: Croquis d'un poteau d'angle (A-7).....	28
Fig.II-3-2 : Croquis d'un poteau intermédiaire (E-2).....	28
Fig.II-3-3: Croquis d'un poteau de rive (C-2).....	28

CHAPITER III : CALCUL DES ÉLEMENTS SECONDAIRES :

Fig III-1-1: Schéma statique de balcon.....	38
Fig III-1-2 : Ferrailage de la console.....	40
Fig III-2-1- Schéma de l'acrotère.....	41
Fig.III-2-2 -Schéma de ferrailage.....	47
Fig III-3-1: Schéma d'escalier rez-de-chaussée volée I.....	48
Fig III-3-2 : Ferrailage de la poutre palière.....	60
Fig III-3-3 : Ferrailage de l'escalier.....	60
Fig III-4-1- : Démontions de planche coure creux.....	64
Fig III-4-2:Diagramme des moments ELU type(1) plancher terrasse.....	68

FigIII-4-3: Diagramme des efforts tranchants à ELU type (1)plancher terrasse.....	69
FigIII-4-1: Diagramme des moments ELS type(1) plancher terrasse.....	70
Fig III-4-4: Diagramme des efforts tranchants à ELS type (1)plancher terrasse.....	71
Fig III-4-6: Diagramme des moments ELU type(1) plancher Etage.....	73
Fig III-4-7: Diagramme des efforts tranchants à ELU type (1)plancher Etage.....	73
Fig III-4-8: Diagramme des moments ELS type(1) plancher Etage.....	75
Fig III-4-9: Diagramme des efforts tranchants à ELS type (1)plancher Etage.....	75
Fig III-4-10: Diagramme des moments ELU type(2) plancher Terrasse	79
Fig III-4-11: Diagramme des efforts tranchants à ELU type (2)plancher Terrasse.....	79
Fig III-4-12: Diagramme des moments ELU type(2) plancher Etage.....	81
Fig III-4-13: Diagramme des efforts tranchants à ELU type (2)plancher Etage.....	81
Fig III-4-14: Diagramme des moments ELS type(2) plancher Terrasse.....	83
Fig III-4-15: Diagramme des efforts tranchants à ELS type (2)plancher Terrasse.....	83
Fig III-4-16: Diagramme des moments ELS type(2) plancher Etage.....	85
Fig III-4-17: Diagramme des efforts tranchants à ELS type (2)plancher Etage.....	85
Fig III-4-18 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....	88
Fig III-4-19: Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.....	89
FigIII-4-20 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....	92
Fig III-4-21: Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.....	92
Fig III-4-22 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	93
Fig III-4-23: Schéma de ferrailage de la Nervure (terrasse + étage).....	96
Fig III-4-25 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	97

CHAPITER IV: ETUDE SISMIQUE :

Fig IV-1 : La disposition des murs voiles.....	112
Fig IV-2: La disposition des murs voiles.....	113
Fig IV-3: Figure Diagramme de spectre de réponse.....	115
Fig IV-4 : 1 ^{er} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques X-Y.....	117
Fig IV-5 : 2 ^{eme} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques X-Y.....	118
Fig IV-6 : 3 ^{eme} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques X-Y.....	119
Fig IV-7: 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques	120

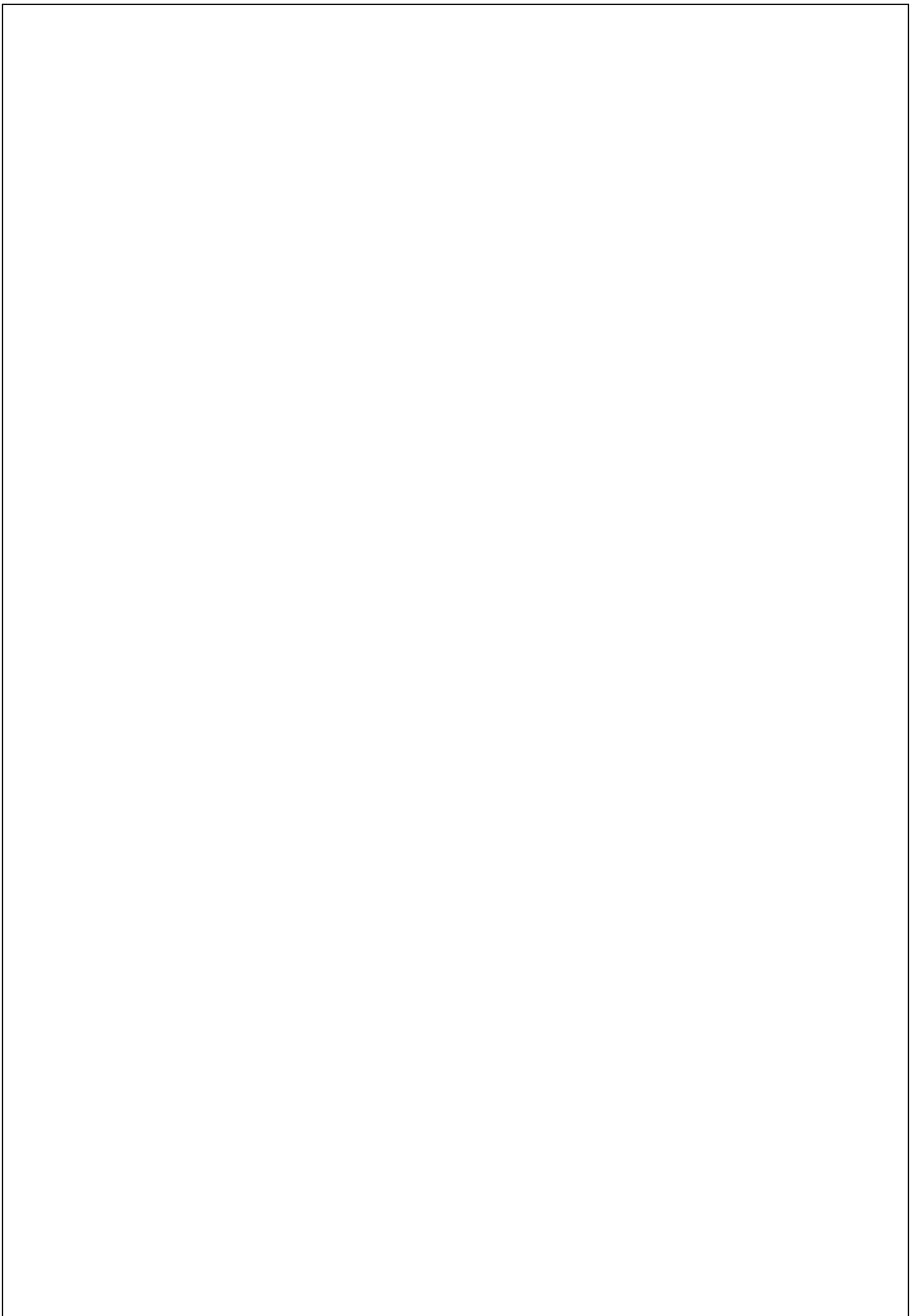
Fig IV-8: 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques	121
Fig IV-9: 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques	122
Fig IV-10 : Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	128
Fig IV-11 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	129
Fig IV-12 : Déplacement horizontal dans les deux sens.....	131

CHAPITER V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS :

Fig.V-1 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	142
Fig.V-2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	143
Fig.V-3: Sollicitations sur les poteaux.....	144
Fig.V-4: Zone nodales.....	146
Fig.V-5 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	160
Fig V-7 : Section partiellement comprimée.....	162
Fig V-8 : Section partiellement comprimée.....	163
Fig V-9: Section entièrement comprimée.....	163
Fig V-10 : Section partiellement comprimée.....	168
Fig V-11 : Schéma de ferrailage de voile V4.....	169
Fig V-12 : Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble Poteau (RDC) et voile V4.....	169

CHAPITER VI : CALCUL DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE

Fig.VI.1 : Différents types de fondations.....	170
Fig .VI.2: Excentrement de la semelle.....	173
Fig .VI.3 : Exemple de ferrailage d'une semelle isolée sous poteau de rive.....	176
Fig. VI.4 : Exemple de ferrailage d'une semelle isolée sous poteau d'angle.....	177
Fig .VI.5.: Exemple de ferrailage d'une semelle intermédiaire sous poteau.....	178
Fig VI-6: Exemple de ferrailage d'une semelle filante sous voiles.....	180
Fig VI-7 : Schéma de ferrailage de longrine.....	182



Liste des symboles

A_s	Aire d'une section d'acier.
A_t	Section d'armatures transversales
B	Aire d'une section de béton.
\varnothing	Diamètre des armatures
Q	Charge d'exploitation.
R	Force résultante.
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u	Contrainte ultime de cisaillement.
τ	Contrainte tangentielle
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol.
σ_m	: Contrainte moyenne
G	Charge permanente.
ξ	Déformation relative.
V_0	Effort tranchant a la base.
E.L.U	Etat limite ultime.
E.L.S	Etat limite service
N_{ser}	Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u	Effort tranchant ultime.
T	Effort tranchant, Période.
S_t	Espacement.
λ	Elancement.
e	Epaisseur,
F	Force concentrée.
f	Flèche.
\bar{f}	Flèche admissible.
D	Fiche d'ancrage
L	Longueur ou portée.
L_f	Longueur de flambement..

W	Poids total de la structure.
F_e	Limite d'élasticité de l'acier
M_u	Moment à l'état limite ultime
M_{ser}	Moment à l'état limite de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment sur appuis
M_0	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base
I	Moment d'inertie
f_i	Flèche due aux charges instantanées
f_v	Flèche due aux charges de longue durée.
I_{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées
M	Moment, Masse
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
P	Rayon moyen.
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
K	Coefficient de raideur de sol
δ	Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton
Y	Position de l'axe neutre.
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène
ε	déformation relative
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
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

INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est

pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de faible sismicité, comportant un RDC et 5 étages à KHENCHELA.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).

- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul robot bat 2009
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel robot bat 2009 est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

I-1 Introduction :

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.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage:

Ce projet consiste à l'étude d'un bloc d'habitation (Bloc angle 03 logements par palier)

Appartenant à un site de 500/1000/5000 logements publics locatifs à la daïra de chechar-khenchela .

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un immeuble d'habitation (R + 5) Classé en groupe d'usage2.A selon l' R.P.A 99 / 2003. Il est implanté à la région de KHENCHELA sur un site plat en zone de faible sismicité (zone D).

I.3. Caractéristiques géométriques:

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de dimensions suivantes:

- Hauteur totale du bloc (y compris acrotère)H =19.30 m
- Hauteur de RDC.....h =3.40 m
- Hauteur d'étage courant.....h =3.06 m
- L'Acrotère..... h=0.60 m

-Dimensions en plans (surface bâtie):

- Longueur totale L =23.40 m
- Largeur totale..... l = 18.50 m

I.4 Conception de la structure :

I.4.1 Ossature de l'ouvrage:

La structure à ossature en béton armé leur système de contreventement mixte est constitué par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques - voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2 Planchers :

Les planchers sont des parties horizontales de la Construction séparant les niveaux d'un bâtiment, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I.4.2 .1 Planchers Corps Creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

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

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

I.4.2 .2 Planchers dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

I.4.3 Escaliers:

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

I.4.3 Maçonneries:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

I.4.4. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.
- L'étanchéité multi couche pour les planchers terrasses.

I.4.5 l'acrotère:

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.6 Terrasse:

Le bâtiment comporte une type de terrasse inaccessible.

I.4.7 poteaux : en béton armé.

I.4.8.poutres: en béton armé.

I.4.9. voiles : en béton armé.

I.4.10. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.4.11.1 Fondation:

Afin de connaitre la nature et le comportement des sols sous -jacent, les travaux et les essais sont réalisé in situ suivants :

- **Sondage carotté** : 09 sondages en carottage continu avec des profondeurs d'investigation variant de 12.00à15.00m.
- Terre végétale (0.30-2.00m).

Au dessous, les formations des soles relevées suivantes :

Au Sondage 01 :

- Marne calcaire jaunâtre d'aspect schisteux indurée (0.30-5.00m).
- Marne calcaire verdâtre d'aspect schisteux indurée (5.00-7.00m).
- Calcaire compact gris (7.00-15.00m).

➤ **Pénétromètre dynamique :**

Les essais permettent de détecter la moindre anomalie ou chargement brutal dans la consistance des couches du sous sol, et d'évaluer la portance du sol support.

I.4.11.2 La conclusion des résultats :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que : Les sols mise en évidence se caractérisent par une couche de terre végétale d'une épaisseur variant de 0.30 à 0.20m .

- La contrainte de sol recommandée est de 2.0 bars et les tassements absolus et différentiels sous cette contrainte se feront durant la construction.
- L'assise sera sur des fondations superficielles ancrées à 4,00m à partir du niveau actuel du terrain naturel.
- Les sols sous fondations sont non gonflants.
- Le sol de fondation est d'agressivité très forte vis-à-vis du béton de l'infrastructure.

I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I-5-1- Béton :

I-5-1-1 Matières constitutives du béton:

La composition courante d' 1m³ de béton est la suivante :

- ◆ 350 kg de ciment de CPJ
- ◆ 400 L de sable $D_s < 5 \text{ mm}$
- ◆ 800 L de gravillon $5 \text{ mm} < D_g < 25 \text{ mm}$
- ◆ 175 L d'eau de gâchage

I-5-1-2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

- ◆ **Masse volumique :** pour le béton non armé, elle est prise dans notre présente étude égale à 2.5 t/m³.
- ◆ **Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \dots\dots\dots \text{si} : j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si} : j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \dots\dots\dots \text{si} : j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} \dots\dots\dots \text{si} : j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

♦ **Résistance à la traction :**

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{t28} \dots\dots\dots \text{si} : f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0.275(f_{cj}) \dots\dots\dots \text{si} : f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

On a été amené à se fixer une valeur de 25 MPa pour f_{c28} , et par conséquent :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1\text{MPa.}$$

Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

♦ **Contraintes limites :**

1. à l'ELU :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression : $f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{cj}$

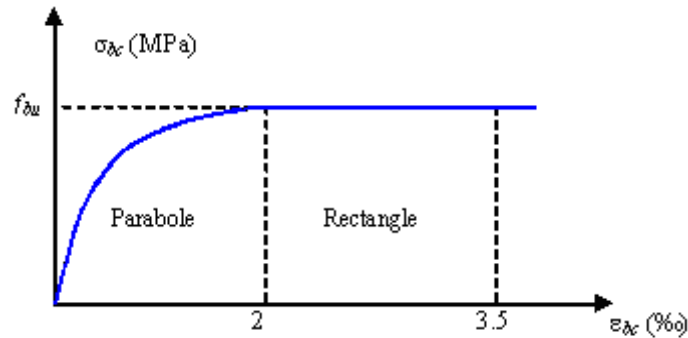
Avec : $\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.



Fig(I.1) : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

2. à ELS : est donné par $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$ donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

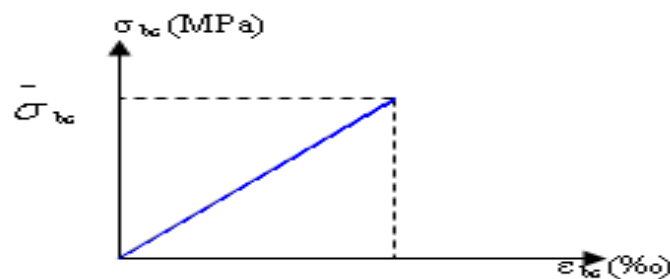


Fig (I.2) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou : } E_{i28} = 32164,2MPa$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60MPa \quad \text{d'ou : } E_{v28} = 10818,865MPa$$

Coefficient de Poisson:

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement **BAEL 91**:

à l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I-5-2 ACIER:

L'acier est un alliage fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

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

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	$\varepsilon_{es}/\text{‰}$	Emploi
Barre HA type 1 et 2	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	FeE22	215	0.935	Emploi courant
	FeE24	235	1.02	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Treillis	TL50 $\phi \leq 6mm$	500	2.261	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL52 $\phi > 6mm$	520	1.917	

Tableau (I-1) : Caractéristiques mécaniques des aciers.

I-5-2 -1 Contraint limite de l'acier :♦ **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

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

$$\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

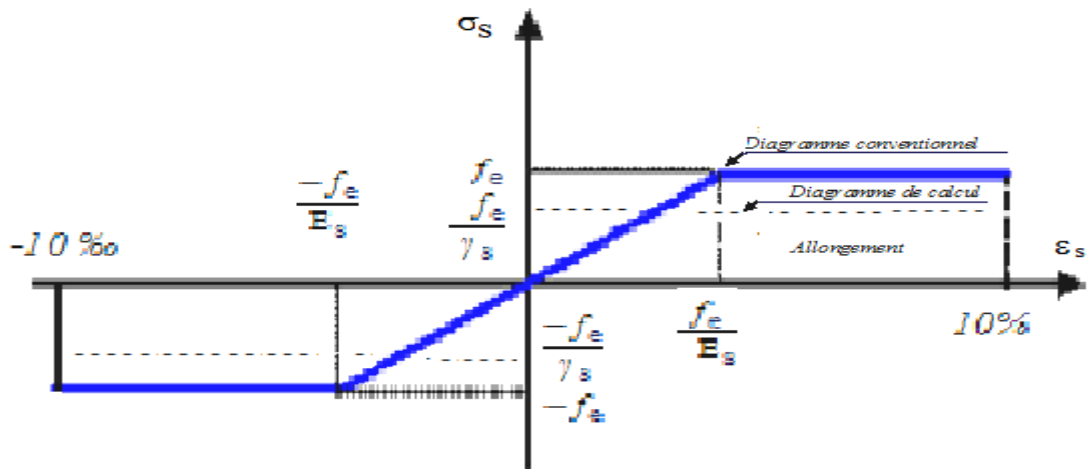


Fig (I.3): diagramme contrainte-déformation d'acier

♦ **Contrainte à ELS:**

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

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 110\sqrt{n f_{tj}})$ (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 90\sqrt{n f_{tj}})$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

♦ **Coefficient d'équivalence:**

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant :
$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

I-6 Hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I-6-1 Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

I-6-1-a Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

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 est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

I-6-1-b Etats limites de service (ELS) : constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

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 ($E_s=15E_b$; $n=15$).

Le RPA99/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) : c'est le code de calcul.

II-1-PREDIMENSIONNEMENT

II.1.1. Généralités :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93 et B.A.E.L 91mod 99. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment:

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles
- Les escaliers

II.1.2. Les Poutres :

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

$$L_{\max}/15 \leq ht \leq L_{\max}/10.$$

$$ht/2 \leq b \leq ht.2/3$$

ht : hauteur totale de la section de la poutre

b : largeur de la section de la poutre.

L : la longueur de la plus grande portée entre deux appuis.

II.1.2.1) Les Poutres Principales:

$$L_{\max y} = 4.50m = 450cm.$$

$$\text{On à : } 450/15 \leq ht \leq 450/10 \Rightarrow 30cm \leq ht \leq 45cm.$$

On adopte ht = 40cm.

$$\text{Donc } b \geq (40/2 ; 40 \times 2/3) \Rightarrow b \geq (20 ; 26,66)cm.$$

On adopte b = 30 cm.

D'après L' R.P.A 99 version 2003 la condition suivante doit être vérifiée.

Zone sismique I.

1- $b \geq 20cm \Rightarrow 30cm > 20 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

2- $ht \geq 30cm \Rightarrow 40cm > 30cm \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

3- $1/3 \leq h/b \leq 3 \Rightarrow 1/3 = 0,33 \leq 40/30 = 1.33 \leq 3 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

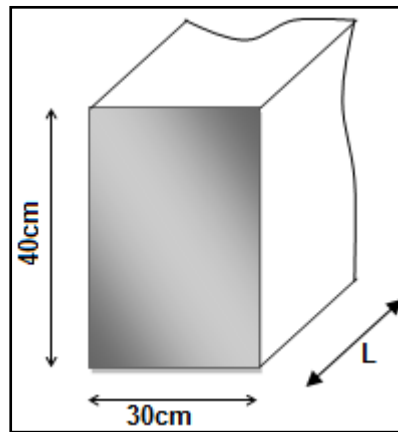


Fig II-1-1: Les poutres principales.

II.1.2.2. Les Poutres Secondaires :

$$L_{\max} = 4,00\text{m} = 400\text{cm}.$$

$$\text{On à : } 400/15 \leq ht \leq 400/10 \Rightarrow 26,66\text{cm} \leq ht \leq 40\text{cm}.$$

On adopte $ht = 35\text{cm}$.

$$\text{Donc } b \geq (35/2 ; 35.2/3) \Rightarrow b \geq (17.5 ; 23.33) \text{ cm}.$$

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

D'après L.R.P.A 99 version 2003 la condition suivent doivent être vérifiée pour
La zone sismique I.

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$condition vérifiée.
- $ht \geq 30\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$condition vérifiée.
- $1/3 \leq h/b \leq 3 \Rightarrow 1/3 = 0,33 \leq 30/30=1 \leq 3$condition vérifiée.

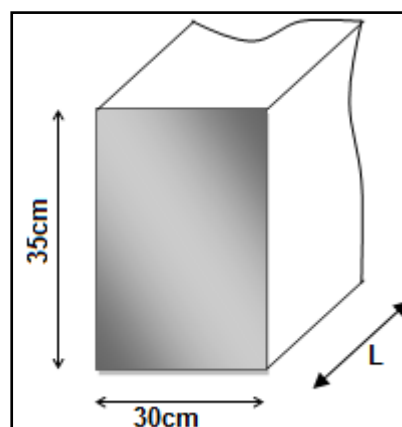


Fig II-1-2: Les poutres secondaires

I.1.3. Les Poteaux :

La section d'un poteau doit respecter la condition suivant : selon l'article (B.8.4) de règle B.A.E.L 91 mod 99

$$\lambda = \frac{Lh}{i} \leq 50 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie.

B : section de béton.

$$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ donc } h \geq \frac{2\sqrt{3 \times 0,707 \times h_e}}{50}$$

he : hauteur d'étage = 3.06 m.

$$h \geq 2\sqrt{3} \times \frac{0,707 \times 3.06}{50} = 0,150 \text{ m} \quad 15\text{cm}$$

On adopte h=30 cm.

$$\lambda = \frac{0,707 \times h_e}{\frac{b}{2\sqrt{3}}} = \frac{0,707 \times 3.06 \times 2\sqrt{3}}{b} \leq 50.$$

$$b = \frac{0,707 \times 3.06 \times 2\sqrt{3}}{50} = 0,150\text{m}$$

On adopte b = 40cm.

La section de poteau adoptée est (b.h) = (40x 30) cm² d'après la condition donnée par l'R.P.A 99version 2003. Zone sismique I

- Min (b ;h) ≥ 25 cm => min (40 x 30) > 25 cm.....condition vérifiée.
- Min (b ;h) ≥ he / 20 => min (40 x 30) ≥ 0,17 m.....condition vérifiée.
- 1 / 4 ≤ b / h ≤ 3 => 1 / 4 < 40 / 30 < 3.....condition vérifiée

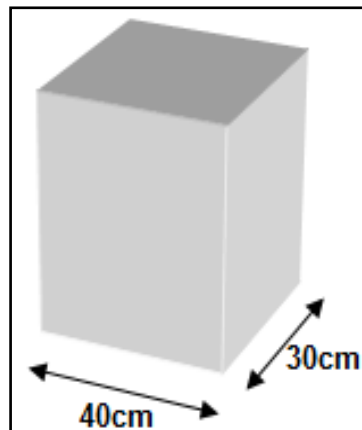


Fig II-1-3:Les poteaux.

II.1.4. Les planchers :

D'après les règles B.A.E.L 91 mod 99 on doit vérifier la condition de la flèche $ht / L \geq 1 / 22,5$ avec :

ht : la hauteur maximale de la section du plancher.

h : la plus grande portée de la poutrelle.

$L_{max} = 4.50$ m.(entre nus).

$ht / L \geq 1 / 22,5 \Rightarrow ht \geq 450 / 22,5 \Rightarrow ht \geq 20$ cm. Donc on adopte $ht = 20$ cm.

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

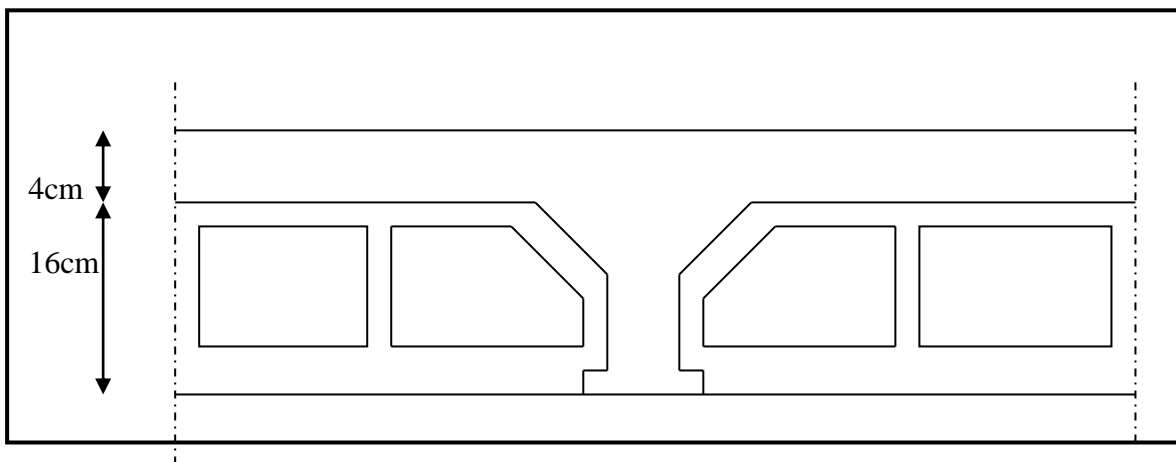


Fig II-1-4: Les planchers

II.1.5. Poutrelle :

On a $b = 2b_1 + b_0$.

$b_0 \geq [0,3 ht ; 0,4 ht]$ avec $ht = 20$ cm.

$b_0 \geq [6 ; 8] \Rightarrow$ on adopte $b_0 = 10$ cm.

$b_1 \geq \min[L/2 ; L_{max}/10]$ tel que : $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55$ cm.

$b_1 \geq \min[55/2 ; 350/10] = \min(27,5 ; 35)$ cm ; on adopte $b_1 = 27,5$ cm.

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

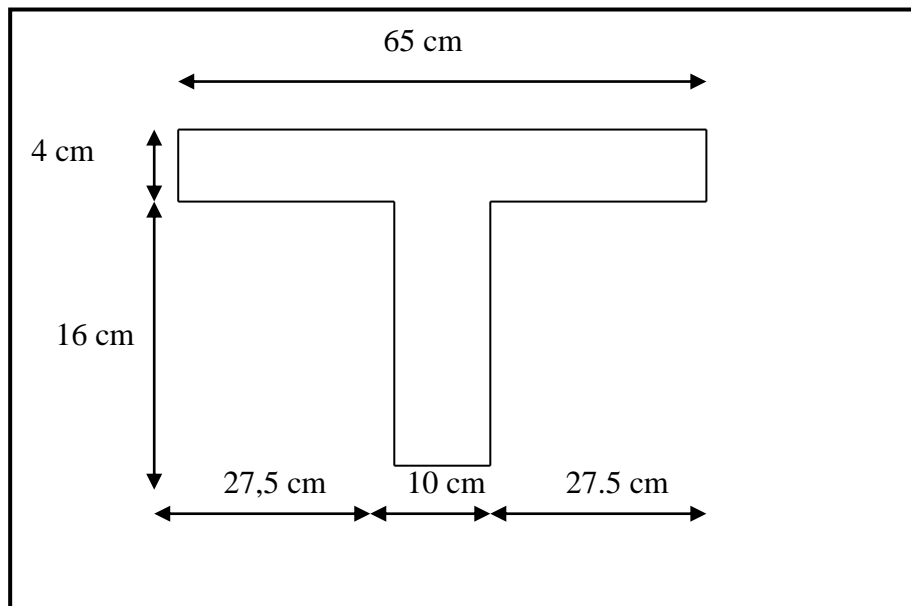


Fig II-1-5: Les poutrelles.

II.1.5. Les escaliers :

A/ Définition :

Un escalier est constitué d'une sécession de gradin, il sert à relier deux niveaux déférents d'une construction.

L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certain facteur, il doit être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à aggraver sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence du pas-d'âne ou une régularité dans son exécution cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron $2h + g = p$: l'amplitude du pas

B/ Pré dimensionnement :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de

BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$.

h varie de 14 cm à 20 cm.

g varie de 22 cm à 33 cm.

étage courant :

Hauteur d'étagehe = 3.06 m.

Giron.....g = 30cm

On a: 14, 5 < h < 18

Pour h=16cm on aura 10 marches par volée.

La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l = g(n-1) = 30(10-1) = 270 \text{ cm} = 2.70 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

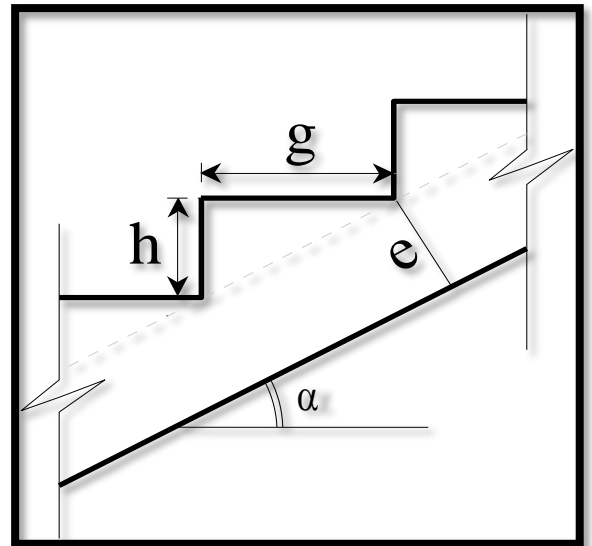
$$\text{tg}\alpha = 153/270 \text{ donc } \alpha = 29.54^\circ$$

La longueur de la paillasse est :

$$L = h/\sin\alpha \quad L = 153/0.49 = 3.12 \text{ m.}$$

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \text{ donc } 10.40 < e < 15.6$$



On prend comme épaisseur : **e = 15cm. Pour la résistance à la flamme selon l' R.P.A**

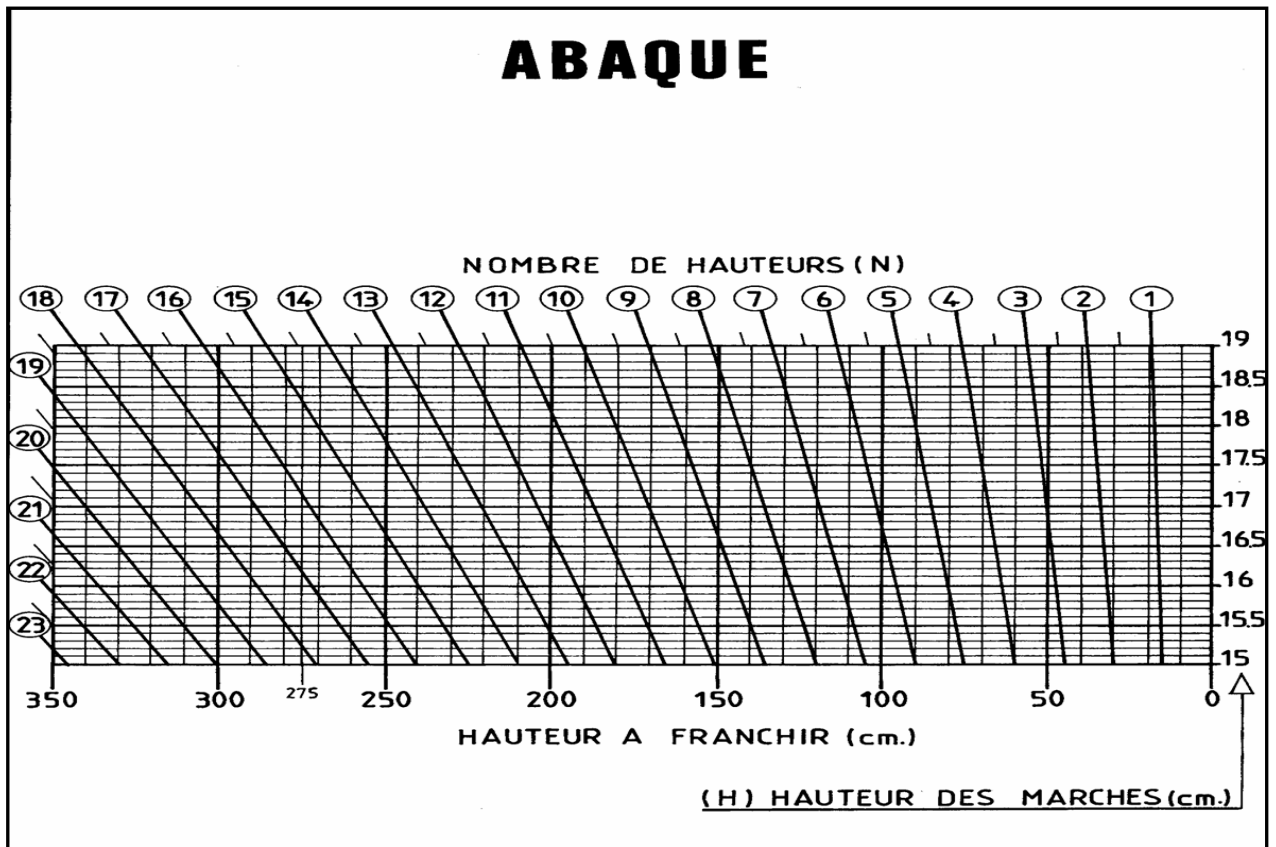


Fig.II-1-6 : Abaque de nombre et hauteur des marches

II.1.6. Les balcons (les consoles) :

A/ Définition :

Notre balcon est considéré comme une dalle pleine, on fait son calcul comme une poutre encastrée d'une seule extrémité.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

B/ Pré dimensionnement :

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \quad L = 125 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{L}{15} = 8.33 \text{ cm}$$

Donc on adopte $h = 15 \text{ cm}$ selon la RPA à résistance de flamme

II.1.7. Acrotère:

-Pré dimensionnement et évaluation des charges :

$$S = (0.60 \times 0.1 + \frac{0.1 \times 0.1}{2} + 0.05 \times 0.1) = 0.07 \text{ m}^2.$$

$$G = 0.07 \times 2500 = 175 \text{ kg/m}$$

$$G = 1.75 \text{ KN/m}$$

$$Q = 0.90 \text{ KN/m}$$

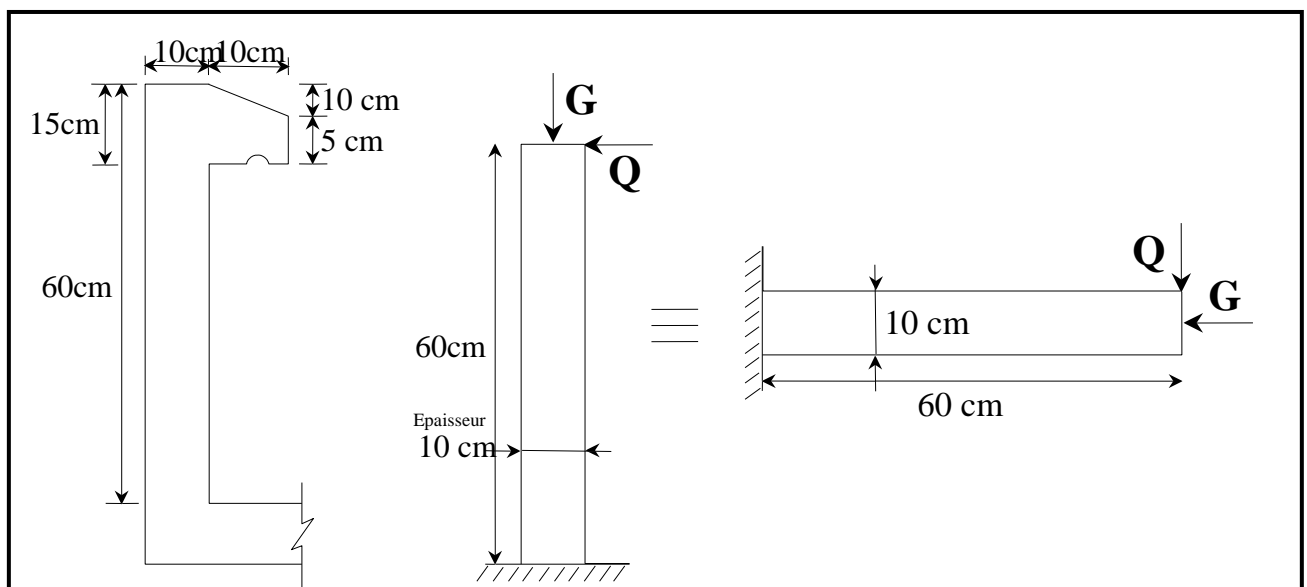
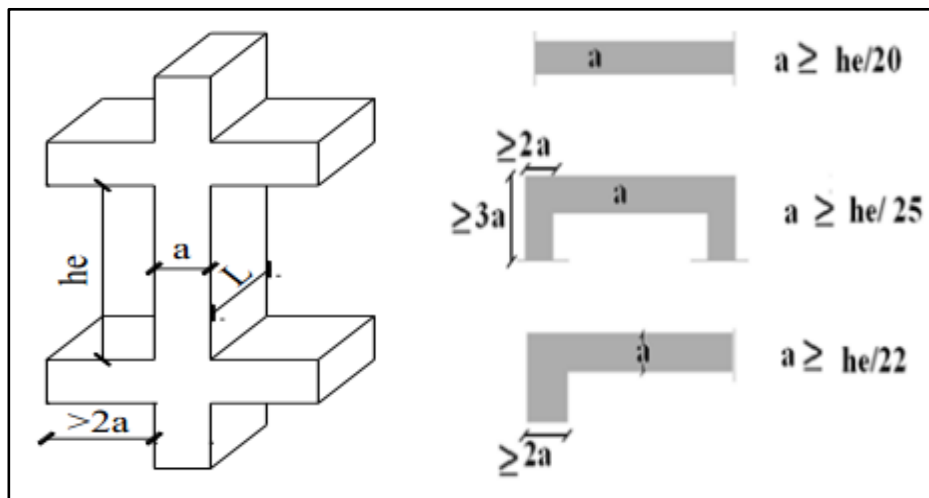


Fig.II-1-7 : Croquet d'acrotère

III.1.8. Les voiles :



FigII-1-8: Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche).

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- ✓ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le RPA 99/version 2003, article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec

- L : Porté du voile.
- e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

À partir de la hauteur d'étage $h=3.40$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :
 $a \geq \text{Max} (15\text{cm}; h_e/20)$.

Tel que : $h_e = h - h_{\text{poutre}} = 3.40 - 0.40 = 3$ m (hauteurs libres).

Alors $a \geq \max (15; 12; 13.63; 15)$

On adopte une épaisseur des voiles : $a=20$ m.

II-2-EVALUATION DES CHARGES :**II.2.1. Les poutres :****A/ Poids des poutres principales :**

$$b \times h \times 25.$$

$$0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ ml}$$

$$\boxed{G = 3.00 \text{ KN/ ml}}$$

B/ Poids des poutres secondaires :

$$b \times h \times 25.$$

$$0,30 \times 0,35 \times 25 = 2.63 \text{ KN / ml}$$

$$\boxed{G = 2.63 \text{ KN / ml}}$$

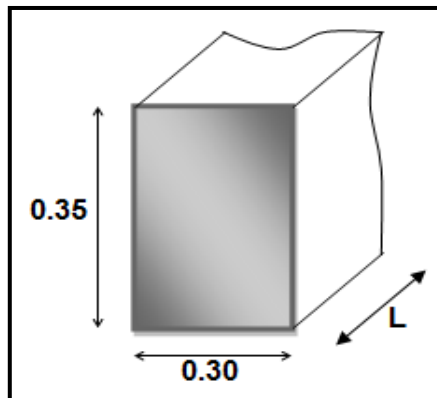


Fig.II-2-1: Section, transversale d'une poutre.

II.2.2. Poids des poteaux :

$$a \times b \times 25.$$

$$0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN / ml.}$$

$$\boxed{G = 3.00 \text{ KN / ml}}$$

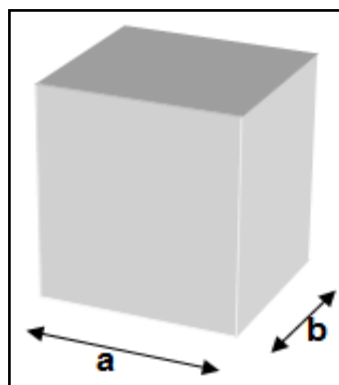
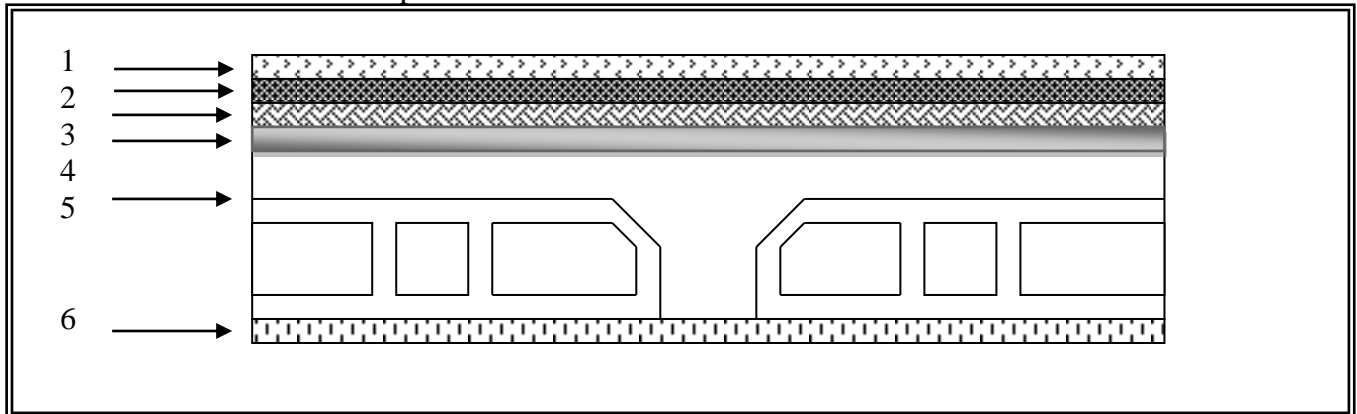


Fig.II-2-2: Schéma d'un poteau

II2.3. Les planchers :**A / Plancher terrasse :**

il se trouve en contact avec une bonne étanchéité.

1. Gravillon (protection hydrostatique).
2. Etanchéité multicouche.
3. Béton (Forme de la pente de 1,5 %).
4. Polystyrène expansé.
5. hourdis corps – creux (16 + 4).
6. Enduit de plâtre.



FigII-2-3: composants d'un plancher terrasse.

Charges permanentes plancher terrasse :

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	$\rho(kN/m^3)$	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
1	<i>Gravillon roulé</i>	0,045	20	0,9
2	<i>Etanchéité</i>	0,02	6	0,12
4	<i>Forme de pente en béton</i>	0,10	22	2,20
6	<i>Isolation thermique (liège)-(polystirène)</i>	0,04	4	0,16
8	<i>Plancher en corps creux (16+4)</i>	0,20	/	2,85
9	<i>Enduit plâtre</i>	0,02	10	0,20
<i>G totale</i>				6,43

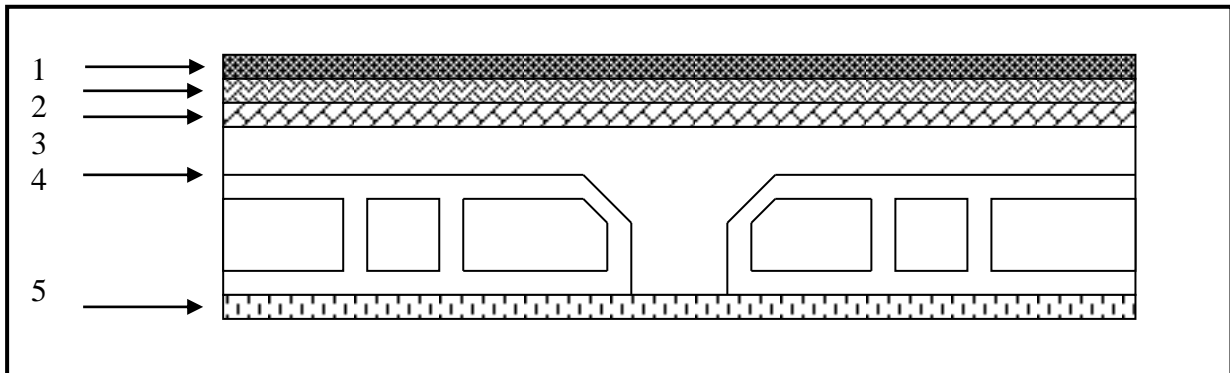
$$\mathbf{G = 6.43 \text{ KN / m}^2}$$

$$\mathbf{Q = 1.00 \text{ KN / m}^2}$$

TabII-2-1: Charge permanente du plancher terrasse.

B/ Plancher étage courant :

1. Carrelage.
2. Mortier de ciment.
3. Couche de sable.
4. Corps – creux (16 + 4).
5. Enduit de plâtre



FigII-2-4: composants d'un plancher courant

Charge permanente :

N	Composants	Épaisseur (m)	ρ (kN /m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,2	/	2,85
5	Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
6	cloison en brique creuse + enduit sur les 2 faces	0,10+ (2x0,02)	/	1,00
G				5,25

$$G = 5.25 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}$$

Tab II-2-2: Charge permanente du plancher courant.

II.2.4. Poids propre des murs extérieurs :

Le mur extérieur est constitué en doubles parois de briques creuses dans les épaisseurs sont (e = 10) cm et (e = 15 cm)[10cm à l'intérieur, 15cm l'extérieur]

Le vide de 5 cm entre parois est utile pour obtenir l'isolation phonique et thermique.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduite de ciment	0,02	20	0,40
2	mur en brique(int)	0,10	/	1.30
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	mur en brique(ext)	0,15	/	1.30
5	Enduit plâtre	0,015	10	0.15
G totale				3.35

Tab II-2-3: Charge permanente du mur double cloison.

Avec 30 % d'ouverture : $3.35 \times 0,7 = 2.34 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\boxed{G = 2.34 \text{ KN} / \text{m}^2.}$$

II.2.5. Poids propre de mur extérieur:

- Mur $e = 15\text{cm}$ $14 \times 0,15 \times 1,50 \times 1 = 3,15 \text{ KN/ml}$
- Enduis en plâtre $e = 01\text{cm}$ $14 \times 0,01 \times 1,5 \times 2 \times 1 = 0,42 \text{ KN/ml}$

$$\boxed{G = 3,57 \text{ KN/m}}$$

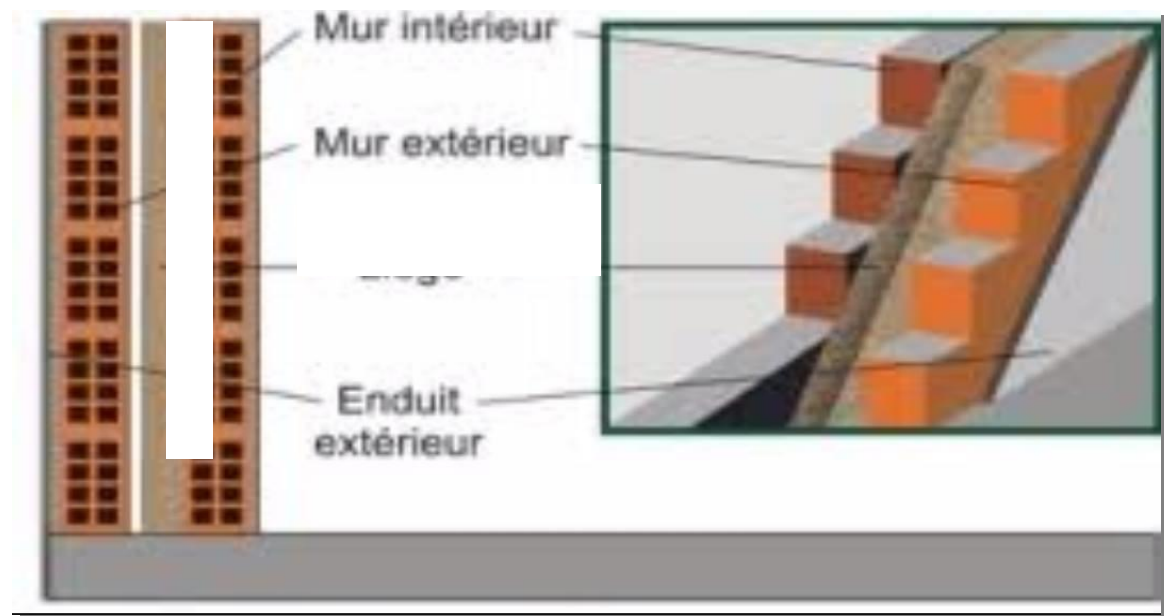


Fig.II-2-5 :Schéma des murs extérieurs

II.2.6. Les escaliers :

A/Paillasse :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	3.26
5	Poids des marches	0.17 / 2	22	1.76
6	Enduit ciment	0.02	20	0.40
			G	6.62

$$G = 6.62 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Tab II-2-4 : Poids propre de la paillasse de l'escalier.

B/Palier :

N°	Composants	Epaisseur r (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	20	0.40
			G	5.35

$$G = 5.35 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Tab II-2-5 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.

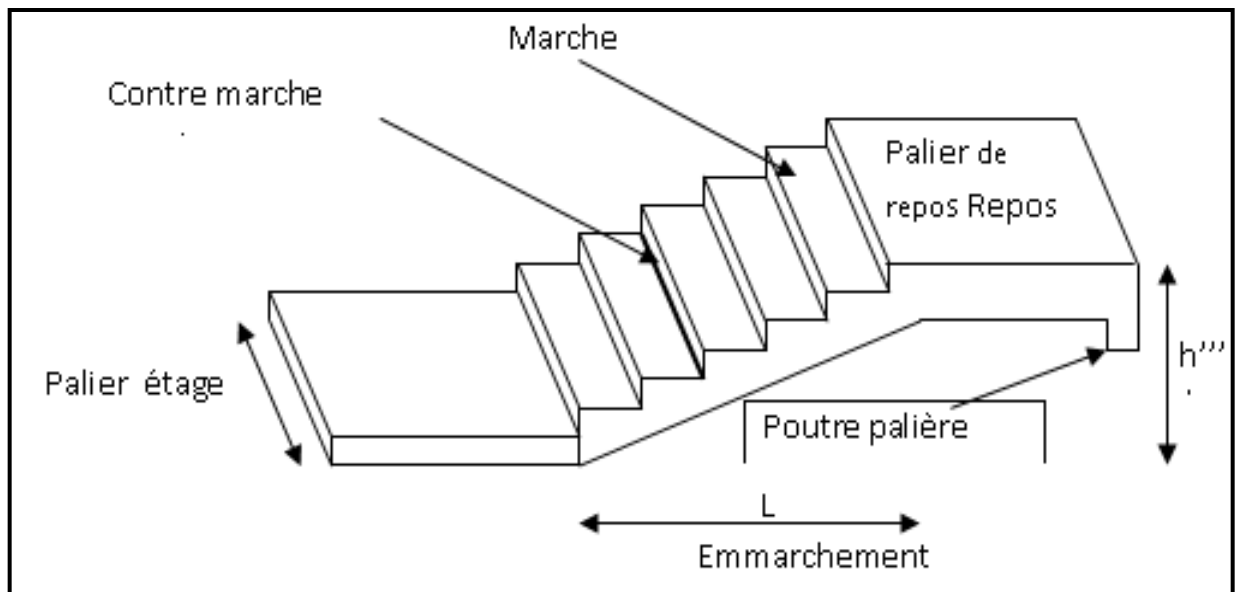


Fig.II-2-6 :Schéma d'un escalier

II.2.6. Balcon :

N°	Composants	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	$0,22 \times 22 = 0,44$
2	Mortier de pose	$0,02 \times 20 = 0,40$
4	Dalle pleine	$0,15 \times 25 = 3,75$
5	Enduit en plâtre	$0,01 \times 14 = 0,14$
	G	4.73KN/m²

$$\boxed{G = 4.73 \text{KN/m}^2} \quad \boxed{Q = 2,50 \text{KN/m}^2}$$

Tab II-2-6: Charge permanente de la dalle d'étage.

II.2.7.L'acrotère:

L'acrotère est un élément complémentaire des planchers-terrasse. Pour l'objectif d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et déprotéger le gravier de la poussée du vent, d'où informe un écran.

II.2.7.1) Charge permanente :

G₁: poids de béton. [KN/ml] :

$$G_1 = 0.07 \times 25 = 1.75 \text{ KN/m}$$

G₂: poids de revêtement [KN/ml] : Pour un revêtement de 2cm

$$G_2 = [(0.02 \times (0.6 + 0.10 + 0.10 + 0.05 + 0.10 + 0.45)) \times 20] = 0.56 \text{ KN/ml}$$

$$\boxed{G = G_1 + G_2 = 1.75 + 0.56 = 2.31 \text{ KN/ml}}$$

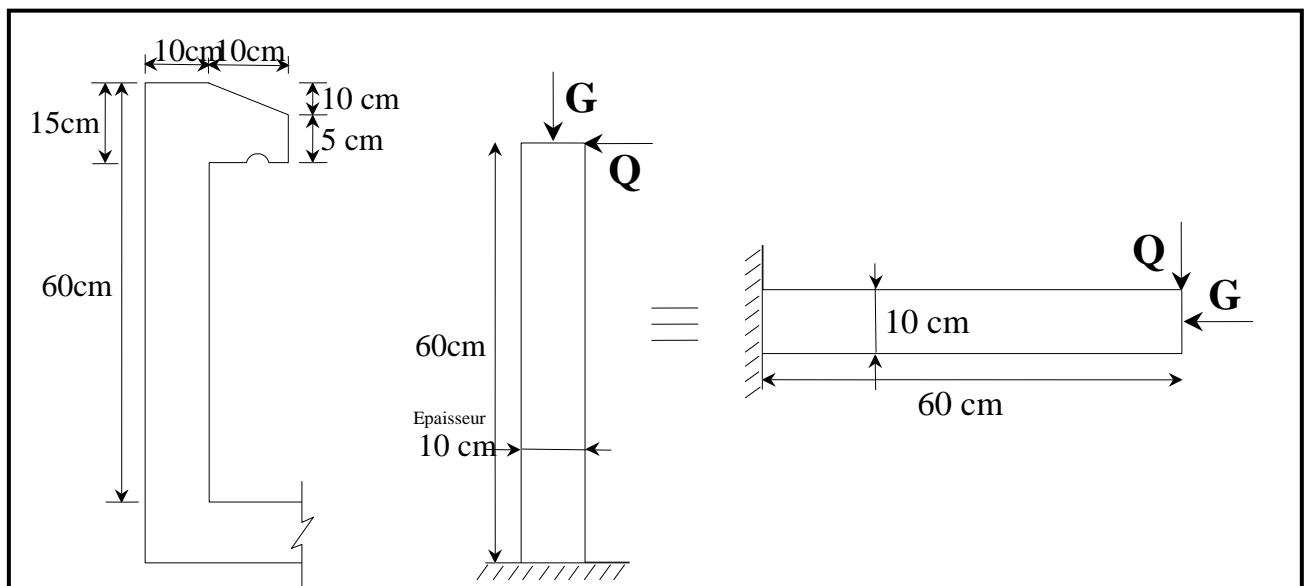


Fig II-2-7: L'acrotère.

II.3.LA DESCENTE DES CHARGES

II.3.1. Définition :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau, refend, ..), les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'au fondation.

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul des dalles et des poutres car il est impossible de tenir compte de la continuité des dalles, des poutres et des poteaux.

Par mesures de simplification les calculs de descente des charges sont faites en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenue compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux :

- 15% pour les poteaux courant de la file centrale d'un bâtiment à deux travées.
- 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans un bâtiment dont au moins il y a trois travées.

Pour les décomptes des murs, le vide des ouvertures est négligé quand la surface de celle – ci est au plus égal à 25% de la surface des murs. Dans le cas contraire la déduction des vides des ouvertures (portes et fenêtres), se fait sous la forme d'un coefficient minoratif égale au rapport de surface des éléments pleins sur la surface totale des murs.

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

- (A-7) : poteau d'angle.
- (C-2) : poteau de rive.
- (E-2) : poteau intermédiaire.

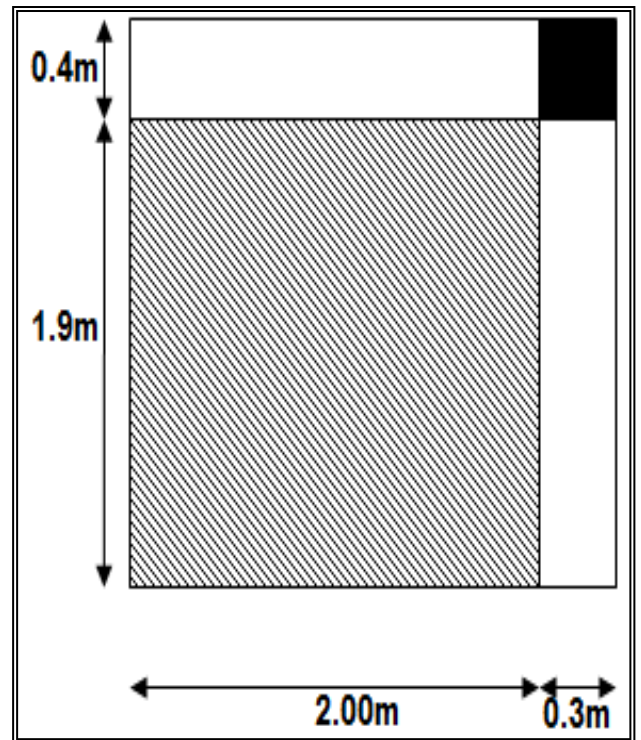
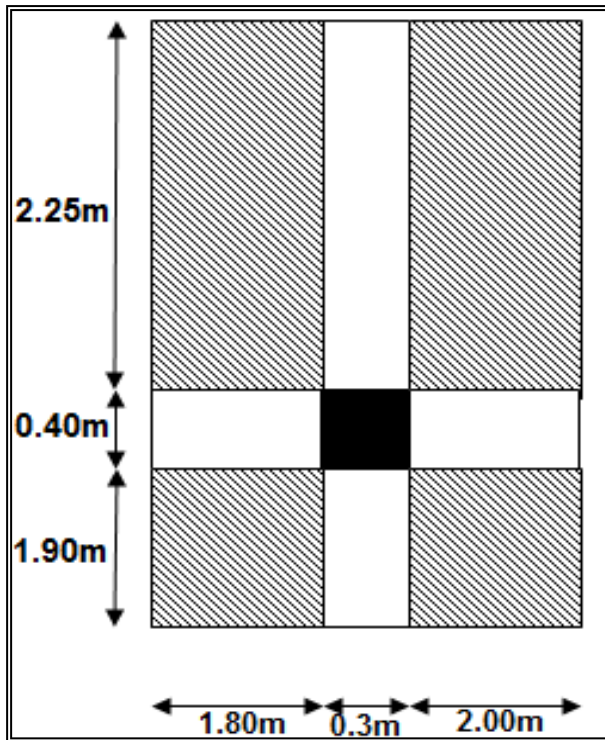


Fig.II-3-1: Croquis d'un poteau d'angle (A-7) **Fig.II-3-2 :** Croquis d'un poteau intermédiaire (E-2)

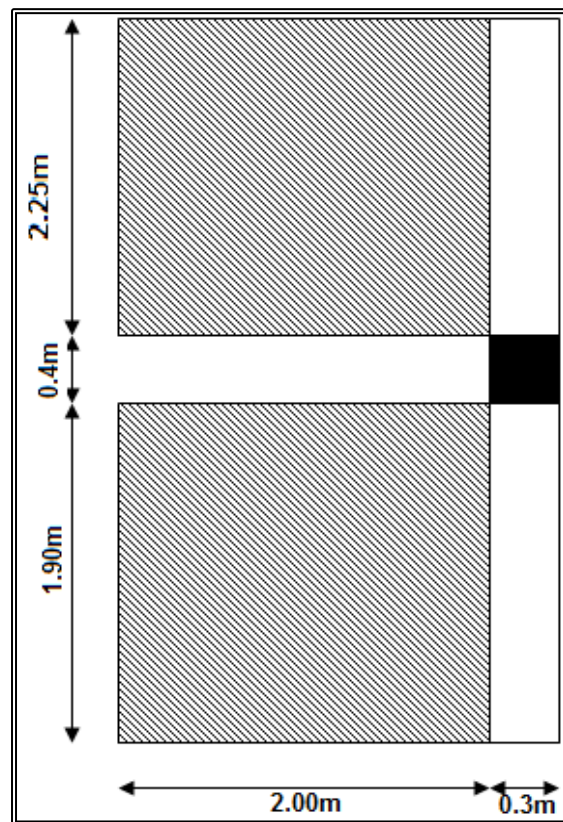


Fig.II-3-3: Croquis d'un poteau de rive (C-2)

II.3.2. Calcul :

Poteau d'angle(A-7):

<i>Section</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q (KN)</i>
<u>Section 1-1 :</u>		
• plancher terrasse : (6,43x2,30x2.30).....	34.02	1(2.30x2.30)
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.9.....	5.70	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x2.0	5.25	0.9x4.6
• l'acrotère : 2.31x (2,30+2.30).....	10.62	
Σ	55.59	9.43
<u>Section 2-2 :</u>		
• poids venant de la section 1-1.....	55.59	
• poids de poteau : (0,4x0,3x25)x3.06.....	9.18	9.43
• poids de mur extérieure : (2.34x2.00x3.06)+(2.34x1.90x3.06).....	27.92	
Σ	92.69	9.43
<u>Section 3-3 :</u>		
• poids venant de la section 2-2.....	92.69	9.43+1,50(1,90
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.9.....	5.70	x
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x2,00.....	5.25	2.00)
• plancher étage : 5,25(1,9x2,00).....	19.95	
Σ	123.55	15.13
<u>Section 4-4 :</u>		
• poids venant de la section 3-3.....	123.55	15.13
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.06.....	9.18	
• poids de mure extérieure : (2.34x2.00x3.06)+(2.34x1.90x3.06).....	27.92	
Σ	160.65	15.13
<u>Section 5-5 :</u>		
• poids venant de la section 4-4.....	160.65	15.13+0.9(1.5(
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.9.....	5.70	1.9x2))
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x2,00.....	5.25	
• plancher étage : (5,25x1,9x2,00).....	19.95	
Σ	171.64	20.26
<u>Section 6-6 :</u>		
• poids venant de la section 5-5.....	171.64	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.06.....	9.18	20.26
• poids de mure extérieure : (2.34x2.00x3.06)+(2.34x1.90x3.06).....	27.92	
Σ	208.74	20.26

<u>Section 7-7 :</u>		
• poids venant de la section 6-6.....	208.74	20.26+0.8(1.5(1.9x2))
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.9.....	5.70	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x2,00.....	5.25	
• plancher étage : (5,25x1,9x2,00).....	19.95	
Σ	239.64	24.82
<u>Section 8-8 :</u>		
• poids venant de la section 7-7.....	239.64	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.06.....	9.18	24.82
• poids de mure extérieure : (2.34x2.00x3.06)+(2.34x1.90x3.06).....	27.92	
Σ	276.74	24.82
<u>Section 9-9 :</u>		
• poids venant de la section 8-8.....	276.74	24.82+0.7(1.5(1.9x2.00))
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.9.....	5.70	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x2,00.....	5.25	
• plancher étage : (5,25x1,9x2,00).....	19.95	
Σ	307.64	28.81
<u>Section 10-10 :</u>		
• poids venant de la section 9-9.....	307.64	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.06.....	9.18	28.81
• poids de mure extérieure : (2.34x2.00x3.06)+(2.34x1.90x3.06).....	27.92	
Σ	344.74	28.81
<u>Section 11-11 :</u>		
• poids venant de la section10-10.....	344.74	28.81+0.6(1.5(1.9x2.00))
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.9.....	5.70	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x2,00.....	5.25	
• plancher étage : (5,25x1,9x2,00).....	19.95	
Σ	375.64	32.23
<u>Section 12-12 :</u>		
• poids venant de la section 11-11.....	375.64	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.40.....	10.2	32.23
• poids de mure extérieure : (2.34x2.00x3.40)+(2.34x1.90x3.40).....	31.03	
Σ	416.87	32.23

G total = 416.87KN

Q total = 32.23KN

Tab II-3-1: Descente des charges d'un poteau d'angle

• **Poteau de rive (C-2) :**

Section	G (KN)	Q (KN)
<p><u>Section 1-1 :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • plancher terrasse : $6,43((2.25+1.90+0.4) \times (0.3+2.00))$..... • poutre principale : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$ • poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 2,00$..... • l'acrotère : $2.31 \times (2.25+0.4+1.9)$..... • balcon : $((1.25 \times (1.55+0.4+1.60)) \times 4.73$..... 	67.29 12.45 5.25 10.51 21.00	1,00x(4.55x2.3) 0.9x4.55 3.5x(3.55x1.25)
Σ	116.50	30.09
<p><u>Section 2-2 :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 1-1..... • poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$..... • poids de mure extérieure : $2.34 \times (1.9+2.25 \times 3.06)$..... 	116.50 9.18 29.72	30.09
Σ	155.40	30.09
<p><u>Section 3-3 :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 2-2..... • plancher étage : $5,25((1.90+2.25) \times 2.00)$..... • poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$..... • poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 2.00$..... • balcon : $((1.25 \times (1.55+0.4+1.60)) \times 4.73$..... 	155.40 43.58 12.45 5.25 21.00	30.09+(1.5(4.15x2.00) 15.53
Σ	237.68	58.07
<p><u>Section 4-4 :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 3-3..... • poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$..... • . poids de mure extérieure : $2.34 \times (1.9+2.25 \times 3.06)$..... 	237.64 9.18 29.72	58.07
Σ	276.58	58.07
<p><u>Section 5-5 :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 4-4..... • plancher étage : $5,25((1.90+2.25) \times 2.00)$..... • poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$..... • poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 2.00$..... • balcon : $((1.25 \times (1.55+0.4+1.60)) \times 4.73$..... 	272.22 43.58 12.45 5.25 21.00	58.07+0.9(1.5(4.15x2.00) 15.53
Σ	358.86	84.81
<p><u>Section 6-6:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 5-5..... • poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$..... • . poids de mure extérieure : $2.34 \times (1.9+2.25 \times 3.06)$..... 	358.86 9.18 29.72	84.81
Σ	397.76	84.81

<u>Section 7-7 :</u>		
• poids venant de la section 6-6.....	397.76	
• plancher étage : $5,25((1.90+2.25) \times 2.00)$	43.58	84.81+0.8(
• poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$	12.45	1.5(4.15x2.00)
• poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 2.00$	5.25	
• balcon : $((1.25 \times (1.55+0.4+1.60)) \times 4.73)$	21.00	
		15.53
Σ	480.04	110.30
<u>Section 8-8 :</u>		
• poids venant de la section 7-7.....	480.04	
• poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$	9.18	110.30
• . poids de mure extérieure : $2.34 \times (1.9+2.25 \times 3.06)$	29.72	
Σ	518.94	110.30
<u>Section 9-9 :</u>		
• poids venant de la section 8-8.....	518.94	110.30+0.7(
• plancher étage : $5,25((1.90+2.25) \times 2.00)$	43.58	1.5(4.15x2.00)
• poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$	12.45	
• poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 2.00$	5.25	
• balcon : $((1.25 \times (1.55+0.4+1.60)) \times 4.73)$	21.00	15.53
Σ	601.22	134.545
<u>Section 10-10 :</u>		
• poids venant de la section 9-9.....	601.22	
• poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$	9.18	134.545
• . poids de mure extérieure : $2.34 \times (1.9+2.25 \times 3.06)$	29.72	
Σ	640.12	134.545
<u>Section 11-11 :</u>		
• poids venant de la section 10-10.....	640.12	134.545+0.6(
• plancher étage : $5,25((1.90+2.25) \times 2.00)$	43.58	1.5(4.15x2.00)
• poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$	12.45	
• poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 2.00$	5.25	15.53
• balcon : $((1.25 \times (1.55+0.4+1.60)) \times 4.73)$	21.00	
Σ	722.4	157.545
<u>Section 12-12 :</u>		
• poids venant de la section 11-11.....	722.4	
• poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.40$	10.20	157.545
• . poids de mure extérieure : $2.34 \times (1.9+2.25 \times 3.40)$	33.02	
Σ	765.62	157.545

G total =765.62KN

Q total =157.545KN

Tab II-3-2. Descente des charges d'un poteau de rive

• **Poteau intermédiaire (E-2) :**

Section	G (KN)	Q (KN)
<u>Section 1-1 :</u>		
• plancher terrasse : $6,43 \times (4.10 \times 4.55)$	119.95	$1,00 \times (4.10 \times 4.55)$
• poutre principale : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$	12.45	
• poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3.8$	9.98	
Σ	142.38	18.66
<u>Section 2-2 :</u>		
• poids venant de la section 1-1.....	142.38	
• poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$	9.18	18.66
Σ	151.56	18.66
<u>Section 3-3 :</u>		
• poids venant de la section 2-2.....	151.56	$18.66 + 1.5(3.8 \times$
• plancher étage : $5,25((1.8+2.00) \times (1.9+2.25))$	82.79	4.15)
• poutre principale : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$	12.45	
• poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3.8$	9.98	
Σ	256.78	42.315
<u>Section 4-4 :</u>		
• poids venant de la section 3-3.....	256.78	
• poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$	9.18	42.315
Σ	265.96	42.315
<u>Section 5-5 :</u>		
• poids venant de la section 4-4.....	265.96	$42.315 + 0.9(1.5(3.8$
• plancher étage : $5,25((1.8+2.00) \times (1.9+2.25))$	82.79	$\times 4.15))$
• poutre principale : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$	12.45	
• poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3.8$	9.98	
Σ	371.18	64.60
<u>Section 6-6 :</u>		
• poids venant de la section 5-5.....	371.18	
• poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$	9.18	64.60
Σ	380.36	64.60
<u>Section 7-7 :</u>		
• poids venant de la section 6-6.....	380.36	
• plancher étage : $5,25((1.8+2.00) \times (1.9+2.25))$	82.79	
• poutre principale : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$	12.45	$64.60 + 0.8(1.5(3.8$
• poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3.8$	9.98	$\times 4.15))$
Σ	485.58	83.52

Section 8-8 :		
• poids venant de la section 7-7.....	485.58	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.06.....	9.18	83.52
Σ	494.76	83.52
Section 9-9 :		
• poids venant de la section 8-8.....	494.76	83.52+0.7(1.5(3.8
• plancher étage : 5,25((1.8+2.00)x(1.9+2.25)).....	82.79	x4.15)
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x4.15.....	12.45	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x3.8.....	9.98	
Σ	599.98	100.08
Section 10-10 :		
• poids venant de la section 9-9.....	599.98	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.06.....	9.18	100.08
Σ	609.18	100.08
Section 11-11:		
• poids venant de la section 10-10.....	609.18	100.08+0.6(1.5(3.8
• plancher étage : 5,25((1.8+2.00)x(1.9+2.25)).....	82.79	x4.15)
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x4.15.....	12.45	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x3.8.....	9.98	
Σ	714.38	114.27
Section 12-12 :		
• poids venant de la section 11-11.....	714.38	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.40.....	10.20	114.27
Σ	724.58	114.27

G total = 724.58 KN

Q total = 114.27KN

Tab II-3-3.Descente des charges d'un poteau intermédiaire

II.3.3.Vérification de section pour le poteau :

Poteau	G(KN)	Q(KN)	$N_u=1,35G+1,5Q$	$N_s=G+Q$
A-7	416.87	32.23	611.12	449.10
C-2	765.62	157.545	1269.9	923.17
E-2	724.58	114.27	1173.89	838.85

Tab II-3-4.Vérification de section pour le poteau

- **Poteau d'angle A-1 :**

Br : section réduite du béton.

$$Br : (40.30) = 1200 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{611120}{1,1 \times 14,20} = 39124.20 \text{ mm}^2 \quad 391.24 = \text{cm}^2$$

$$Sp = 1200 \text{ cm}^2 > 391.24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Poteau de rive D-3 :**

Br : section réduite du béton.

$$Br : (40.30) = 1200 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{126990}{1,1 \times 14,20} = 8129.96 \text{ mm}^2 \quad 813 = \text{cm}^2$$

$$Sp = 1200 \text{ cm}^2 > 813 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Poteau intermédiaire B-2 :**

Br : section réduite du béton.

$$Br : (40.30) = 1200 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{1173890}{1,1 \times 14,20} = 75153.01 \text{ mm}^2 \quad 751.53 \text{ cm}^2$$

$$Sp = 1200 \text{ cm}^2 > 751.53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

II.3.4.Vérification du flambement :

- **Poteau d'angle A-7 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma_b}$$

$$Br = (b-2)(h-2) = (30-2)(40-2) = 1064\text{cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times Lf}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 340}{40} = 20,60$$

Dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \cdot (\lambda/30)^2} = \frac{0,85}{1+0,2(20,60/30)^2} = 0,77$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma_b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma_b}{\alpha \cdot Fc28} = \frac{611120 \times 0,9 \times 1,5}{0,77 \times 25 \times 100} = 428,577\text{cm}^2$$

$$Br = 1064\text{cm}^2 > 428,577\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Donc, la section adoptée (40.30) cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente et sera valable pour tous les autres poteaux...

- **Poteau de rive C-2 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma_b}$$

$$Br = (b-2)(h-2) = (30-2)(40-2) = 1064\text{cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times Lf}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 340}{40} = 20,60$$

Dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \cdot (\lambda/30)^2} = \frac{0,85}{1+0,2(20,60/30)^2} = 0,77$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma_b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma_b}{\alpha \cdot Fc28} = \frac{126990 \times 0,9 \times 1,5}{0,77 \times 25 \times 100} = 890,57\text{cm}^2$$

$$Br = 1064\text{cm}^2 > 890,57\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Donc, la section adoptée (40.30) cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente et se sera valable pour tous les autres poteaux...

- **Poteau intermédiaire E-2 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b}$$

$$Br = (b-2)(h-2) = (30-2)(40-2) = 1064 \text{cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times Lf}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 340}{40} = 20,60$$

Dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \cdot (\lambda/30)^2} = \frac{0,85}{1+0,2(20,60/30)^2} = 0,77$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma b}{\alpha \cdot Fc28} = \frac{1173890 \times 0,9 \times 1,5}{0,77 \times 25 \times 100} = 823,25 \text{cm}^2$$

$$Br = 1064 \text{cm}^2 > 823,25 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc, la section adoptée (40.30)cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente, et sera valable pour tous les autres poteaux.

III- Introduction :

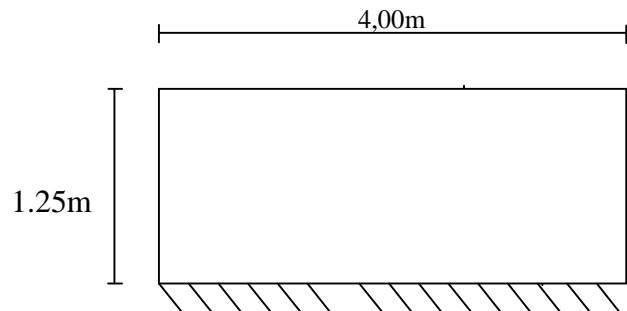
Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au Contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Dans le présent chapitre, Nous citons le balcon, l'acrotère et les escaliers enfin les planchers dont l'étude est dépendant de la géométrie interne de la structure.

III-1- Balcon

$$b_0 \geq \frac{L_x}{20}$$

$$b_0 \geq \frac{1,25}{20} = 0,0625 \text{ m } L_x=1,25\text{m}$$

On prend : $b_0=12\text{cm}$



$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,25}{4} = 0,31 < 0,40 \Rightarrow \text{la dalle porte dans seul sens (ferraillage dans une seule direction)}$$

III-1-2-Évaluation des charges :

Charges permanentes : $G=4,04\text{KN/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q=3,50\text{KN/m}^2$

On prend une bande de 1m de larguer donc :

$$G=4,04\text{KN/ml}$$

$$Q=3,50\text{KN/ml}$$

III-1-3-Calcul des moments :

$$M_G = G \times b \times \frac{L^2}{2} + G_p \times 1 \times L$$

$$M_G = 4,04 \times 1 \times \frac{1,25^2}{2} + 1,40 \times 1 \times 1,25 = 4,91$$

$$M_G = 4,91 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times b \times \frac{L^2}{2} = 3,5 \times 1 \times \frac{1,25^2}{2} = 2,73$$

$$M_Q = 2,73 \text{ KN.m}$$

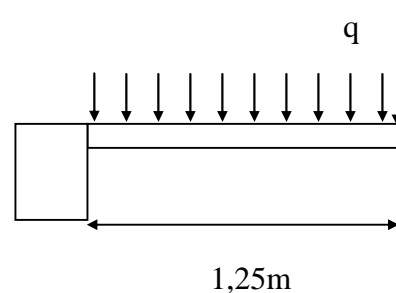


Fig III-1-1: Schéma statique de balcon.

$$\text{E.L.U} : M_U = 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,35 \times 4,91 + 1,50 \times 2,73 = 10,72 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S} : M_S = M_G + M_Q = 4,91 + 2,73 = 7,64 \text{ KN.m}$$

III-1-4-Calcul des Armatures :

$$d=b_0-2=10\text{cm}$$

$$= \frac{M_u}{M_s} = \frac{10.72}{7.64} = 1,403$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{10.72 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14,20} = 0,075 < \mu_{Lu} = 0,392$$

$$\sim \mu_{bu} = 0,075 < 0,392$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,10(1 - 0,6 \times 0,075) = 0,0955\text{m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b f_{cd}} = \frac{10.72 \times 10}{0,0955 \times 348} = 3,22\text{cm}^2$$

$$\mu_{bu} = 0,075 > 0,03 \Rightarrow \text{il ya une vérification de Amin}$$

$$\Rightarrow A = A_u = 3,22\text{ cm}^2 \quad \text{on prend : } \mathbf{5T10} \quad \mathbf{A=3,93\text{cm}^2}$$

$$\text{*Espacement : } S_t = M \text{ in } \begin{cases} 3h = 3 \times 12 = 36\text{ cm} \\ 33\text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{ cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

***Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98\text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T8} \quad \mathbf{A_r=2,01\text{cm}^2}$$

Espacement :

$$S_t = M \text{ in } \begin{cases} 3h = 3 \times 12 = 36\text{ cm} \\ 33\text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

III-1-5-Vérification :**a)Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_G = 4,04 \times 1,25 + 1,40 \Rightarrow T_G = 6,45$$

$$u = \frac{T_G}{b \times d} < 0,07 \frac{f_{c28}}{b}$$

$$\Rightarrow u = \frac{6,45}{0,10 \times 1} = 64,50\text{KN} < 0,07 \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1166,67\text{KN} \quad (\text{cv})$$

b) Vérification de la flèche (BAEL91) :

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0.12}{1.25} = 0.096 \geq 0.0625 \dots \dots \dots (cv)$$

$$* \frac{A}{b \times d} \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.39}{100 \times 12} = 0.0028 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots (cv)$$

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

c) Vérification à l'ELS : f_e

Puisque la fissuration est peu préjudiciable, il sera inutile de calculer les contraintes si la condition suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha}$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = (\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) \text{ avec } \gamma = M_u / M_{ser}$$

$$\gamma = (10.72 / 7.64) = 1.403 \quad \text{et} \quad ((\gamma - 1) / 2) + (f_{c25} / 100) = 0.45$$

Alors $\alpha = 0.158 < 0.45$ **Condition Vérifiée**

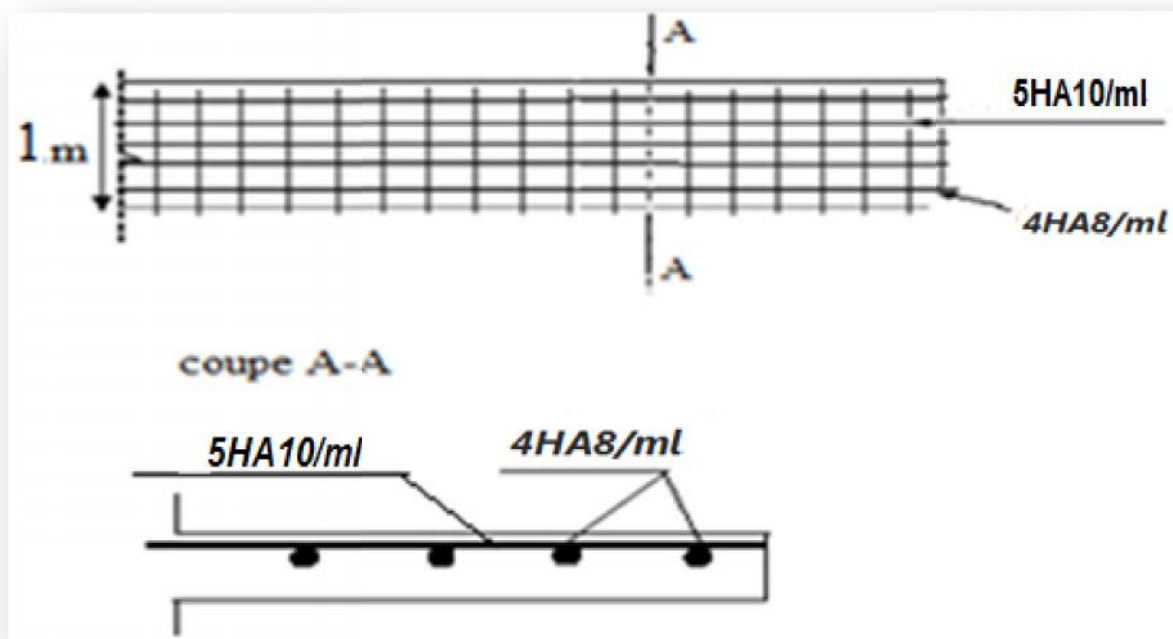


Fig III-1-2 : Ferrailage de la console

III-2- L'ACROTÈRE

III-2-1-Introduction

L'acrotère est un élément complémentaire de la structure, assimilé a une console encastrée à la base du plancher terrasse, ayant pour objectif l'étanchéité et notamment la protection.

Elle est soumise à son poids propre G qui donne un effort normal N est une surcharge Q (1kn/m) due à la main courante qui donne une poussée horizontale crie un moment M au niveau de l'encastrement .

Elle doit calculée sous l'action du séisme et du vent, mais le calcul se donne généralement des Sections d'acier très faible vue à la hauteur faible, donc le calcul se fait à la flexion composée.

III-2-2-Calcul de l'acrotère :

$$G_1 = \{25 \times (0.60 \times 0.1 + \frac{0.1 \times 0.1}{2} + 0.05 \times 0.1)\} = 1.75 \text{ KN/m}$$

$$G_2 = [(0.02 \times (0.6 + 0.10 + 0.10 + 0.05 + +0.10 + 0.45) \times 20] = 0.56 \text{ KN/m}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1.75 + 0,56 = 2.31 \text{ KN/m}$$

Le calcul s'effectuer sur une bande de 1m $N_G = 2.31 \text{ KN/m}$

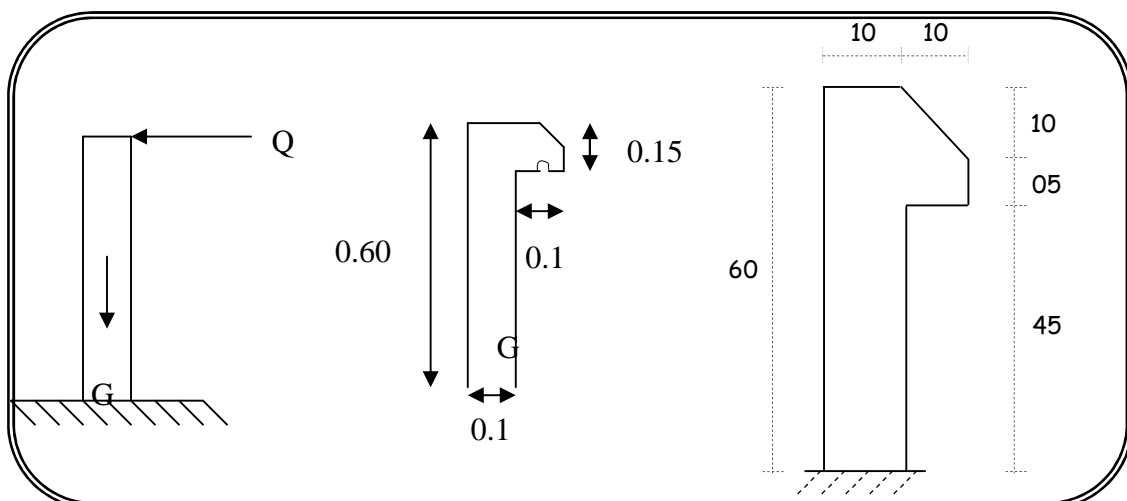


Fig III-2-1- Schéma de l'acrotère

D'après le **RPA99 page 43** l'élément secondaire doit être calculé sous l'action de la force horizontale donnée par la formule : $F_P = 4 A C_P W_P$

Avec

A : coefficient d'accélération obtenu suivant la zone et le groupe d'usage donc : $A=0,10$

(Groupe d'usage 2, zone 1 d'après RPA99 page 26 tableau 4.1)

C_p : facteur de forces horizontales varie entre 0,3 et 0,8 donc $C_p=0,8$

(D' après RPA99 page43 tableau6.1)

W_p : poids propre de l'acrotère $W_p=NG.1\text{ m}= 2.31\text{ KN/ml}$

$$F_p=4 \times 0,10 \times 0,8 \times 2.31 = 0,73\text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad F_p=0,73\text{ KN/ml}$$

$$\text{Effort du au surcharge} \quad \Rightarrow \quad Q = 1\text{ KN/ml}$$

$$F = \max(Q, F_p) \quad \Rightarrow \quad F = 1\text{ KN/ml}$$

III-2-3- Sollicitations et combinaisons :

Sous l'action de surcharge

N_G : effort de compression du au poids propre $G = 2,31\text{ KN/ml}$

M_G : moment crié par N_G , $M_G = N_G \times L = 0$ ($L=0$)

N_Q : effort du au surcharge $Q = 1\text{ KN/ml}$

M_Q : moment crié par N_Q , $M_Q = Q \times L = 1 \times 0,60 = 0,60\text{ KN .m}$

Combinaison :

On ne majore pas puisque le poids du béton travail dans le sens favorable

$$\text{E.L.U :} \quad N_U = 1.35N_G + 1,5 N_Q = 1.35 \times 2.31 + 1,5(0) \Rightarrow N_U = 3.11\text{ KN}$$

$$M_U = M_G + 1,5M_Q = 1,35(0) + 1,5 \times 1 \times 0.6 \Rightarrow M_U = 0.90\text{ KN .m}$$

$$\text{E.L.S :} \quad N_S = N_G + N_Q = 2,31 + 0 = 2,31 \quad \Rightarrow \quad N_S = 2,31\text{ KN}$$

$$M_S = M_G + M_Q = 0 + 1 \times 0.6 = 0,60 \quad \Rightarrow \quad M_S = 0,60\text{ KN .m}$$

Détermination de l'excentricité:

E.L.U:

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.90}{3.11} = 0,28\text{m} = 28\text{cm}$$

$$\text{Centre de gravite du béton : } e_0 = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \quad \Rightarrow \quad \text{CG} = 0,50\text{m} > 0,05\text{m}$$

$e = 0,50\text{ m} > e_0 = 0,05\text{m}$ donc l'effort normal étant un effort de compression et le centre de pression ce trouve à l'excentricité de la section, celle-ci est partiellement comprimée, donc elle va- être calculée comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_a calculé par rapport aux armatures tendues.

III-2-4. Ferrailage à l'E.L.U:

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramènent à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif, avec :

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} , dont on déduit la section d'acier tendu :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \cdot \bar{\sigma}_s} \text{ (cm}^2\text{)}$$

Avec:

e_A : Distance entre le point d'application de centre de pression « C » et le centre de gravité des armatures tendus.

$$e_A = e_U + (d - h_t/2)$$

Avec :

$$d = 0,9h = 9 \text{ cm.}$$

$$e_A = 28 + (9 - 10/2) = 32 \text{ cm.}$$

$$M_{UA} = 3,11 \times 32 = 99,52 \text{ KN.cm.}$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_{AU}}{bd^2 f_{bu}} = 0,086$$

$$\frac{M_u}{M_s} = 1,5$$

$$\mu_{lu} = 0,3584$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimée).

$$\mu_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,113$$

$$A_{u1} = \frac{0,8 \cdot c_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_{u1} = 3,46 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow A_{ua} = 3,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{A_{\min}; A_u\} = 3,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 5HA 10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (Pour un saule nappe)

Soit : $St = 20 \text{ cm.}$

❖ **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{cv}).$$

- **Les armatures de répartitions:**

$$A_r = A_s / 4 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_r = 4 \text{ } \emptyset 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- ❖ **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \quad \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}.$$

III-2-5 Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + Ad) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15 Ad = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(3.93)y_{ser} - 15(3.93 \times 13.5) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 58.95 y_{ser} - 795.83 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{b^2 - 4ac} = 403.18.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 3,44 \text{ cm}.$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 2723.54 \text{ cm}^4.$$

- ❖ **Vérification des contraintes :**

- **Contraintes maximale de compression de béton:** $\dagger_{bc} \leq \overline{\dagger}_{bc}$

$$\overline{\dagger}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\dagger_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 10.42 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \dagger_{bc} = 10.42 \text{ MPa} < \overline{\dagger}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}.$$

- **Contraintes maximales de traction des aciers:** $\dagger_s \leq \overline{\dagger}_s$

$$\overline{\dagger}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, \max[110 \sqrt{nf_{tj}}; \frac{F_e}{2}]\right] = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 183.8 \text{ MPa}$$

183.8 MPa < 201.66 MPa..... cv

III-2-6 Vérification au cisaillement :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaire à la fibre moyenne (r = 90°) et dans celui où elles comportent à la fois des barres relevées et des armatures droites, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes:

$$\begin{cases} 0.15 \frac{f_{cj}}{\chi_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa.}$$

Ces valeurs sont valables lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

Avec :

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

$$V_u = 1.5 Q = 1,50 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.016 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}.....cv$$

a) la contrainte de traction d'armature

Dans le cas où la fissuration est préjudiciable d'après le **B.A.E.L91A-4-5,33** la vérification de contrainte des armatures tendues :

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_e \text{ (MPa)} \\ 110 \sqrt{f_{tj}} \text{ (MPa)} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \text{Avec } y : \text{ coefficient de fissuration}$$

$$\begin{cases} y = 1 & : \text{ rends lisse} \\ y = 1,60 & : \text{ hautes adhérence} \end{cases}$$

$$\overline{\tau}_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \\ \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 200 \\ 110 \sqrt{1,60 \times 2,10} = 201,63 \end{array} \right. \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\tau}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

b) la contrainte de compression de béton : $\dagger_{bc} \leq \bar{\dagger}_{bc}$

Avec $\bar{\dagger}_{bc} = 0,6 \times f_c = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{2,31} = 0,33 \text{ m}$$

Centre de gravite du béton : $e_0 = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \implies CG = 0,082 \text{ m} > 0,05 \text{ m}$

$e = 0,082 \text{ m} > e_0 = 0,05 \text{ m}$ donc l'effort normal étant un effort de compression et le centre de pression se trouve à l'excentricité de la section, celle-ci est partiellement comprimée, donc elle va- être calculé comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_a calculé par rapport aux armatures tendues.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 0,392 \\ U_{du} = 0,00084 \implies \beta = 0,956 \implies k = 0,0095 \\ \bar{\dagger}_{bc} = k \times \dagger_s = 0,0095 \times 201,63 = 1,91 \text{ Mpa} \\ \dagger_{bc} = 1,91 \text{ Mpa} \quad \bar{\dagger}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \implies A' = 0 \end{array} \right.$$

On à pas besoin d'armatures comprimées ($A' = 0$)

$$r = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \eta} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00084} \right] = 0,00125 \implies r = 0,00125$$

$$Z_b = d (1 - 0,4r) = 0,08 (1 - 0,4 \times 0,00125) = 0,08 \implies Z_b = 0,08 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{Z_b \times \dagger_s} = \frac{1,09}{0,08 \times 201,63 \times 1000} = 0,000068 \implies A_u = 0,68 \text{ cm}^2$$

*** détermination de la section des armatures a la flexion composée**

$$A = A_f - \frac{N_s}{\dagger_s} = 0,68 - \frac{2,73}{201,63} = 0,67 \text{ cm}^2$$

*** Vérification de l'effort tranchant :**

Contrainte tangente conventionnelle (BEAL91 page 155).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec :} \quad V_u : \text{effort tranchant ultime en compte a L'E.L.U}$$

$$V_u = Q + F_p = 1 + 0,88 = 1,88 \text{ KN/ml}$$

$$b = 1,00 \text{ m} \quad d = 0,10 - 0,02 = 0,08 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1,00 \times 0,08} = 18,75 \implies \tau_u = 187,5 \text{ KN/m}^2$$

Pour une fissuration préjudiciable

$$f_t = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,10f_{c28} = 0,10 \times 25 = 2,50 \text{ MPa} \\ 3 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow f_t = 2,50 \text{ MPa}$$

$$f_{tu} = 0,1875 \text{ MPa} < f_t = 2,50 \text{ MPa}$$

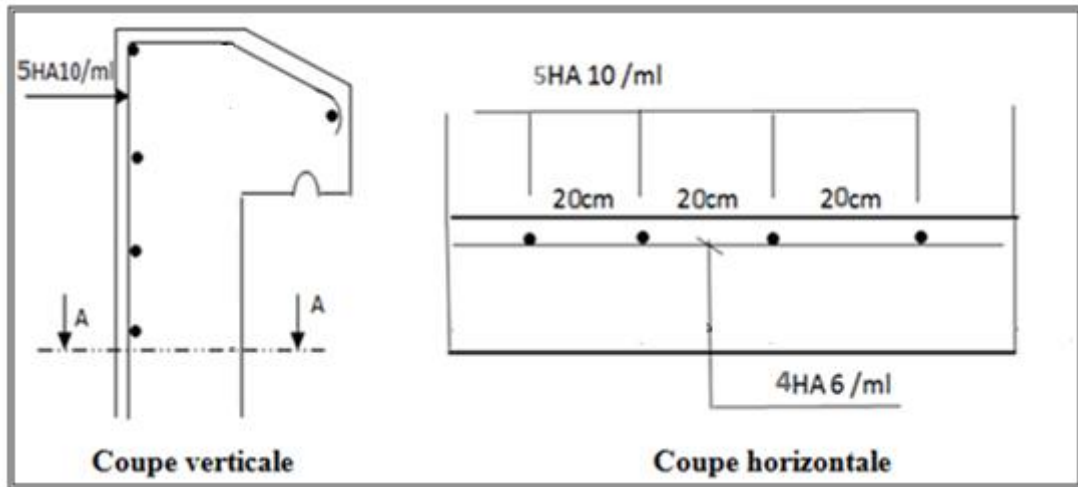


Fig.III-2-2 -Schéma de ferrailage d'acrotère

III-3- L'ESCALIERS

III-3-1-Introduction :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III-3-1-Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur

III-3-3-Les charges appliquées:

a- Charges permanentes :-

- Paillasse : $g = G \times 1\text{m} = 6.62 \times 1\text{m} = 6.62 \text{ KN/ml}$.

- Palier: $g = G \times 1\text{m} = 5.35 \times 1\text{m} = 5.35 \text{ KN/m}$

b- Surcharges d'exploitation : $q = Q \times 1\text{m} = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml}$

III-3-4-Combinaisons d'action :

E.L.U : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

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

	Paillasse (1) (KN/m)	Paillasse (2) (KN/m)	Palier (KN/m)
ELU	12.69	12.69	10.97
ELS	9.12	9.12	7.85

Tab III-3-1: Charges et surcharge de Paillasse et palier

III-3-5-Détermination des sollicitations :

a) Rez-de-chaussée

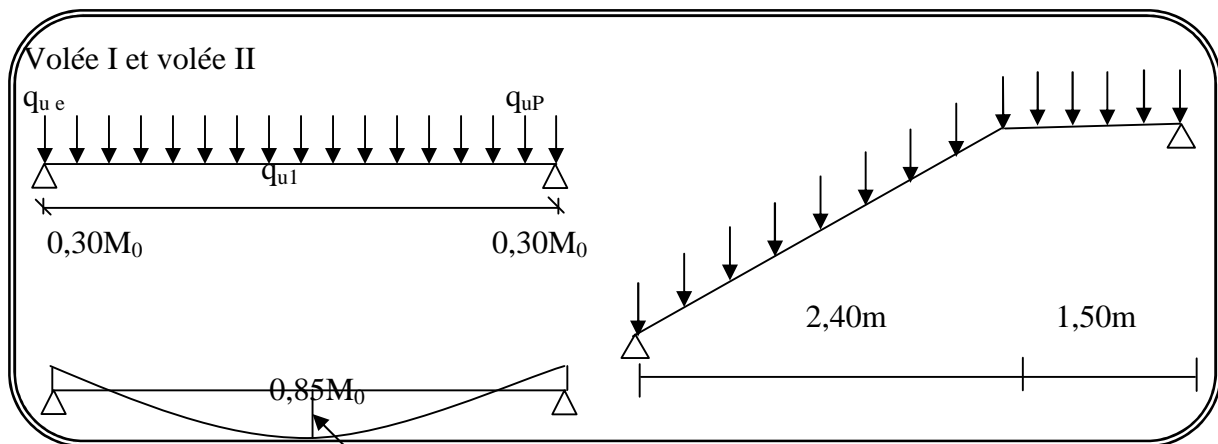


Fig III-3-1: Schéma d'escalier rez-de-chaussée volée I.

*Calcul de la charge équivalente :ELU

$$q_{ueq} = \frac{(q_{UP} \times 1,50) + (q_{u1} \times 2,40)}{1,50 + 2,40} = \frac{(10,97 \times 1,50) + (12,69 \times 2,40)}{3,90} = 12,02 \text{ KN/m}$$

*Calcul des moments: $M_0 = q_{ueq} \frac{l^2}{8} = 12,02 \times \frac{3,90^2}{8} = 22,85 \text{ KN.m}$

Moment sur Appui : $M_{0A} = M_{0B} = 0,30 \times M_0 = 0,3 \times 22,85 = 6,86 \text{ KN.m}$

Moment sur travée : $M_{0t} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 22,85 = 19,42 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants

$$T_A = T_B = q_{ueq} \left(\frac{l}{2} \right) + \frac{M_{0A} - M_{0B}}{l} = 12,02 \times \frac{3,90}{2} + \frac{6,86 - 19,42}{3,90} = 20,22 \text{ KN}$$

*Calcul de la charge équivalente :ELS

$$q_{ueq} = \frac{(q_{UP} \times 1,50) + (q_{u1} \times 2,40)}{1,50 + 2,40} = \frac{(7,85 \times 1,50) + (9,12 \times 2,40)}{3,90} = 8,63 \text{ KN/m}$$

*Calcul des moments: $M_0 = q_{ueq} \frac{l^2}{8} = 8,63 \times \frac{3,90^2}{8} = 16,40 \text{ KN.m}$

Moment sur Appui : $M_{0A} = M_{0B} = 0,30 \times M_0 = 0,3 \times 16,40 = 4,92 \text{ KN.m}$

Moment sur travée : $M_{0t} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 16,40 = 13,94 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants

$$T_A = T_B = q_{\text{uq}} \left(\frac{1}{2} \right) + \frac{M_{0A} - M_{0B}}{1} = 8.63 \times \frac{3,90}{2} + \frac{4.92 - 13.94}{3,90} = 14.51 \text{ KN}$$

	q _{eq} (KN/m)	M (kN.m)	M ^a = 0.3 M	M ^t = 0.85 M	T _u (KN)
ELU	12.02	22.85	6.86	19.42	20.22
ELS	8.63	16.40	4.92	13.94	14.51

Tab III-3-2 : les charges et les moments à ELU et ELS

III-3-6-Calcul de ferrailage :

III-3-6 -1- Armatures longitudinales

- E.L.U :

Fe = 400 MPa , f_s = 348 MPa , f_b = 14,2 MPa

μ = 0.392 , μ < μ_{lim}

d=13cm, h=15 cm, b=100 cm

ξ = 0 ; avec : μ = $\frac{M_u}{f_b \cdot b \cdot d^2}$ A = $\frac{M_u}{f_s \cdot s \cdot d}$
 = (1- 0,4) , ξ = (1-√(1- 2μ)) / 0,8

	M (N.m)	μ	ξ	A ^{cal} (cm ²)
Travée	19420	0,080	0,958	4.48
Appuis	6860	0,028	0,986	1.53

Tab III-3-3 : calcul de l'armature l'longitudinales à ELU Volée I et II

- E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant s.

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'génialité suivante est

vérifiée : $\bar{\sigma} = \frac{\sigma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\sigma = \frac{M_u}{M_s}$

		M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)		f _{c28} (MPa)	σ̄	condition
En travée	0,104	19420	13940	2.83	25	1.165	V
Sur appuis	0,036	6860	4920	2.83	25	1.165	V

Conditions de non fragilité :

-Section minimale d'armatures : **BAEL91 (art A.4).**

$$A_{\min}^1 = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \implies A_{\min}^1 = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min}^2 = 0,001.b.h \implies A_{\min}^2 = 0,001 \times 100 \times 16 = 1,6 \text{ cm}^2$$

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

	$A_u (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Appuis	1,53	1,57	1,57	4T8= 2.01
travée	4.48	1,60	4.48	4T12 = 4.52

Tab III-3-4 : calcules les armature en appuis et en travée

III-3-6-2-Vérification de l'effort tranchant :

* **La contrainte tangente \bar{f}_u :** BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\bar{f}_u = \frac{V_{u\max}}{b_0.d} = \frac{19420}{1000 \times 150} = 0.13 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{x_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 Art A.5.1,211}) \\ \bar{f}_u = \min (3,60 ; 5) \implies \bar{f}_u = 3,60 \text{ MPa} \\ \bar{f}_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{f}_u = 3,60 \text{ MPa} \quad (\text{C.V}) \end{array} \right.$$

III-3-6-3-: Les armatures de répartition

$$A_t = A_L / 4$$

	$A_t (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	1.13	3T8 = 1.51 cm ²
Appuis	0,57	3Ø6 = 0.85 cm ²

Tab III-3-5 : Les armatures de répartition

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

a- Armatures longitudinales : $S_t = \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

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

b-Armatures transversales : $S_t = \min(4h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

-Travée: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$ (Appui)
 - Appuis: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$ (Travée)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} ; M_t = 0,85M_0 \\ \frac{h}{L} = \frac{16}{390} \geq 0,85 / 20 \Rightarrow 0,038 < 0,0425 \dots\dots\dots (C.V) \\ 2/ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0034 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots (C.V) \\ 3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{390} = 0,041 < 0,0625 \dots\dots\dots (C.V) \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

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

***Calcul de la flèche :BAEL 91 (art B.6.5, 2)**

Position du centre de gravité de la section homogène :

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

Avec : $\alpha =$ coefficient d'équivalence ($\alpha = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 4,52 \times 13}{100 \times 16 + 15 \times 4,52} = 8,20 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 16 - 8,20 = 7.8 \text{ cm}$.

$y_G - 2 = 5.80 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section homogène:

$$I = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G^3) + \alpha \times A \times y_G^2 = 36478.13 \text{ cm}^2$$

Déformations instantanées :

$$i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \dots}$$

$$= \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{10013} = 0,0035$$

$$i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,0035} \Rightarrow i = 6,00$$

Déformations de longue durée :

$$v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \dots} = \frac{2}{5} \times i \Rightarrow v = 2,40$$

***Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

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

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

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

$$g_{eq} = \frac{(6620 \times 2,40) + (5350 \times 1,50)}{3,90} = 6131.54 \text{ N/m}$$

$$J_{eq} = \frac{(5420 \times 2,40) + (4150 \times 1,50)}{3,90} = 4931.53 \text{ N/m}$$

$$P = g_{eq} + q = 6131.54 + 2500 = 8631.54 \text{ N/m}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{6131.54 \times (3,90)^2}{8} \quad M_g = 11657.60 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{4931.53 \times (3,90)^2}{8} \quad M_j = 9376.07 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{8631.54 \times (3,90)^2}{8} \quad M_p = 13938.09 \text{ N.m}$$

***Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$i_1 = 100 \times i = 0,323 \Rightarrow i_1 = 0,911 \quad (\text{Tableau BAEL 83})$$

$$S = B_1 \times d \times A = 0,911 \times 13 \times 4,52 = 57,65 \text{ cm}^3$$

***Calcul de τ_s :**

$$g = \frac{M_g}{S} = \frac{11657.60}{57,65} = 202.21 \text{ MPa}$$

$$j = \frac{M_j}{S} = \frac{9376.07}{57,65} = 162.63 \text{ MPa}$$

$$p = \frac{M_p}{S} = \frac{13938.09}{57,65} = 241.77 \text{ MPa}$$

***Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \cdot \sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 202.21 + 2,1} = 0,74$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \cdot \sigma_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 162.63 + 2,1} = 0,17$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \cdot \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 241.77 + 2,1} = 0,33$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \nu \times \mu_g) = (1,1 \times 36478.13) / (1 + 2,40 \times 0,74) = 14454.60 \text{ cm}^2 \\ I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + i \times \mu_g) = (1,1 \times 36478.13) / (1 + 6,00 \times 0,74) = 7376.09 \text{ cm}^2 \\ I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + i \times \mu_j) = (1,1 \times 36478.13) / (1 + 6,00 \times 0,17) = 19864,32 \text{ cm}^2 \\ I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + i \times \mu_p) = (1,1 \times 36478.13) / (1 + 6,00 \times 0,33) = 40128.923 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Calcul de la flèche:

On a: $E_i = 32164, 2 \text{ MPa}$, $E_v = 10818, 86 \text{ MPa}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_v^g = M_g \cdot L^2 / 10 E_v \cdot I_{fv}^g = 11657.60 \times (390)^2 / 10 \times 10818, 86 \times 14454.6 = 1.13 \text{ cm} \\ f_i^g = M_g \cdot L^2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^g = 11657.60 \times (390)^2 / 10 \times 32164,20 \times 7376.09 = 0.75 \text{ cm} \\ f_v^j = M_j \cdot L^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^j = 9376.07 \times (390)^2 / 10 \times 32164,20 \times 19864,32 = 0, 22 \text{ cm} \\ f_i^p = M_p \cdot L^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^p = 13938.09 \times (390)^2 / 10 \times 32164,20 \times 40128.923 = 0,16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La flèche totale:

$$f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0, 32 \text{ cm}.$$

$$f_t = 0, 32 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 390 / 500 = 0,78 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

III-3-7-Calcul de la poutre palière :

- **Dimensionnement :**

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

$$. b \quad 20 \text{ cm}$$

. H 30 cm → soit : b = 30 cm , h = 30 cm

. h/b 4 ⇒ $\frac{30}{30} = 1.00 < 4$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (30×30) cm².

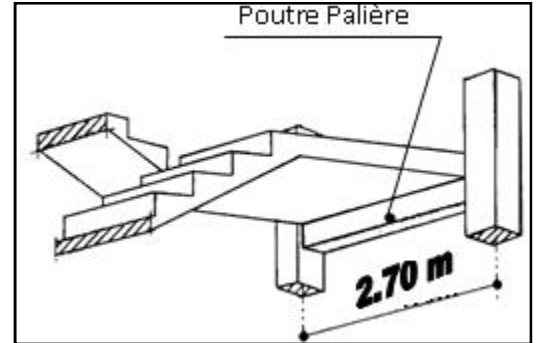
• **Méthode de calcul:**

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

Son poids propre g

La réaction de la volée (P, q).

Poids du mur extérieur g_m.



• **Évaluation des charges :**

Poids propre de la poutre :

$g = h.b. = 0,3 \times 30 \times 2500 = 2250 \text{ N/m}$

La réaction d'escalier :

$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 8631.54 \times \frac{2.7}{2} = 11652.58 \text{ N/m}$

$q = 2500 \times \frac{2.7}{2} = 3375 \text{ N/m}$

Poids du mur : $g_m = h. = 2345 \times 1.33 = 3118.85 \text{ N/m}$

a-Calcul de la poutre à la flexion :

***Combinaisons d'actions :**

-E.L.U : $P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 28041.35 \text{ N/m}$

- E.L.S : $P_{ser} = g + P + g_m + q = 20396.43 \text{ N/m}$

*** les sollicitations :**

-E.L.U : $M_u = P_u \times \frac{L^2}{8} = 28041.35 \times \frac{(2.7)^2}{8} = 25552.68 \text{ N}$

$T_u = P_u \times L = 28041.35 \times 2.7 = 75711.65 \text{ N.m}$

- E.L.S : $M_{ser} = P_{ser} \times \frac{L^2}{8} = 20396.43 \times \frac{(2.7)^2}{8} = 18586.25 \text{ N.m}$

• **Caractéristiques des poutres palières :**

	P N/ml	q N/ml	g_m N/ml	P_u N/ml	P_{ser} N/m	M_u N/ml	M_{ser} N/ml	T
--	---------------	---------------	---------------------------	---------------------------	----------------------------	---------------------------	-----------------------------	----------

Poutre	11652.58	3375	3118.85	28041.35	20396.43	25552.86	18586.25	75711.65
---------------	----------	------	---------	----------	----------	----------	----------	----------

III-3-7-1-Calcul de ferrailage

Armatures longitudinales :

Moment sur travée:

$$M_t = 0.85 M_0;$$

$$\text{E.L.U} : M_t = 21719.93 \text{ N / m};$$

$$\text{E.L.S} : M_t = 15783.04 \text{ N / m}$$

Moment en appui :

$$M_a = 0.3 M_0;$$

$$\text{E.L.U} : M_a = 7665.86 \text{ N / m};$$

$$\text{E.L.S} : M_a = 5575.88.30 \text{ N / m};$$

III-3-7-2-Calcul des efforts tranchants:

$$V_A = -V_B = \frac{qL}{2} = 4556.25 \text{ kg};$$

III-3-7-3-Ferrailage de la poutre palière:

-E.L.U :

Sur travée

$$\mu = \frac{M_{uT}}{b \cdot b \cdot d^2} = \frac{21719.93}{14,2 \times 30 \times (28)^2} = 0,065$$

$$\mu = 0,065 < \mu = 0,392 \Rightarrow \lambda = 0, \quad \lambda = 0,664, \quad \lambda = 0,084$$

$$A = \frac{M_{uT}}{s \cdot d} = \frac{21719.93}{348 \times 0,664 \times 28} = 3,35 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$\mu = \frac{M_{uA}}{b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7665.86}{14,2 \times 30 \times (28)^2} = 0,029$$

$$\mu = 0,065 < \mu = 0,392 \Rightarrow \lambda = 0, \quad \lambda = 0,99, \quad \lambda = 0,036$$

$$A = \frac{M_{uA}}{s \cdot d} = \frac{7665.86}{348 \times 0,99 \times 28} = 2.85 \text{ cm}^2$$

- ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de b

set inutile, si la condition suivante est remplie. $\bar{r} = \frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$= M_u / M_{ser} = 25552.86 / 18586.25 \Rightarrow = 1,37$$

$$= \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,54 = 0,036 < \bar{r} = 0,442 \rightarrow \text{(C.V)}$$

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

$$A_{min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} \geq 0,23 \times 30 \times 28 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 0,85 \text{ cm}^2.$$

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

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

***Pourcentage minimale : RPA99**

$$A_{min}^{RPA} \geq 0,5 b.h = 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{min} ; A'_{min} ; A_{min}^{RPA})$$

$$A = A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Donc soit : $A_U = 3 \text{ T } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$

	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	Choix
Travée	3.35	4.5	4.62	3HA14
Appuis	2.85	4.5	4.62	3HA14

Tab III-3-6 : calcul des armatures en appuis et en travée

• Vérification des contraintes:

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{f}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible de acier tendu $\bar{f}_s = 347.82 \text{ MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{f} = \min \{ 0.133 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$

	\bar{f}_{bc} (MPa)	\bar{f}_s (MPa)	\bar{f} (MPa)	Vérification
Travée	7.2	299.40	-	OK
Appuis	4.00	174.4	0.05	OK

Tab III-3-7 : récapitulatif des vérifications

II-3-7-4 Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{75711.65}{300 \times 280} = 0,90 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{f}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,90 \text{ MPa} < \bar{f}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Selon **BAEL 83**, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\varnothing_t \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right\} \varnothing_t \min \left\{ \frac{30}{35}; 1,4; \frac{30}{10} \right\} = 0,85 \text{ cm}$$

Soit : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

III-3-7-5- Espacement des armatures transversales :RPA99

- **Dans la zone nodale :** $S_t \min \left(\frac{h}{4}; 12w_1; 30 \text{ cm} \right)$
- $S_t \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow S_t = 7,5$ Soit: $S_t = 7 \text{ cm}$
- **Dans la zone courante :** $S' = \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow S' = 15 \text{ cm}$ Soit $S' = 15 \text{ cm}$
- **La longueur de la zone nodale :** $L' = 2.h = 60 \text{ cm}$

III-3-7-6-La quantité des armatures transversales : BAEL91: (art A.5.1, 2)

$$A_t \geq 0,4 \cdot b_0 \frac{S}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 30 \frac{15}{235} \Rightarrow A_t \geq 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,8 \times f_e} \rightarrow A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (0,90 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 235} \quad A_t \geq 0,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{* RPA 99: } A_t \geq 0,003 \cdot S \cdot b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t \text{BAEL}}, A_{t \text{RPA}}) \Rightarrow A_t = A_{t \text{RPA}} = 1,35 \text{ cm}^2$$

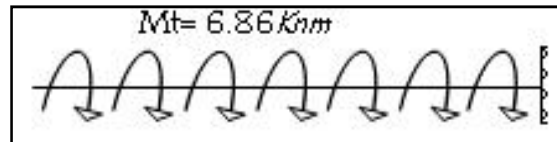
III-3-7-7-Calcul de la poutre à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 6860 \text{ N.m}$$

On utilise les règles exposées dans le **BAEL91** [4].

T_u = le couple de torsion maximale



*** Contraintes tangentés de torsion :**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \quad (\text{formule de Rausch})$$

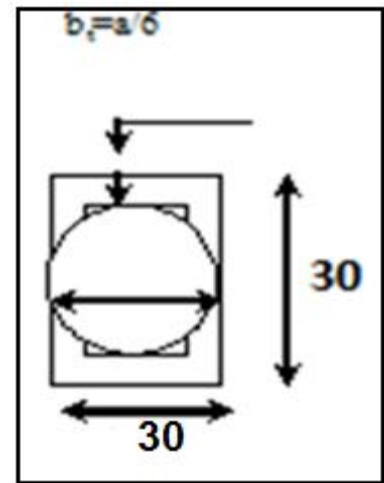
T_u : moment de torsion ($T_u = M_{tor} = 0.30 M_u = 6860 \text{N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{6860 \times 1000}{2 \times 625 \times 5 \times 1000} = 1.10 \text{ MPa}$$



*** Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u \text{ limite}})^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 0.90^2 + 1.10^2 = 2.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 2.02 \text{ MPa} < \tau_u^2 = 10.56 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

*** Les armatures longitudinales:**

$$A_s = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot f_e}$$

μ : périmètre de l'aire de la section efficace .

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{100 \times 6860 \times 100 \times 1.15}{2 \times 625 \times 400 \times 100} = 1.58 \text{ cm}$$

III-3-8- Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot f_e} \quad A_t = \frac{6860 \times 15 \times 1.15}{2 \times 625 \times 400} = 0,23 \text{ cm}^2.$$

a) Section minimale des armatures :BAEL 91

$$1) \frac{\sum A_l \cdot f_e}{b_0 \cdot h} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.58 \times 400}{5 \times 100} = 1.264 \text{ MPa} > 0.4 \dots\dots\dots (cv)$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.23 \times 400}{5 \times 15} = 1.23 \text{ MPa} > 0.4 \dots\dots\dots cv$$

b) Les armatures totales :

b-1- Armatures longitudinales : $A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + A_\ell^{tor}$

- **Nappe supérieure :** $A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 4,5 + (1,58/2) = 5.29 \text{ cm}^2$

Soit : $A_\ell^{tot} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$

- **Nappe inférieure :** $A_\ell^{tot} = \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 0.79 \text{ cm}^2$ Soit : $A_\ell^{tot} = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

b-2- Armatures transversales $A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 1,58 \text{ cm}^2$

Donc soit : $A_t = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

b-3- État limite de déformation :

-Etat limite de déformation :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0.11 > 0.0625 \dots\dots\dots (C. V)$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 M_0} = 0.11 \geq 0.042 \dots\dots\dots (C. V)$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{5,65}{30 \times 28} = 0,0067 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots\dots (C. V)$$

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

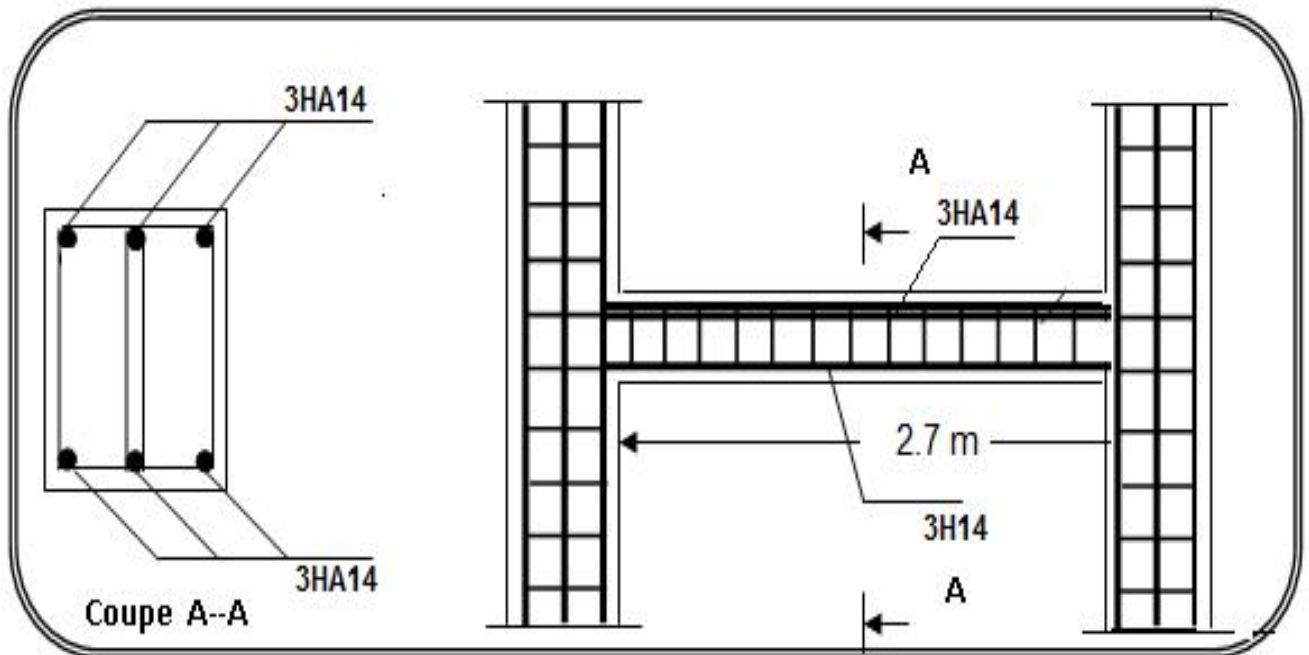


Fig III-3-2 : ferrailage de la poutre palière

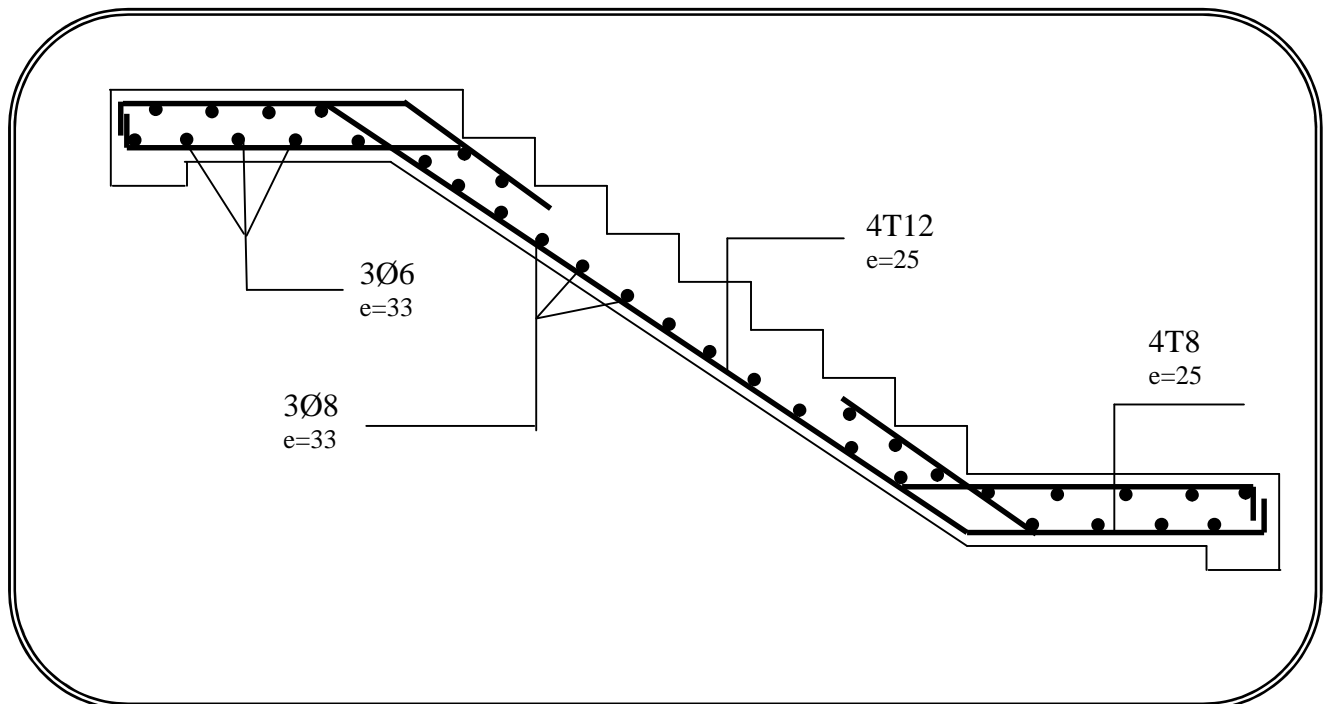


Fig III-3-3 : ferrailage de l'escalier (volée I-II)

III-4-LES PLANCHERS

Les planchers sont les aires planes limitant les étages et supportant le revêtement de sols, et sont généralement horizontale.

Méthode forfaitaire:

❖ Domaine d'application:

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($2G \leq Q$ ou $Q < 5000 \text{ N/m}^2$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25 ;
- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

Soit :

- 1) M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;
- 2) M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et M_t le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.
- 3) $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

III-4-1- Méthode de Caquot :

❖ Domaine d'application :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : ($Q > 2G$ ou $Q > 5 \text{ KN/m}^2$).

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode

Forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; la longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot.

III-4-2- Principe de la méthode:

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- De la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- De l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

Soit l'appui numéro i d'une poutre continue, entouré par les deux travées ouest (w) et est (e) de longueurs respectives L_w et L_e ; ces travées supportent :

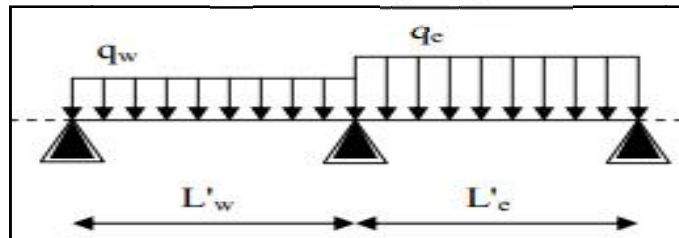
a) Moments sur appuis :

On calcule les quantités suivantes :

La longueur réduite de chaque travée L' :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive,
- $L' = 0.8 L$ pour les travées intermédiaires
- Le moment sur l'appui (calculé ici en valeur absolue)

$$M_a = - \frac{P_w l'_w{}^3 + P_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$



Ma: du aux charges réparties sur les deux travées ; Avec :

La convention de signe utilisée, le moment sur appui est évidemment négatif.

b) Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X

L'abscisse à de l'appui gauche (w):

$$X_{(m)} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M}{PL}$$

Le moment maximal en travée:

$$M_{(x)} = \frac{ql}{2} \cdot x - \frac{qx^2}{2} + M_w \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M \cdot \frac{x}{L}$$

c) Efforts tranchants :

M_w moment sur l'appui gauche et M_e moment sur l'appui droit

Les efforts tranchants d'appui (V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit) sont calculés par la méthode générale suivante:

$$V_w = \frac{M_w - M}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V = V_w + qL$$

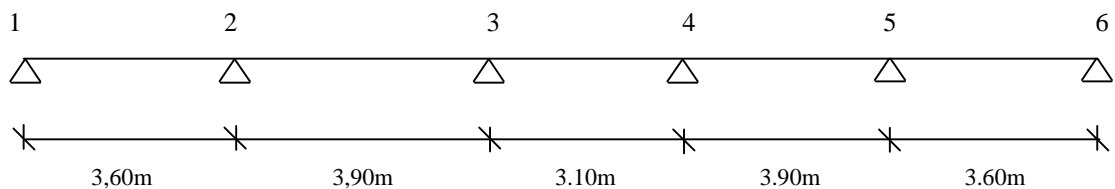
Plancher a corps creux :

Ce type de plancher est largement utilisé dans les constructions civiles, surtout dans les bâtiments a usage d'habitation.

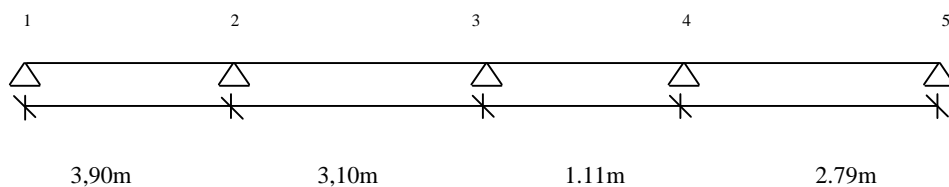
Il se compose d'un corps préfabriqué en béton ou en céramique appelé «corps creux », D'un ensemble de nervures et d'une dalle de compression en béton arme appelée « hourdis »

On a 3 types des nervures :

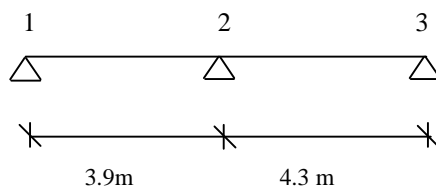
*** Nervure type 1:**



*** Nervure type 2:**

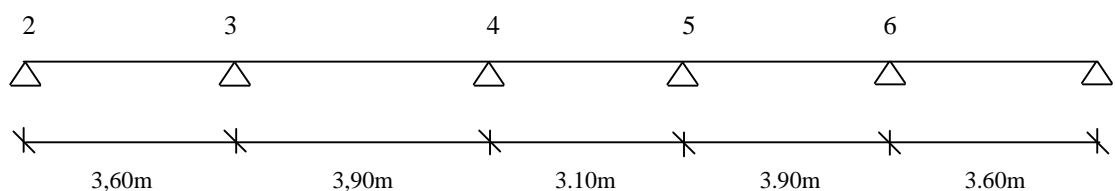


*** Nervure type 3:**



*** Nervure type 1 :**

Plancher Terrasse (ELU):



G=6.43 KN/m

Q=1 KN/m

Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,90}{3,10} = 1,26$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanent répartie : $g = G \times l = 6,43 \times 0,65$

$\Rightarrow g = 4,18 \text{ KN/m}$

Surcharge répartie : $q = Q \times l = 1 \times 0,65$

$\Rightarrow q = 0,65 \text{ KN}$

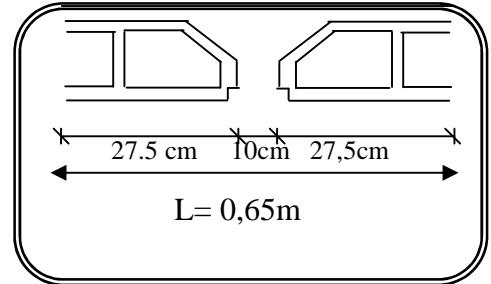


Fig III-4-1- : démontions de planche coure creux

Charge Ultime : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 4,18 + 1,5 \times 0,65$

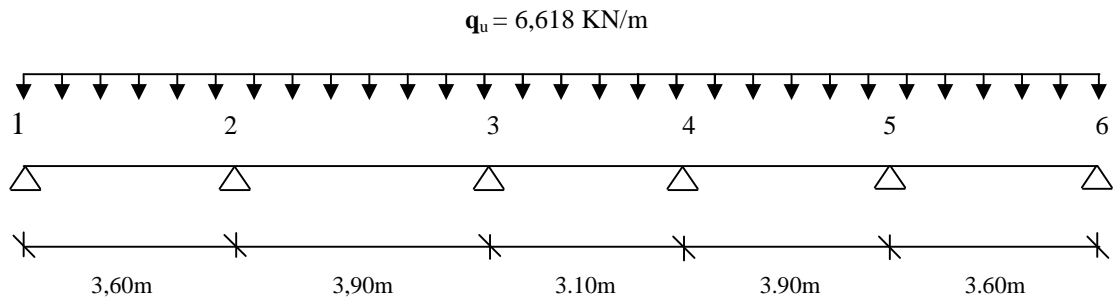
$\Rightarrow q_u = 6,618 \text{ KN/m}$

* $L'_i = L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i = 0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

* Calcul des moments :

*Moment sur Appui :



$M_1 = M_6 = 0$

$M_a = -\frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$ Avec

q_w : charge ultime réduite droite.

q_e : charge ultime réduite gauche.

$M_2 = -\frac{q_{u, \text{reduit}} (l_1^3 + l_2^3)}{8,5(l'_1 + l'_2)} = -\frac{6,618 \times (3,60^3 + 3,12^3)}{8,5 \times (3,60 + 3,12)} = -8,96 \text{ KN.m}$

$M_3 = -\frac{q_{u, \text{reduit}} (l_2^3 + l_3^3)}{8,5(l'_2 + l'_3)} = -\frac{6,618 \times (3,12^3 + 2,48^3)}{8,5 \times (3,12 + 2,48)} = -6,34 \text{ KN.m}$

$$M_4 = -\frac{q_{u.reduit}(l_3^3 + l_4^3)}{8,5(l_3' + l_4')} = -\frac{6,618 \times (2,48^3 + 3,12^3)}{8,5 \times (2,48 + 3,12)} = -6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -\frac{q_{u.reduit}(l_4^3 + l_5^3)}{8,5(l_4' + l_5')} = -\frac{6,618 \times (3,12^3 + 3,60^3)}{8,5 \times (3,12 + 3,60)} = -8.96 \text{ KN.m}$$

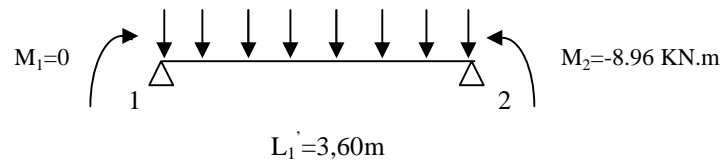
Moment sur travée :

Sera calcul par : $M_t(x) = M(x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

Avec $M(x) = q \frac{x}{2}l - q \frac{x^2}{2}$

Alors $M_t(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

Travée 1-2 :



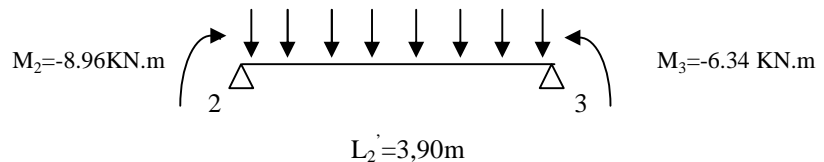
$$M_{t1}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_1(1 - \frac{x}{l}) + M_2(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2}(3,60 - x) + 0(1 - \frac{x}{3,60}) - 8,96(\frac{x}{3,60})$$

$$\Rightarrow M_{t1}(x) = -3,309x^2 + 9,42x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -6,618x + 9,42 = 0 \Rightarrow x = 1,42m$$

$$M_{t1}(x=1,42) = -3,309 \times 1,42^2 + 9,42 \times 1,42 = 6,70 \Rightarrow M_{t1}(x=1,42) = 6,70 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :



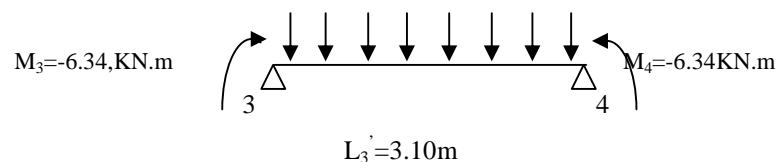
$$M_{t2}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2}(3,90 - x) - 8,96(1 - \frac{x}{3,90}) - 6,34(\frac{x}{3,90})$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x) = -3,309x^2 + 13,58x - 8,96$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -6,618x + 13,58 = 0 \Rightarrow x = 2,09m$$

$$M_{t2}(x=2,09) = -3,309 \times 2,09^2 + 13,58 \times 2,09 - 8,96 = 2,34 \Rightarrow M_{t2}(x=2,09) = 4,96 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4 :



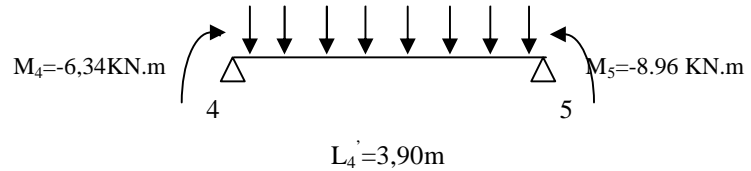
$$M_{t3}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_3(1 - \frac{x}{l}) + M_4(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2}(3,10 - x) - 6,34(1 - \frac{x}{3,10}) - 6,34(\frac{x}{3,10})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -3,309x^2 + 10,26x - 6,34$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t3}(x)}{dx} = -6,618x + 10,26 = 0 \Rightarrow x = 1,55m$$

$$M_{t1}(x = 1,55) = -3,309 \times 1,55^2 + 10,26 \times 1,55 - 6,34 = 1,61 \Rightarrow M_{t3}(x = 1,55) = 1,61KN.m$$

Travée 4-5 :



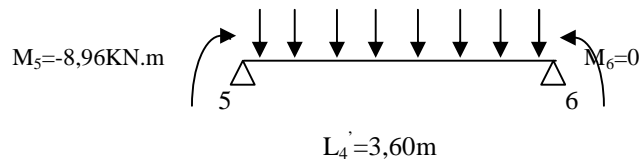
$$M_{t4}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_4(1 - \frac{x}{l}) + M_5(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2}(3,90 - x) - 6,34(1 - \frac{x}{3,90}) - 8,96(\frac{x}{3,90})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -3,309x^2 + 12,24x - 6,34$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -6,618x + 12,24 = 0 \Rightarrow x = 1,84$$

$$M_{t1}(x = 1,84) = -3,309 \times 1,84^2 + 12,24 \times 1,84 - 6,34 = 4,98 \Rightarrow M_{t4}(x = 1,84) = 4,98KN.m$$

Travée 5-6 :



$$M_{t5}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_5(1 - \frac{x}{l}) + M_6(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2}(3,60 - x) - 8,96(1 - \frac{x}{3,60}) - 0(\frac{x}{3,60})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -3,309x^2 + 14,41x - 8,96$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -6,618x + 14,41 = 0 \Rightarrow x = 2,18$$

$$M_{t1}(x = 2,18) = -3,309 \times 2,18^2 + 14,41 \times 2,18 - 8,96 = 6,73 \Rightarrow M_{t4}(x = 2,26) = 5,53KN.m$$

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

L'effort tranchant sera calculé par la relation :

$$V_0 = \frac{dM}{dx} \quad V_{w,e} = V_{0w,e} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée 1-2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \\ V_{0w} = 9,42KN \end{array} \right.$$

$$V_0 = \frac{dM_{r1}(x)}{dx} = -6,618x + 9,42 \quad \text{pour } x=3,60\text{m} \quad V_{0e} = -14,40 \text{ KN}$$

$$V_{w1} = V_{0w} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = 9,42 + \frac{-8,96 - (0)}{3,60} = 6,93 \text{ KN}$$

$$V_{e1} = V_{0e} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = -14,40 + \frac{-8,96 - (0)}{3,60} = -16,89 \text{ KN}$$

Travée 2-3 :

$$V_0 = \frac{dM_{r2}(x)}{dx} = -6,618x + 13,58 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad V_{0w} = 13,58 \text{ KN} \\ \text{pour } x=3,90\text{m} \quad V_{0e} = -12,23 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w2} = V_{0w} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = 13,58 + \frac{-6,34 - (-8,96)}{3,90} = 14,25 \text{ KN}$$

$$V_{e2} = V_{0e} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = -12,23 + \frac{-6,34 - (-8,96)}{3,90} = -11,56 \text{ KN}$$

Travée 3-4 :

$$\frac{dM_{r3}(x)}{dx} = -6,618x + 10,26 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad V_{0w} = 10,26 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=3,10\text{m} \quad V_{0e} = -10,26 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w3} = V_{0w} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = 10,26 + \frac{-6,34 - (-6,34)}{3,10} = 10,26 \text{ KN}$$

$$V_{e3} = V_{0e} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = -10,26 + \frac{-6,34 - (-6,34)}{3,10} = -10,26 \text{ KN}$$

Travée 4-5 :

$$V_0 = \frac{dM_{r4}(x)}{dx} = -6,618x + 12,24 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad V_{0w} = 12,24 \text{ KN} \\ \text{pour } x=3,90\text{m} \quad V_{0e} = -13,57 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w4} = V_{0w} + \frac{M_5 - M_4}{l_4} = 12,24 + \frac{-8,96 - (-6,34)}{3,90} = 11,56 \text{ KN}$$

$$V_{e4} = V_{0e} + \frac{M_5 - M_4}{l_4} = -13,57 + \frac{-8,96 - (-6,34)}{3,90} = -14,24 \text{ KN}$$

Travée 5-6:

$$V_0 = \frac{dM_{r5}(x)}{dx} = -6,618x + 14,41 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad V_{0w} = 14,41 \text{ KN} \\ \text{pour } x=3,60\text{m} \quad V_{0e} = -9,41 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w5} = V_{0w} + \frac{M_6 - M_5}{l_5} = 14,41 + \frac{0 - (-8,96)}{3,60} = 16,90KN$$

$$V_{e5} = V_{0e} + \frac{M_6 - M_5}{l_5} = -9,41 + \frac{0 - (-8,96)}{3,60} = -6,92KN$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
q_u =charge ultime (KN/m)	6,618	6,618	6,618	6,618	6.618	
L =longueur réel de travée (m)	3,60	3,90	3.10	3,90	3.60	
L' =longueur réduit de travée (m)	3,60	3,12	2,48	3,12	3.60	
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-8,96	-6.34	-6,34	-8.96	0
X (m)	1,42	2,09	1,55	1,84	2.18	
M_t =moment sur travée (kN.m)	6,70	4,96	1,61	4,96	6.70	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	9,42/ -14,40	13,58/-12,23	10,26/-10,26	12,24/-13,57	14.41/-9.41	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	6,96/-16,89	14,25/-11,56	10,26/-10,26	12,24/-13,57	16.90/-6.92	

Tab III-4-1 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type (1)terrasse.

Traves		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
Appui		1	2	3	4	5	6
sur appui	M^u (kn.m)	0	-8.96	-6.34	-6.34	-8.96	0
sur traves	M^u (kn.m)	6.70	4.96	1.61	4.98	6.73	

Tab III-4-2 : diagramme des moments type(1) terrasse

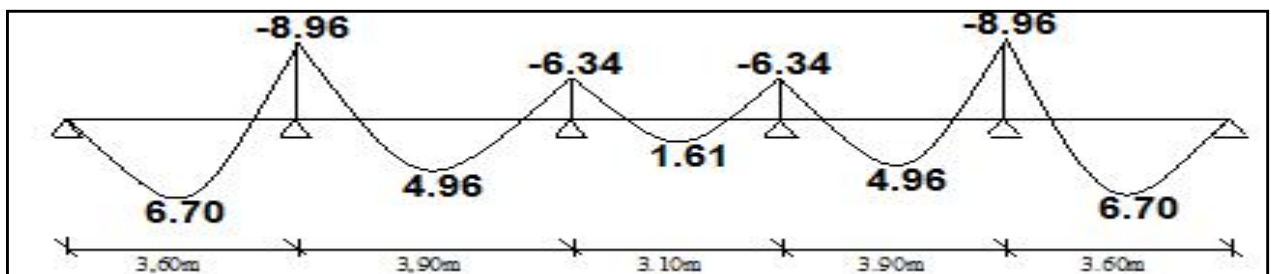
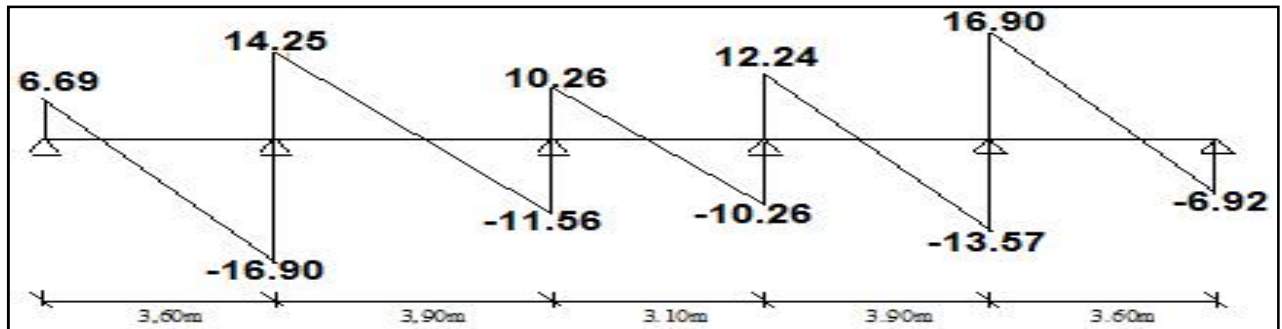


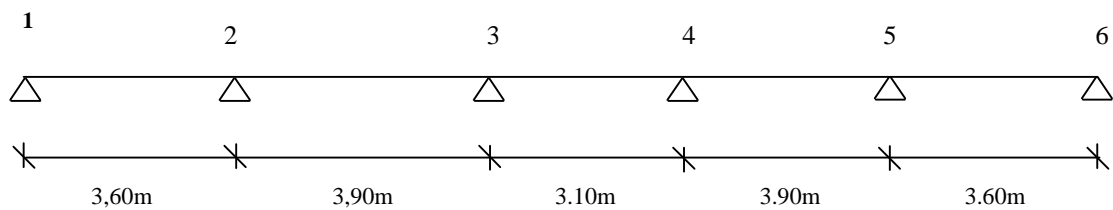
Fig III-4-2:Diagramme des moments ELU type(1) plancher terrasse



FigIII-4-3: Diagramme des efforts tranchants à ELU type (1) plancher terrasse

* Nervure type 1 :

Plancher Terrasse (ELS) :



G=6.43 KN/m

Q=1 KN/m

Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,90}{3,10} = 1.26$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanente répartie : $g = G \times l = 6.43 \times 0,65$

$\Rightarrow g = 4.18 \text{ KN/m}$

Surcharge répartie : $q = Q \times l = 1 \times 0,65$

$\Rightarrow q = 0,65 \text{ KN/m}$

Charge Service : $q_u = G + Q = 4.18 + 0,65$

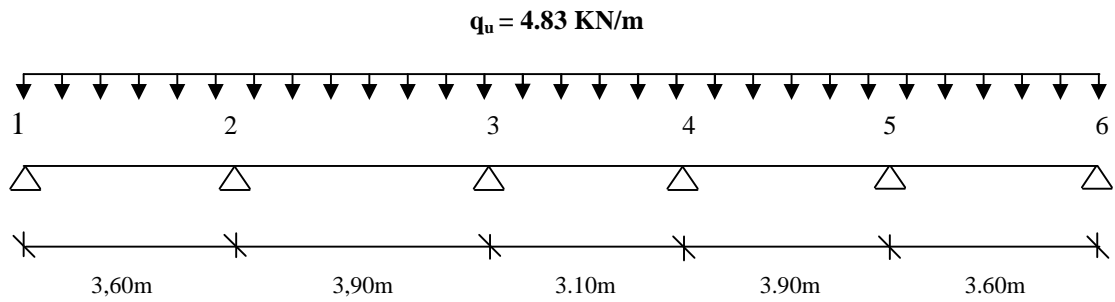
$\Rightarrow q_u = 4.83 \text{ KN/m}$

* $L'_i = L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i = 0,80 \times L$ pour les travées intermédiaires

* **Calcul des moments :**

* **Moment sur Appui :**

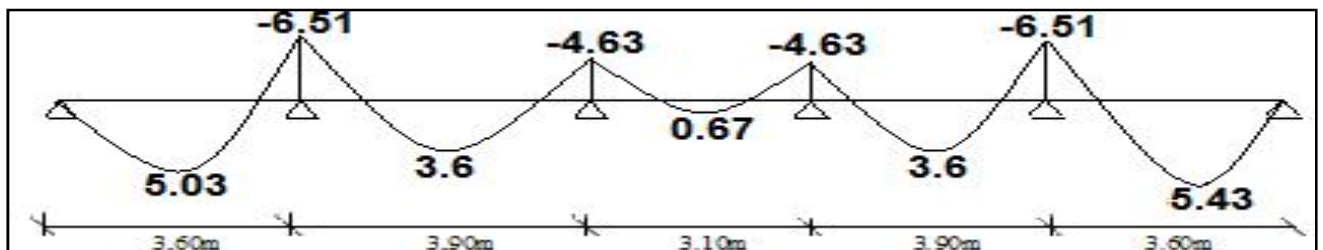


Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
q_u =charge ultime (KN/m)	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	
L =longueur réel de travée (m)	3,60	3,90	3,10	3,90	3,60	
L' =longueur réduit de travée (m)	3,60	3,12	2,48	3,12	3,60	
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-6.51	-4.63	-4.63	-6.51	0
X (m)	1,45	2,05	1,49	1,85	2,23	
M_t =moment sur travée (kN.m)	5.03	3.6	0.67	3.61	5.43	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	6.98/ -10.41	9.89/-8.95	7.18/-7.18	8.93/-9.91	10.75/-6.64	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	5.17/-12.21	10.37/-8.47	7.18/-7.18	8.45/-10.4	12.56/-4.83	

Tab III-4-3: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type (1)terrasse.

Traves		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
Appui		1	2	3	4	5	6
sur appui	M^u (kn.m)	0	-6.51	-4.63	-4.63	-6.51	0
sur traves	M^u (kn.m)	5.03	3.6	0.67	3.61	5.43	

Tab III-4-4: diagramme des moments à ELS type(1) terrasse.



FigIII-4-1:Diagramme des moments ELS type(1) plancher terrasse

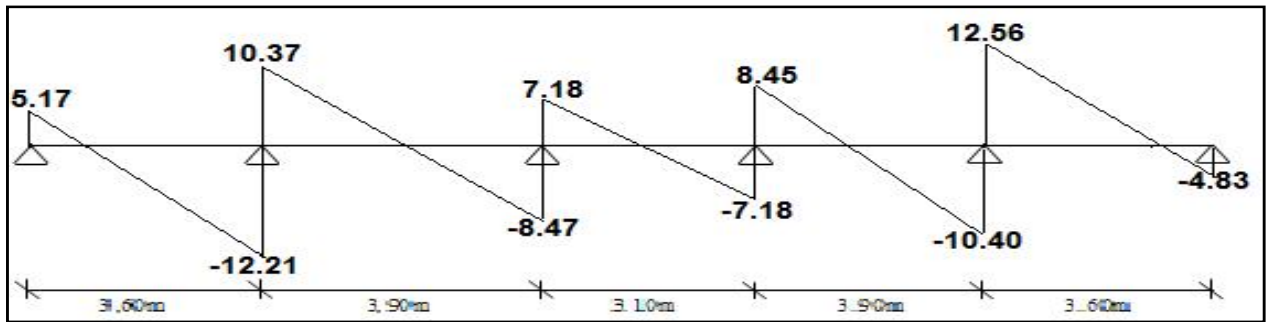
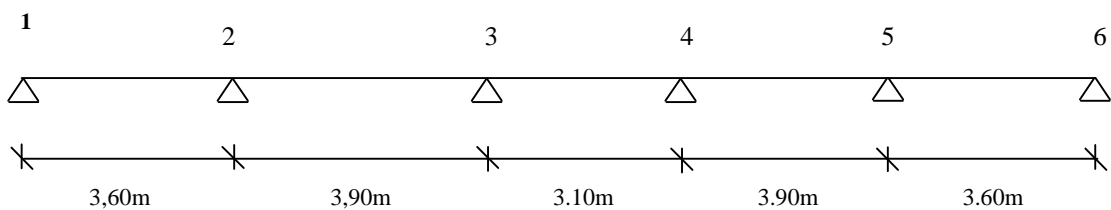


Fig III-4-4: Diagramme des efforts tranchants à ELS type (1)plancher terrasse

* Nervure type 1 :

Planches etag(ELU) :



$$G=5.25 \text{ KN/m}$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}$$

Le rapport :

$$0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,90}{3,10} = 1.26$$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanent répartie :

$$g=G \times l = 5.25 \times 0,65$$

$$\Rightarrow g=3.41 \text{ KN/m}$$

Surcharge répartie :

$$q=Q \times l = 1.5 \times 0,65$$

$$\Rightarrow q= 0,98 \text{ KN/m}$$

Charge Ultime : $q_u=1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 3.41 + 1,5 \times 0,98$

$$\Rightarrow q_u= 6.07 \text{ KN/m}$$

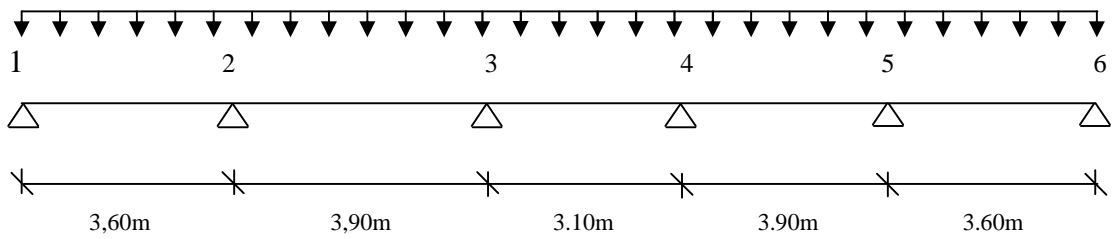
* $L'_i=L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i=0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

* Calcul des moments :

* Moment sur Appui :

$q_u = 6,07 \text{ KN/m}$



$M_1 = M_6 = 0$

$$M_a = -\frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \text{ Avec}$$

q_w : charge ultime réduite droite.

q_e : charge ultime réduite gauche

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
q_u =charge ultime (KN/m)	6,07	6,07	6,07	6,07	6,07	
L =longueur réel de travée (m)	3,60	3,90	3,10	3,90	3,60	
L' =longueur réduit de travée (m)	3,60	3,12	2,48	3,12	3,60	
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-8,18	-5,81	-5,81	8,18	0
X (m)	1,42	2,05	1,55	1,85	2,17	
M_t =moment sur travée (kN.m)	6,16	4,59	1,48	4,59	6,16	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	8,65/ -13,20	12,45/-11,22	9,41/-9,41	11,22/-12,45	13,20/-8,65	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	6,37/-15,47	13,06/-10,61	9,41/-9,41	10,61/-13,06	15,47/-6,37	

Tab III-4-5 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type (1) plancher étage

Traves	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6		
Appui	1	2	3	4	5	6	
sur appui	M^u (kn.m)	0	-8.18	-5.81	-5.81	-8.18	0
sur traves	M^u (kn.m)	6.16	4.59	1.48	4.59	6.16	

Tab III-4-6 : diagramme des moments ELU type(1) plancher étage

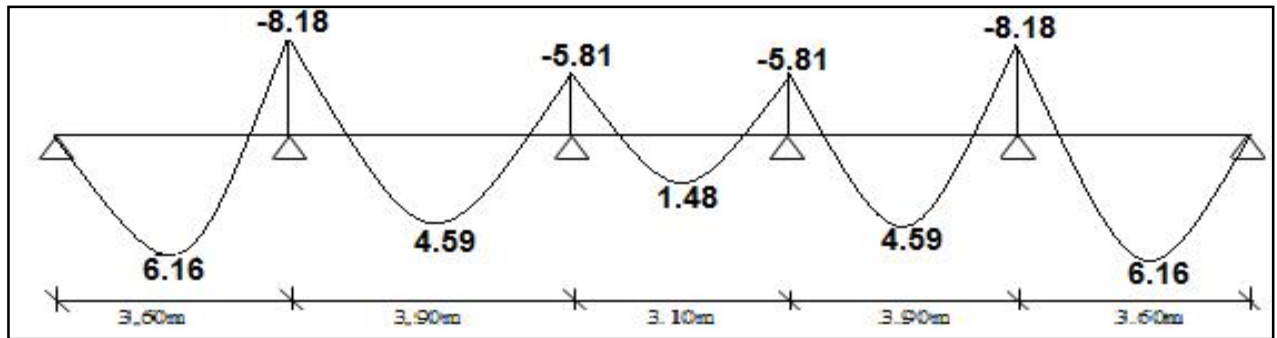


Fig III-4-6:Diagramme des moments ELU type(1) plancher Etage

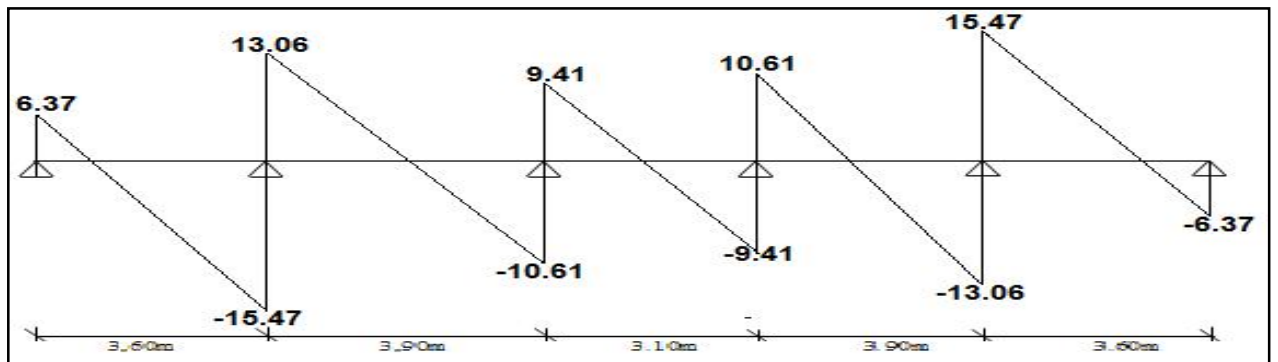
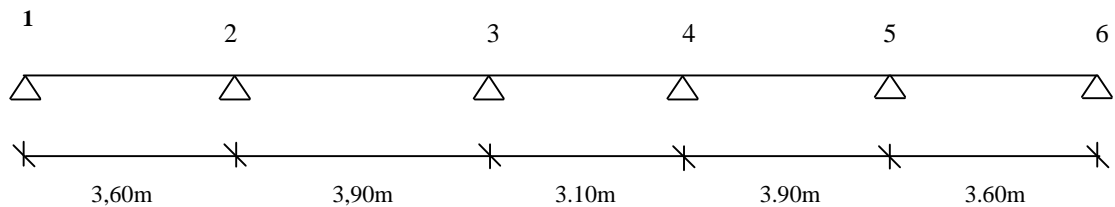


Fig III-4-7: Diagramme des efforts tranchants à ELU type (1) plancher Etage

Nervure type 1 :

Planches etag(ELS) :



$$G=5.25 \text{ KN/m}$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}$$

Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,90}{3,10} = 1.26$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanente répartie : $g=G \times l = 5.25 \times 0,65$

$$\Rightarrow g=3.41 \text{ KN/m}$$

Surcharge répartie : $q=Q \times l = 1.5 \times 0,65$

$$\Rightarrow q= 0,98 \text{ KN/m}$$

Charge Ultime : $q_u=G + Q = 3.41 + 0,98$

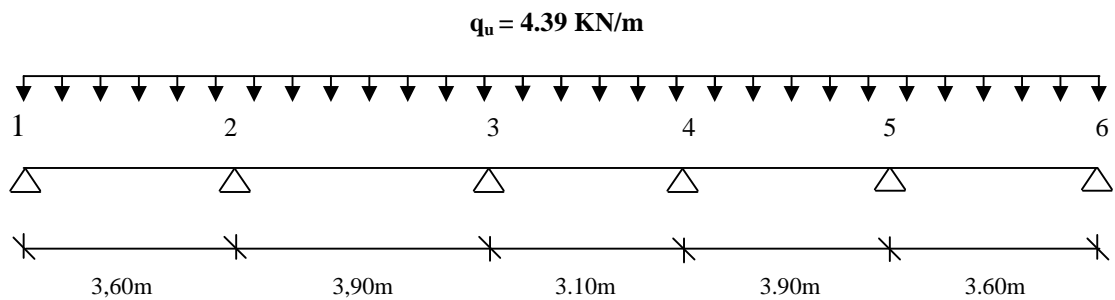
$\Rightarrow q_u = 4.39 \text{KN/m}$

* $L'_i = L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i = 0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

* Calcul des moments :

* Moment sur Appui :



Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$q_u = \text{charge ultime (KN/m)}$	4.39	4.39	4.39	4.39	4.39	
$L = \text{longueur réel de travée (m)}$	3,60	3,90	3,10	3,90	3,60	
$L' = \text{longueur réduit de travée (m)}$	3,60	3,12	2,48	3,12	3,60	
$M_i = \text{moment sur appui (KN.m)}$	0	-5.91	-4.21	-4.21	-5.91	0
$X \text{ (m)}$	1,43	2,01	1,55	1,84	2.17	
$M_t = \text{moment sur travée (kN.m)}$	4.45	3.53	1.05	3.21	4.43	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	6.26/ -9.54	9.12/-8	6.8/-6.8	8.08/-9.04	9.54/-6.26	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	4.61/-11.2	9.56/-7.56	6.8/-6.8	7.64/-9.48	11.18/-4.62	

Tab III-4-7 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type (1) plancher étage

Traves	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6		
Appui	1	2	3	4	5	6	
sur appui	M^u (kn.m)	0	-5.91	-4.21	-4.21	-5.91	0
sur traves	M^u (kn.m)	4.45	3.53	1.05	3.21	4.43	

Tab III-4-8 : diagramme des moments à ELS type(1) plancher étage

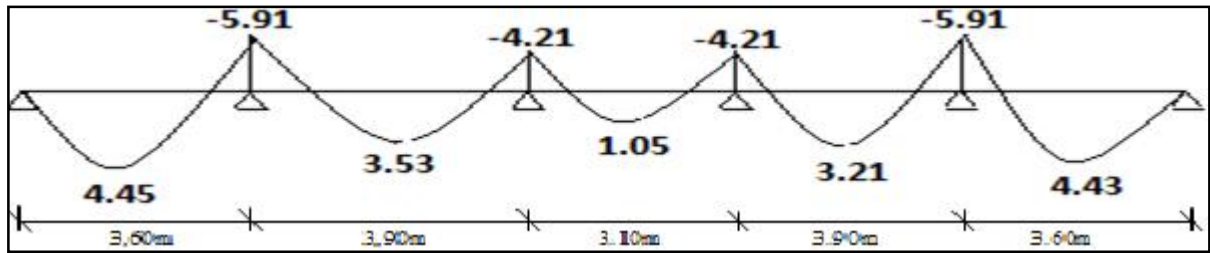


Fig III-4-8:Diagramme des moments ELS type(1) plancher Etage

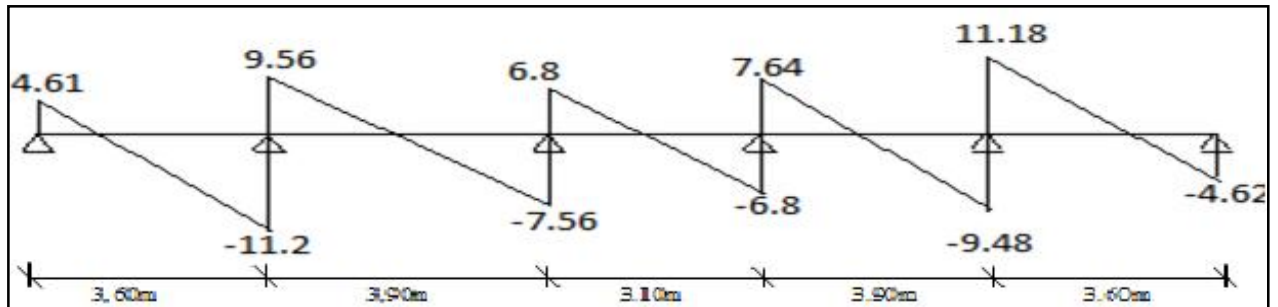


Fig III-4-9:Diagramme des efforts tranchants à ELS type (1) plancher Etage

nervure type 2:

Plancher Terrasse (ELU) :

$$G=6.43 \text{ KN/m}$$

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

Le rapport :

$$0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,90}{3,10} = 1,26$$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanente répartie : $g=G \times l = 6.43 \times 0,65$

$$\Rightarrow g=4.18 \text{ KN/}$$

Surcharge répartie : $q=Q \times l = 1 \times 0,65$

$$\Rightarrow q= 0,65 \text{ KN/m}$$

Charge ultime : $q_u=1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 4.18 + 1,5 \times 0,65$

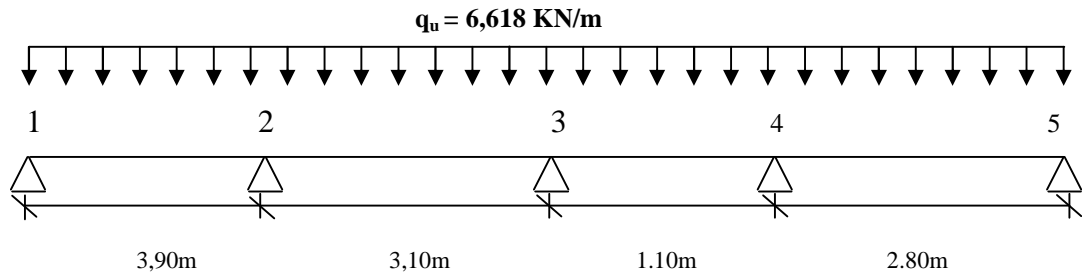
$$\Rightarrow q_u= 6.618 \text{ KN/m}$$

* $L'_i=L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i=0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

* Calcul des moments

*Moment sur Appui :



$M_1 = M_5 = 0$

$M_a = -\frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$ Avec q_w : charge ultime réduite droite.

q_e : charge ultime réduite gauche.

$M_3 = -\frac{q_{u.reduit} (l_2^3 + l_3^3)}{8,5(l_2 + l_3)} = -\frac{6,618 \times (2,48^3 + 0,88^3)}{8,5 \times (2,48 + 0,88)} = -3,70 \text{ KN.m}$

$M_4 = -\frac{q_{u.reduit} (l_3^3 + l_4^3)}{8,5(l_3 + l_4)} = -\frac{6,618 \times (0,88^3 + 2,80^3)}{8,5 \times (0,88 + 2,80)} = -4,78 \text{ KN.m}$

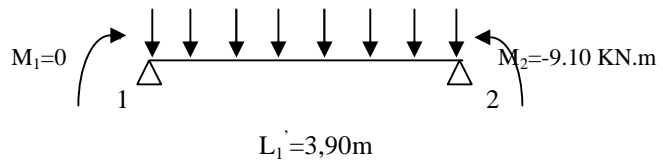
Moment sur travée :

Sera calcul par : $M_t(x) = M(x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

Avec $M(x) = q \frac{x}{2} l - q \frac{x^2}{2}$

Alors $M_t(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_w(1 - \frac{x}{l}) + M_e \frac{x}{l}$

Travée 1-2 :



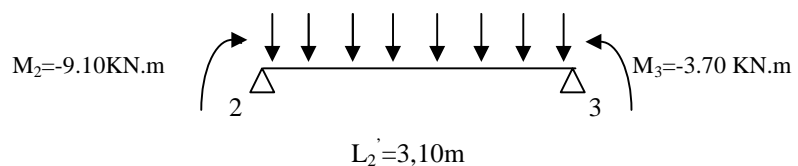
$M_{t1}(x) = q \frac{x}{2} (l - x) + M_1(1 - \frac{x}{l}) + M_2(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2} (3,90 - x) + 0(1 - \frac{x}{3,90}) - 9,10(\frac{x}{3,90})$

$\Rightarrow M_{t1}(x) = -3,309x^2 + 10,58x$

$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -6,618x + 10,58 = 0 \Rightarrow x = 1,60m$

$M_{t1}(x = 1,60) = -3,309 \times 1,60^2 + 10,58 \times 1,60 = 8,46 \Rightarrow M_{t1}(x = 1,60) = 8,46 \text{ KN.m}$

Travée 2-3 :



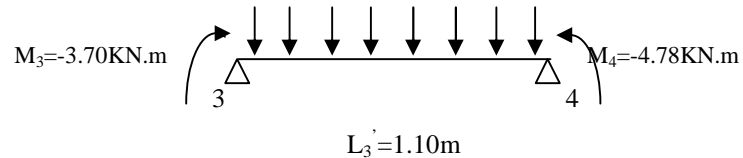
$$M_{t2}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_2(1 - \frac{x}{l}) + M_3(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2}(3,10 - x) - 9,10(1 - \frac{x}{3,10}) - 3,70(\frac{x}{3,10})$$

$$\Rightarrow M_{t2}(x) = -3,309x^2 + 12x - 9,10$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -6,618x + 12 = 0 \Rightarrow x = 1,81m$$

$$M_{t2}(x=1,81) = -3,309 \times 1,81^2 + 12 \times 1,81 - 9,10 = 1,78 \Rightarrow M_{t2}(x=1,81) = 1,77KN.m$$

Travée 3-4 :



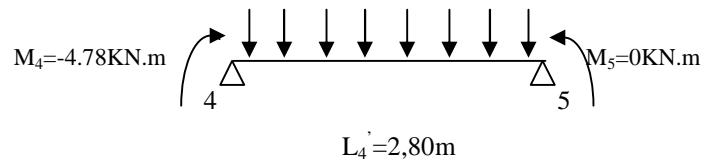
$$M_{t3}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_3(1 - \frac{x}{l}) + M_4(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2}(1,10 - x) - 3,70(1 - \frac{x}{1,10}) - 4,78(\frac{x}{1,10})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -3,309x^2 + 3,89x - 3,7$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t3}(x)}{dx} = -6,618x + 10,26 = 0 \Rightarrow x = 0,59m$$

$$M_{t1}(x=0,59) = -3,309 \times 0,59^2 + 3,89 \times 0,59 - 3,70 = -1,68 \Rightarrow M_{t3}(x=0,59) = -1,68KN.m$$

Travée 4-5 :



$$M_{t4}(x) = q \frac{x}{2}(l-x) + M_4(1 - \frac{x}{l}) + M_5(\frac{x}{l}) = 6,618 \times \frac{x}{2}(2,80 - x) - 4,78(1 - \frac{x}{2,80}) - 0(\frac{x}{2,80})$$

$$\Rightarrow M_{t3}(x) = -3,309x^2 + 10,97x - 4,78$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -6,618x + 12,24 = 0 \Rightarrow x = 1,66$$

$$M_{t1}(x=1,66) = -3,309 \times 1,66^2 + 10,97 \times 1,66 - 4,78 = 4,31 \Rightarrow M_{t4}(x=1,66) = 4,31KN.m$$

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

L'effort tranchant sera calculé par la relation :

$$V_0 = \frac{dM}{dx} \quad V_{w,e} = V_{0w,e} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée 1-2 :

$$V_0 = \frac{dM_{t1}(x)}{dx} = -6,618x + 10,58 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \\ V_{0w} = 10,58KN \end{array} \right.$$

pour $x=3,90\text{m}$ $V_{0e} = -15,23 \text{ KN}$

$$V_{w1} = V_{0w} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = 10,58 + \frac{-9,10 - (0)}{3,90} = 8,25 \text{ KN}$$

$$V_{e1} = V_{0e} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = -15,23 + \frac{-9,10 - (0)}{3,90} = -17,56 \text{ KN}$$

Travée 2-3 :

$$V_0 = \frac{dM_{t2}(x)}{dx} = -6,618x + 12 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \quad V_{0w} = 12 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 3,10\text{m} \quad V_{0e} = -8,52 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w2} = V_{0w} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = 12 + \frac{-3,70 - (-9,10)}{3,10} = 13,74 \text{ KN}$$

$$V_{e2} = V_{0e} + \frac{M_3 - M_2}{l_2} = -8,52 + \frac{-3,70 - (-9,10)}{3,10} = -6,78 \text{ KN}$$

Travée 3-4 :

$$\frac{dM_{t3}(x)}{dx} = -6,618x + 3,89 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \quad V_{0w} = 3,89 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1,10\text{m} \quad V_{0e} = -3,38 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w3} = V_{0w} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = 3,89 + \frac{-4,78 - (-3,70)}{1,10} = 2,90 \text{ KN}$$

$$V_{e3} = V_{0e} + \frac{M_4 - M_3}{l_3} = -3,38 + \frac{-4,78 - (-3,70)}{1,10} = -4,36 \text{ KN}$$

Travée 4-5 :

$$V_0 = \frac{dM_{t4}(x)}{dx} = -6,618x + 10,97 = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \quad V_{0w} = 10,97 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 2,80\text{m} \quad V_{0e} = -7,56 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{w4} = V_{0w} + \frac{M_5 - M_4}{l_4} = 10,97 + \frac{-0 - (-4,78)}{2,80} = 12,68 \text{ KN}$$

$$V_{e4} = V_{0e} + \frac{M_5 - M_4}{l_4} = -7,56 + \frac{-0 - (-4,78)}{2,80} = -5,85 \text{ KN}$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
q_u = charge ultime (KN/m)	6,618	6,618	6,618	6,618
L =longueur réel de travée (m)	3,90	3,10	1,10	2,80

L' =longueur réduit de travée (m)	3,90	2,48	0,88	2,80	
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-9,10	-3,70	-4,78	0
X (m)	1,60	1,81	0,59	1,66	
M_t =moment sur travée (kN.m)	8,46	1,77	-1,68	4,31	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	10,58/-15,23	12/-8,52	3,89/-3,38	10,97/-7,56	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	8,25/-17,56	13,74/-6,78	2,90/-4,36	12,68/-5,85	

Tab III-4-9 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type (2) teresse

	Traves	1-2	2-3	3-4	4-5	
	Appui	1	2	3	4	5
III sur appui	M^u (kn.m)	0	-9.10	-3.70	-4.78	0
sur traves	M^u (kn.m)	8.46	1.77	-1.68	4.31	

Tab III-4-10 : diagramme des moments type(2)terrasse.

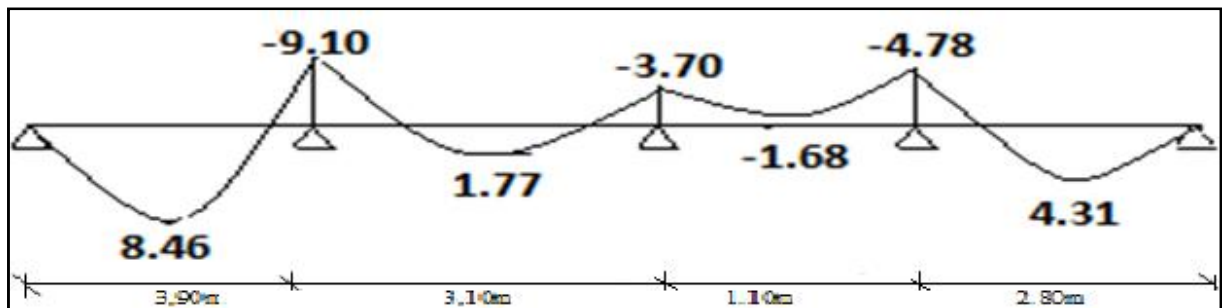


Fig III-4-10:Diagramme des moments ELU type(2) plancher Terrasse

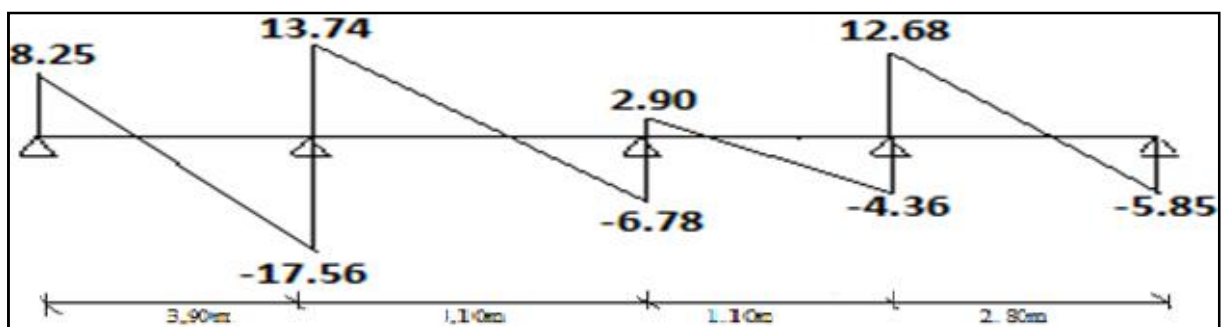


Fig III-4-11:Diagramme des efforts tranchants à ELU type (2) plancher Terrasse

Nervure type 2 :
Planches etag(ELU) :

G=5.25 KN/m

Q=1.5 KN/m

Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,90}{3,10} = 1.26$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanent répartie : $g=G \times l = 5.25 \times 0,65$

$\Rightarrow g=3.41 \text{ KN/m}$

Surcharge répartie : $q=Q \times l = 1.5 \times 0,65$

$\Rightarrow q= 0,98 \text{ KN/m}$

Charge ultime : $q_u=1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 3.41 + 1,5 \times 0,98$

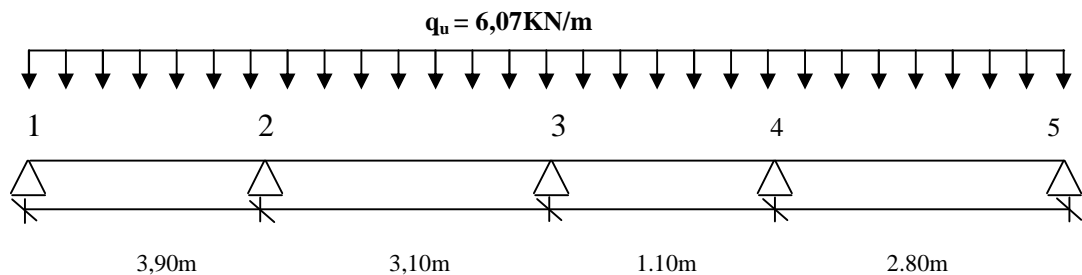
$\Rightarrow q_u= 6.07 \text{ KN/m}$

* $L'_i=L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i=0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

* Calcul des moments :

*Moment sur Appui :



Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	
q_u =charge ultime (KN/m)	6,07	6,07	6,07	6,07	
L =longueur réel de travée (m)	3,90	3,10	1,10	2,80	
L' =longueur réduit de travée (m)	3,90	2,48	0,88	2,80	
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-8,34	-3,40	-4,40	0
X (m)	1,78	1,81	0,40	1,66	
M_t =moment sur travée (kN.m)	9,57	1,72	-2,90	3,95	

Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	10,78/-12,90	11/-7,82	2,44/-4,23	10,07/-6,93
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	8,64/-15,03	12,60/-6,23	1,53/-5,14	11,64/-5,36

Tab III-4-11 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type(2) plancher étage

	traves	1-2	2-3	3-4	4-5	
	appui	1	2	3	4	5
l sur appui	M^u (kn.m)	0	-8.34	-3.40	-4.40	0
sur traves	M^u (kn.m)	9.57	1.72	-2.90	3.95	

Tab III-4-12 : diagramme des moments à ELU type (2) plancher étage

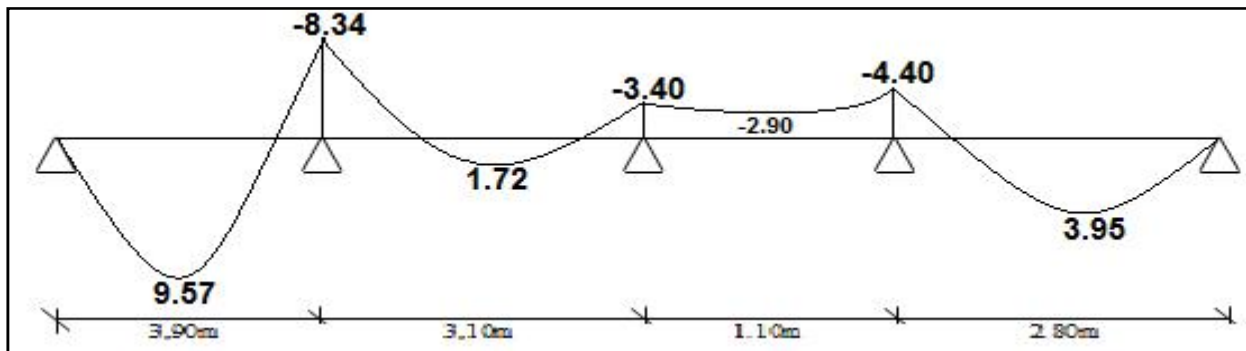


Fig III-4-12:Diagramme des moments ELU type(2) plancher Etage



Fig III-4-13:Diagramme des efforts tranchants à ELU type (2)plancher Etage

nervure type 2:

Plancher Terrasse(ELS) :

$$G=6.43 \text{ KN/m}$$

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

Le rapport :

$$0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,90}{3,10} = 1.26$$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanent répartie : $g=G \times l = 6.43 \times 0,65$

$$\Rightarrow g = 4.18 \text{ KN/}$$

Surcharge répartie : $q=Q \times l = 1 \times 0,65$

$$\Rightarrow q = 0,65 \text{ KN/m}$$

Charge sarvice: $q_u = G + Q = 4.18 + 0,65$

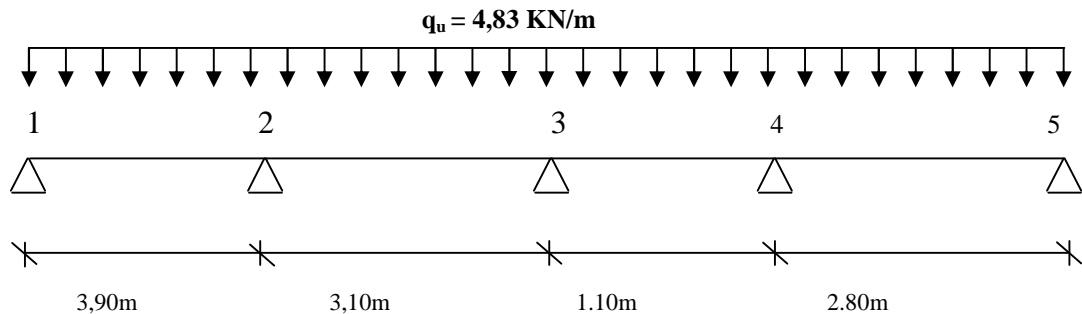
$$\Rightarrow q_u = 4.83 \text{ KN/m}$$

* $L'_i = L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i = 0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

* Calcul des moments :

* Moment sur Appui :



Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	
q_u =charge ultime (KN/m)	4.83	4.83	4.83	4.83	
L =longueur réel de travée (m)	3,90	3,10	1,10	2,80	
L' =longueur réduit de travée (m)	3,90	2,48	0,88	2,80	
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-6.64	-2.36	-3.41	0
X (m)	1,59	1,83	0,35	1,65	
M_t =moment sur travée (kN.m)	6.14	1,49	-2.06	3.17	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	7.71/ -11.13	8.87/-6.1	1.7/-3,61	7.98/-5.54	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	6.08/-12.83	10.25/-4.72	0.75/-4.55	6.76/-6.76	

Tab III-4-13: diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type (2) teresse

	Traves	1-2	2-3	3-4		4-5
	Appui	1	2	3	4	5
III sur appui	M^u (kn.m)	0	-6.64	-2.36	-3.41	0
sur traves	M^u (kn.m)	6.14	1.49	-2.06	3.17	

Tab III-4-14: diagramme des moments à ELS type(2)terrasse.

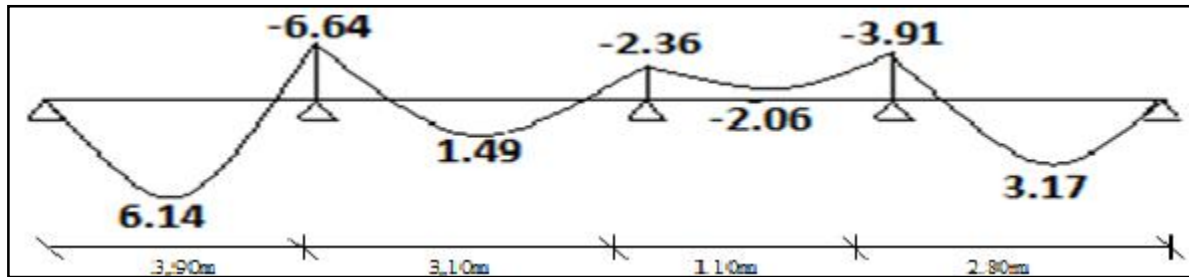


Fig III-4-14:Diagramme des moments ELS type(2) plancher Terrasse

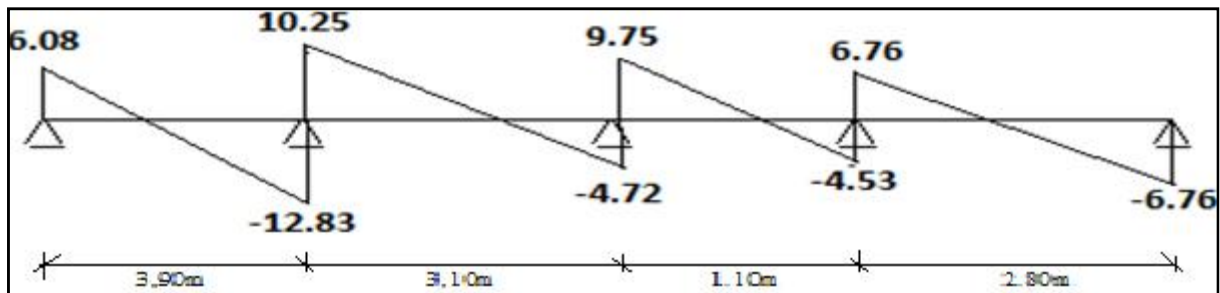


Fig III-4-15:Diagramme des efforts tranchants à ELS type (2)plancher Terrasse

Nervure type 2 :

Planches etag(ELS) :

G=5.25 KN/m

Q=1.5 KN/m

Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,90}{3,10} = 1,26$

Cette condition n'est pas vérifiée donc on utilise la méthode CAQUOT

Charge permanent répartie : $g=G \times l = 5.25 \times 0,65$

$\Rightarrow g=3.41 \text{ KN/m}$

Surcharge répartie : $q=Q \times l = 1.5 \times 0,65$

$\Rightarrow q= 0,98 \text{ KN/m}$

Charge Service : $q_u=G + Q = 3.41 + 0,98$

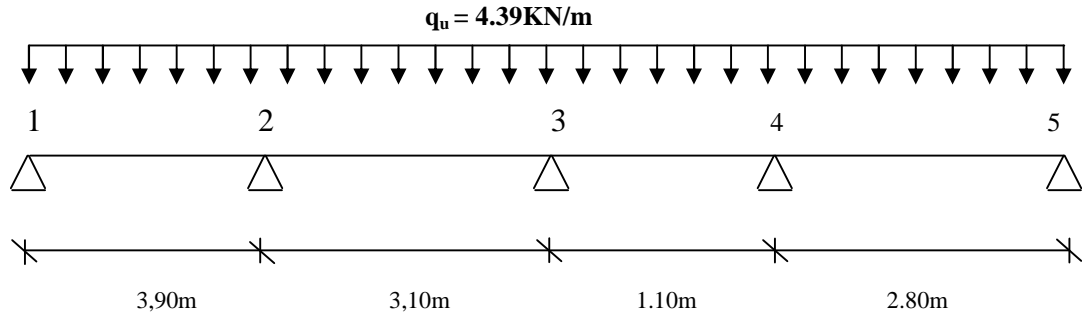
$\Rightarrow q_u= 4.39 \text{ KN/m}$

* $L'_i = L_i$ pour les travées de rive

* $L'_i = 0,80 \times L_i$ pour les travées intermédiaires

*** Calcul des moments :**

Moment sur Appui :



Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	
q_u = charge ultime (KN/m)	4.39	4.39	4.39	4.39	
L =longueur réel de travée (m)	3,90	3,10	1,10	2,80	
L' =longueur réduit de travée (m)	3,90	2,48	0,88	2,80	
M_i =moment sur appui (KN.m)	0	-6.04	-2.45	-3.17	0
X (m)	1,59	1,81	0,39	1,93	
M_t =moment sur travée (kN.m)	5.58	1.14	-2,10	5.04	
Effort tranchant V_{0w}, V_{0e} (KN)	7.01/ -10.11	7.91/-5.57	1.75/-3.08	8.50/-3.80	
Effort tranchant V_w, V_e (KN)	5.4/-11.67	9.10/-4.11	1,10/-3.73	9.63/-2.67	

Tab III-4-15 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type(2)

traves		1-2	2-3	3-4	4-5	
appui		1	2	3	4	5
l sur appui	M^u (kn.m)	0	-6.04	-2.45	-3.17	0
sur traves	M^u (kn.m)	5.58	1.14	-2.10	5.04	

Tab III-4-16 : diagramme des moments à ELS type(2) PLANCHES ETAG

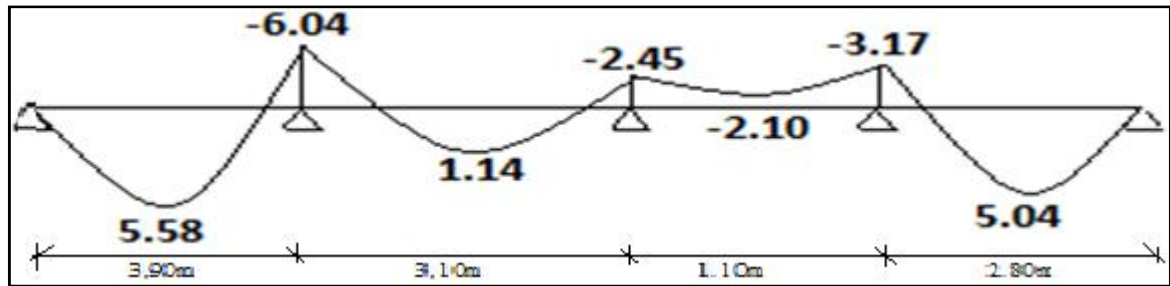


Fig III-4-16:Diagramme des moments ELS type(2) plancher Etage

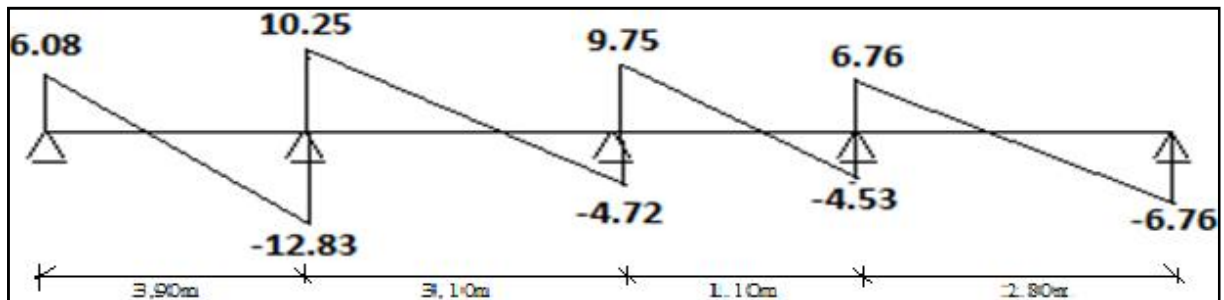


Fig III-4-17:Diagramme des efforts tranchants à ELS type (2) plancher Etage

Nervure type 3 :

Calcul des sollicitations :

On a deux types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode forfaitaire:
Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

$$Q = 1,5\text{kN/m}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} 2G = 10,50\text{kN/ml} \\ 5\text{kN/ml} \end{array} \right. \text{(C.V)}$$

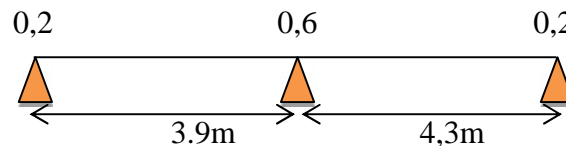
-l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_i/L_{i+1} < 1.25$.

-La fissuration est peu nuisible.

Plancher courant :

Poutrelle à (2) travée avec (étage habitation($Q=1.5\text{kn/ml}$)) $L_1=3.9\text{ m}$, $L_2=4,3\text{ m}$



$0.8 < L_i/L_{i+1} = 0.90 < 1.25$ condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

$$= \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{5,25 + 1,5} = 0,222$$

-Plancher courant :

a. Charge permanente :

$$G=5,25 \times 0,65=3,41 \text{ kN/ml.}$$

b.Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml.}$$

❖ **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } q_u=1,35G+1,5Q=6,066 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser}=G+Q=4,385 \text{ kN/ml}$$

❖ **Moments isostatiques :** $M_0 = q \times l_i^2 / 8$

(ELU) :

- Travée 1 : $M_0= 11.53 \text{ kN.m}$
- Travée 2 : $M_0 = 14,02 \text{ kN.m}$

(ELS) :

- Travée 1 : $M_0 = 8.336 \text{ kN.m}$
- Travée 2 : $M_0 = 10,13 \text{ kN.m}$

❖ **Moment sur appui intermédiaire :** $[M_a] : \text{Max}\{0,6. M_{t1} ; 0,6. M_{t2}\}$

$$M_a = 8.412 \text{ kN.m.}$$

❖ **Moment sur appui de rive :** $M_a = M_a = 0,2.M_t$

$$M_{a1}=2.306 \text{ kN.m.}$$

$$M_{a1}=2.804 \text{ kN.m.}$$

❖ **Moment en travée :**

Il faut pour chaque travée satisfaire les inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_B}{2} \leq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3.)M_0\}$$

$$\text{On a: } = 0,222 \Rightarrow \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3.)M_0\} = 1,066M_0$$

Donc:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \leq 1,066. M_0$$

Ce qui donne pour chaque travée :

(ELU) :

- Travée 1 : $M_t \leq 1,066. M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 12.30 - 5.36 = 6.94 \text{ kN.m}$
- Travée 2 : $M_t \leq 1,066. M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 14.94 - 5,61 = 9,33 \text{ kN.m}$

(ELS) :

$$\text{➤ Travée 1 : } M_t = 1,066 \cdot M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 8,886 - 3,87 = 5,016 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ Travée 2 : } M_t = 1,066 \cdot M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 10,80 - 4,052 = 6,748 \text{ KN.m}$$

On doit également satisfaire : $M_t = \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) \times M_0$

(ELU) :

$$\text{➤ Soit pour la travée 1 : } M_t = 0,633 \times M_0 = 7,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ Et pour la travée 2 : } M_t = 0,633 \times M_0 = 8,87 \text{ KN.m}$$

(ELS) :

$$\text{➤ Soit pour la travée 1 : } M_t = 0,633 \times M_0 = 5,27 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ Et pour la travée 2 : } M_t = 0,633 \times M_0 = 6,41 \text{ KN.m}$$

On prend les valeurs maximums :

(ELU) :

$$\text{➤ Pour la travée 1 } M_{t1} = \text{Max}\{6,94; 7,30\} = 7,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ Pour la travée 2 } M_{t2} = \text{Max}\{9,33; 8,87\} = 9,33 \text{ KN.m}$$

(ELS) :

$$\text{➤ Pour la travée 1 } M_{t1} = \text{Max}\{5,016; 5,27\} = 5,27 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ Pour la travée 2 } M_{t2} = \text{Max}\{6,748; 6,41\} = 6,748 \text{ KN.m}$$

$$\text{❖ Efforts tranchants : } V = q_u \times l_i / 2$$

(ELU) :

$$\text{➤ Pour la travée 1 } V_0 = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{6,066 \times 3,9}{2} = 11,82 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Pour la travée 2 } 2V_0 = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6,066 \times 4,3}{2} = 13,04 \text{ KN}$$

▪ Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 11,82 + \frac{6,918 - 2,306}{3,9} = 13,00 \text{ KN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -11,82 + \frac{6,918 - 2,306}{3,9} = -10,64 \text{ KN}$$

▪ Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 13,04 + \frac{2,804 - 8,412}{4,3} = 11,74 \text{ KN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -13,04 + \frac{2,804 - 8,412}{4,3} = -14,34 \text{ KN}$$

(ELS) :

➤ Pour la travée 1 $V_0 = \frac{q_s \times l_1}{2} = \frac{4,385 \times 3,9}{2} \approx 8,55 \text{KN}$

➤ Pour la travée 2 $V_0 = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4,385 \times 4,3}{2} = 9,42 \text{KN}$

▪ Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 8,55 + \frac{5,00 - 1,667}{3,9} = 9,41 \text{KN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -8,55 + \frac{5,00 - 1,667}{3,9} = -7,69 \text{KN}$$

▪ Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 9,42 + \frac{6,078 - 2,026}{4,3} = 10,36 \text{N}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -9,42 + \frac{6,078 - 2,026}{4,3} = -8,48 \text{KN}$$

TRAVEE	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	11,53	7,30	2,804	6,918	13,00	-10,64
B-C	14,02	9,33	8,412	2,306	11,74	-14,34

Tab III-4-17: Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU)

TRAVEE	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	8,336	5,27	2,50	5,00	9,41	-7,70
B-C	10,13	6,75	6,08	2,03	10,36	-8,48

Tab III-4-18: Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELS).

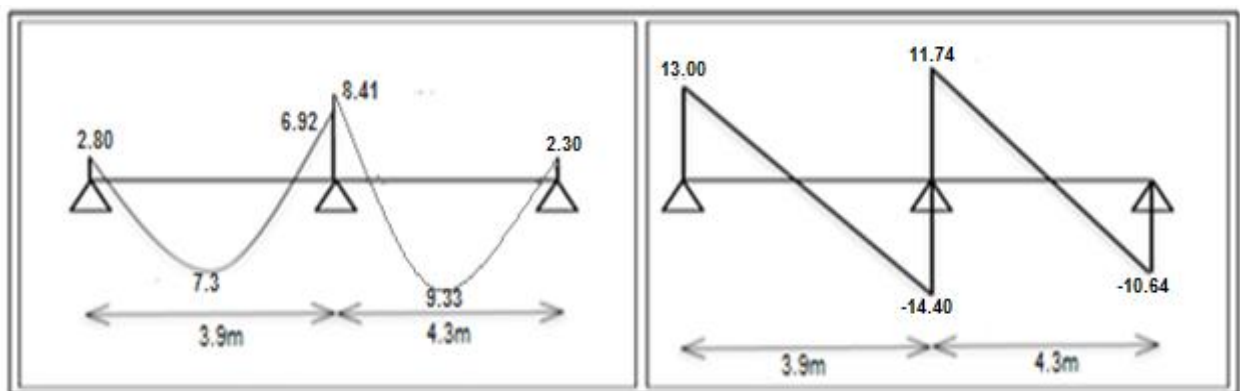


Fig III-4-18 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

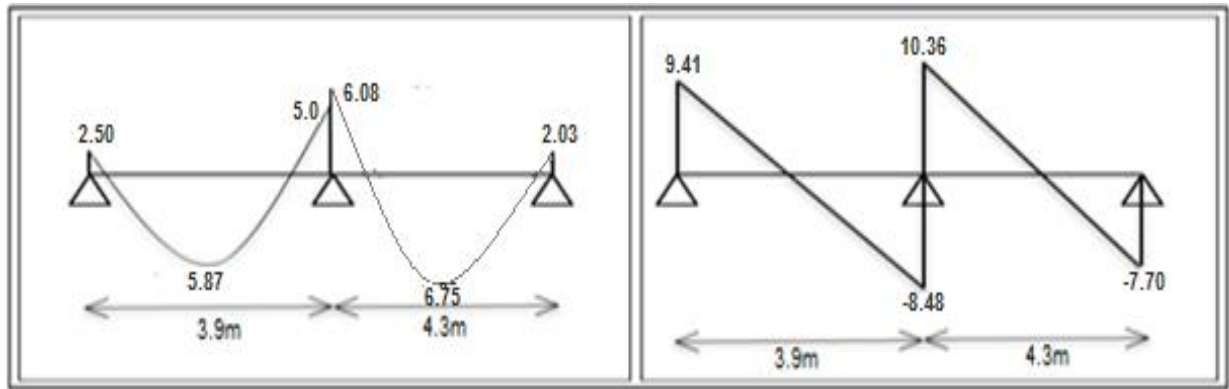


Fig III-4-19: Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

Plancher terrasse :

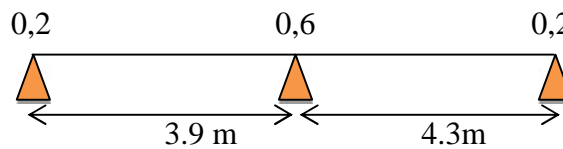
On a un seul type de poutrelle dont la solution se fait par la méthode forfaitaire:
Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \begin{cases} 2G = 12.68 \text{ kN/ml} \\ 5 \text{ kN/ml} \end{cases} \text{ (C.V)}$$

- l'inertie est constante pour toutes les travées.
- $0.8 < L_i/L_{i+1} < 1.25$.
- La fissuration est peu nuisible.

Nervure type 3 :

Poutrelle à (2) travée avec (plancher terrasse ($Q=1 \text{ kN/ml}$)) $L_1=3.9 \text{ m}$, $L_2=4.3 \text{ m}$



$0.8 < L_i/L_{i+1} = 0.91 < 1.25$ condition vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

$$= \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{6.34 + 1} = 0.136$$

❖ **Plancher terrasse :**

b. Charge permanente :

$G=6.34 \times 0,65=4.121 \text{ kN/ml}$.

❖ **Surcharge d'exploitation :**

$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$.

❖ **Combinaison des charges :**

ELU : $q_u=1,35G+1,5Q=6,54 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_{ser}=G+Q=4,774 \text{ kN/ml}$

❖ **Moments isostatiques :** $M_0 = q \times l_i^2 / 8$

(ELU) :

- Travée 1 : $M_0 = 12.434 \text{ kN.m}$
- Travée 2 : $M_0 = 15.12 \text{ kN.m}$

(ELS) :

- Travée 1 : $M_0 = 9.08 \text{ kN.m}$
- Travée 2 : $M_0 = 11.04 \text{ kN.m}$

❖ **Moment sur appui intermédiaire :** $[M_a] : \text{Max}\{0,6. M_{t1} ; 0,6. M_{t2}\}$

$$M_a = 9.072 \text{ kN.m.}$$

❖ **Moment sur appui de rive :** $M_a = M_a = 0,2.M_t$

$$M_{a1} = -2.487 \text{ kN.m.}$$

$$M_{a1} = -3.024 \text{ kN.m.}$$

❖ **Moment en travée :**

Il faut pour chaque travée satisfaire les inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_B}{2} \leq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3.)M_0\}$$

$$\text{On a: } \alpha = 0.136 \Rightarrow \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3.)M_0\} = 1,05M_0$$

Donc:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \leq 1,05. M_0$$

Ce qui donne pour chaque travée :

(ELU) :

$$\text{➤ Travée 1 : } M_t \leq 1,05. M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 13.06 - 4.98 = 8.08 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ Travée 2 : } M_t \leq 1,05. M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 15.876 - 6.048 = 9.828 \text{ kN.m}$$

(ELS) :

$$\text{➤ Travée 1 : } M_t \leq 1,05. M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 9.534 - 3.632 = 5.902 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ Travée 2 : } M_t \leq 1,05. M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 11,592 - 4,416 = 7,176 \text{ kN.m}$$

$$\text{On doit également satisfaire : } M_t \leq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) \times M_0$$

(ELU) :

$$\text{➤ Soit pour la travée 1 : } M_t \leq 0,6204 \times M_0 = 7.714 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ Et pour la travée 2 : } M_t \leq 0,6204 \times M_0 = 9,38 \text{ kN.m}$$

(ELS) :

$$\text{➤ Soit pour la travée 1 : } M_t \leq 0,6204 \times M_0 = 5.63 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ Et pour la travée 2 : } M_t \leq 0,6204 \times M_0 = 6,85 \text{ kN.m}$$

On prend les valeurs maximums :

(ELU) :

$$\text{➤ Pour la travée 1 } M_{t1} = \text{Max}\{8.08; 7.71\} = 10,17 \text{ kN.m}$$

$$\text{➤ Pour la travée 2 } M_{t2} = \text{Max}\{9,828; 9,38\} = 9,95 \text{ kN.m}$$

(ELS) :

$$\text{➤ Pour la travée 1 } M_{t1} = \text{Max}\{5.902; 5.63\} = 7,35 \text{ kN.m}$$

➤ Pour la travée 2 $M_{t2} = \text{Max}\{7,176; 6,85\} = 7,19\text{KN.m}$

❖ Efforts tranchants : $V = q_u \times l_i / 2$

(ELU) :

➤ Pour la travée 1 $V_0 = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{6,54 \times 3,9}{2} = 12,753\text{KN}$

➤ Pour la travée 2 $V_0 = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6,54 \times 4,3}{2} = 14,061\text{KN}$

▪ Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 12,753 + \frac{7,46 - 2,487}{3,9} = 14,03\text{KN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -12,753 + \frac{7,46 - 2,487}{3,9} = -11,50\text{KN}$$

▪ Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 14,061 + \frac{3,024 - 9,072}{4,3} = 12,3\text{KN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -14,061 + \frac{3,024 - 9,072}{4,3} = -15,47\text{KN}$$

(ELS) :

➤ Pour la travée 1 $V_0 = \frac{q_s \times l_1}{2} = \frac{4,774 \times 3,9}{2} = 9,31\text{KN}$

➤ Pour la travée 2 $V_0 = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4,774 \times 4,3}{2} = 10,246\text{KN}$

▪ Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 9,31 + \frac{5,448 - 1,816}{3,9} = 10,24\text{KN}$$

$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -9,31 + \frac{5,448 - 1,816}{3,9} = -8,38\text{KN}$$

▪ Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M}{l} = 10,246 + \frac{2,208 - 6,624}{4,3} = 9,22\text{KN}$$

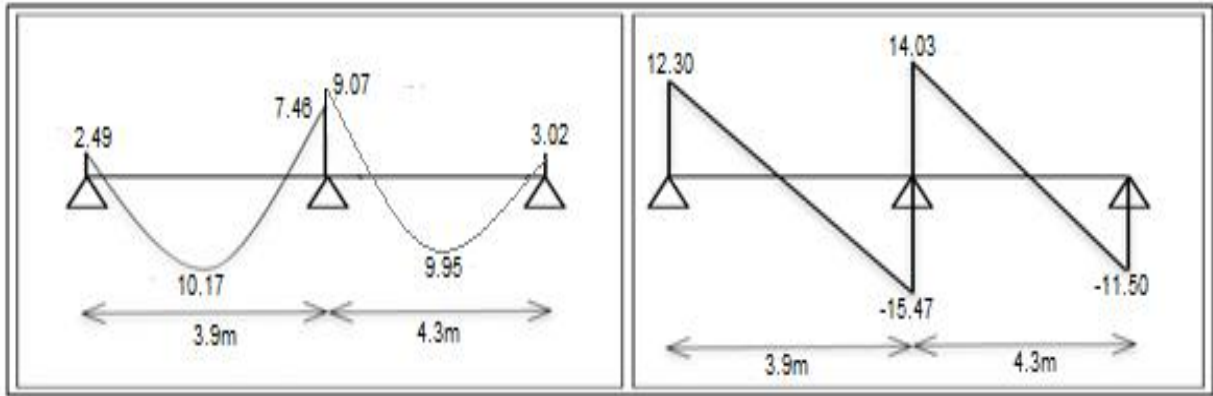
$$V = -V_0 + \frac{M_w - M}{l} = -10,246 + \frac{2,208 - 6,624}{4,3} = -11,30\text{KN}$$

TRAVEE	$M_0(\text{kN.m})$	$M_t(\text{kN.m})$	$M_w(\text{kN.m})$	$M_e(\text{kN.m})$	$T_w(\text{kN})$	$T_e(\text{kN})$
A-B	12,434	10,17	2,487	7,46	12,30	-15,47
B-C	15,12	9,95	9,072	3,024	14,03	-11,50

Tab III-4-19 : Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELU)

TRAVEE	$M_0(\text{kN.m})$	$M_t(\text{kN.m})$	$M_w(\text{kN.m})$	$M_e(\text{kN.m})$	$T_w(\text{kN})$	$T_e(\text{kN})$
A-B	9,08	7,35	1,816	5,448	9,22	-11,30
B-C	11,04	7,19	6,624	2,208	10,24	-8,38

Tab III-4-20 : Différentes sollicitations par la poutrelle à deux travées (ELS)



FigIII-4-20 : Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

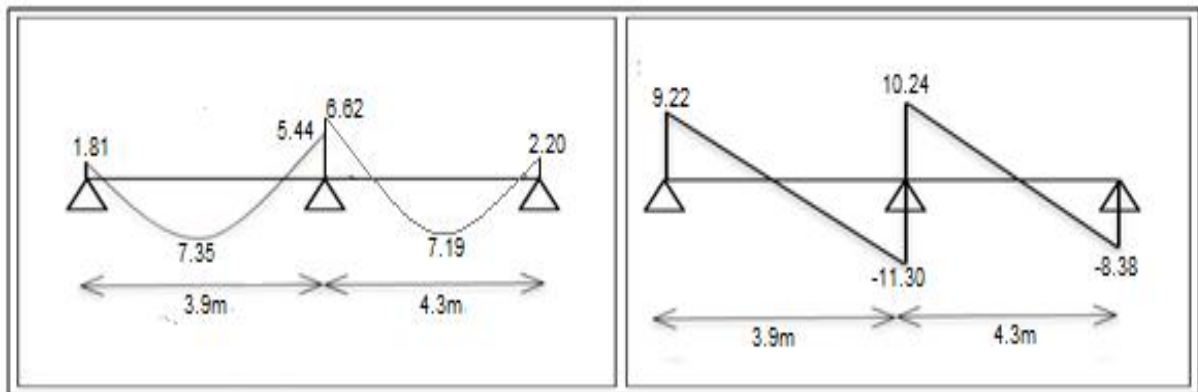


Fig III-4-21: Diagramme des moments et efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

Les sollicitations maximales :

ELU						
	Terrasse			Courant (habitation)		
	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V
M.caquot	8.46	9.10	17.56	9.57	8.34	15.47
M.forfaitaire	10.17	15.12	15.47	9.33	14.02	14.34
Max	10.17	15.12	17.56	9.57	14.02	15.47

Tab III-4-21 :Les sollicitations maximum ELU.

ELS						
	Terrasse			Courant(habitation)		
	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V
M.caquot	6.14	6.64	12.83	5.58	6.04	11.67
M.forfaitaire	7.35	11.04	11.30	6.75	10.13	8.48
Max	7.35	11.04	12.83	6.75	10.13	11.67

Tab III-4-22 : Les sollicitations maximum ELS.

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des poutrelles est calculé en flexion simple :

$b=65\text{cm}$ $b_0=10\text{cm}$ $d=18\text{cm}$ $h_0=4\text{cm}$ $h=20\text{cm}$.

$$M_{Tabl} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 59.1 \text{ kN.m} > M_U = 10.17 \text{ kN.m}$$

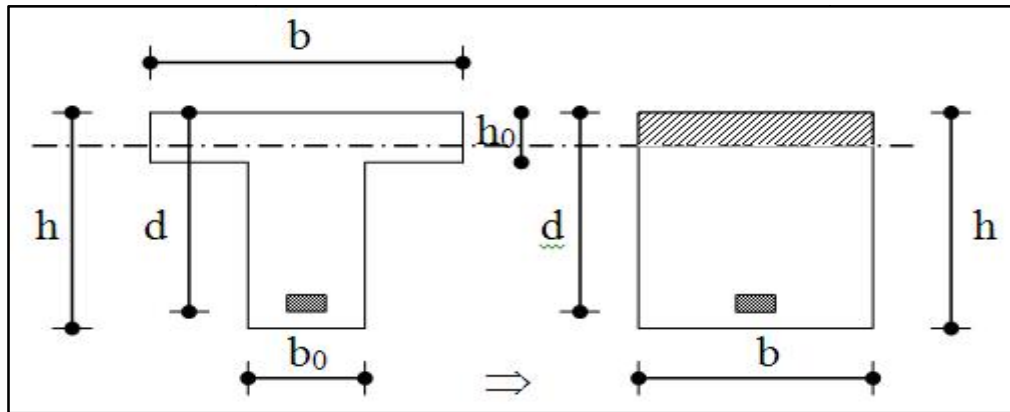


Fig III-4-22 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

⇒ L'axe neutre dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire ($b \times h$)

➤ **Sur appuis :**

$$\tilde{\mu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \text{ et } \tilde{\mu}_R = 0,392$$

$$\chi = \frac{M_u}{M_{Ser}}$$

$$r = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \tilde{\mu}})$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot r)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_s} \text{ et } f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{e400}}$$

TypesDe plancher	M _U [kN.m]	μ	A's [cm ²]	α	Z [cm]	A _S [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _S [cm ²]	A _S Adopté
Terrasse	15.12	0,05	0	0,064	17,54	2,48	1,41	2.67	1HA14+1HA12
habitation	14.02	0,047	0	0,060	17,57	2.30	1,41	2.67	1HA14+1HA12

Tab III-4-23 : Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures sur appuis.

➤ Au travée :

$$\tilde{\mu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \text{ et } \tilde{\mu}_R = 0,392$$

$$r = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.\tilde{\mu}})$$

$$Z = d(1 - 0,4.r)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.f_s} \text{ et } f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_{e400}}$$

Types De Plancher	M _U [kN.m]	μ	A's [cm ²]	α	Z [cm]	A _S [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _S [cm ²]	A _S Adopté
Terrasse	10.17	0,034	0	0,043	17.70	1.65	1,41	2.36	3HA10
Habitation	9.57	0,032	0	0,041	17,70	1.53	1,41	2.36	3HA10

Tab III-4-24 : Récapitulatif du Calcul des Sections d'Armatures en Travée.

III-4-6-5- Calcul des Armatures transversale :

$$w_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; w_l\right) = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1,4\right) \text{ cm} = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte un cadre w8 ⇒ A_t = 1 T 8 = 0.50 cm²

III-4-6-6- Espacement des armatures transversales:

$$S_t = \min(0,9 d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \cdot 18; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

On adopte: S_t=15cm.

III-4-6-7- Vérification a l'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification a faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se ramène à celle concernant l'état limite de compression du béton.

Vérifier que :

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y_{max} = 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa} \\ &= \frac{M_u}{M_{ser}} \\ &= \frac{\sigma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \end{aligned}$$

TypesDe plancher	α	γ	$\frac{x-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$	$\alpha \frac{x-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$
Terrasse	0,060	1,38	0,44	cv
habitation	0,053	1,46	0,48	cv

Tab III-4-25 : Vérification a l'ELS sur travée

TypesDe plancher	α	γ	$\frac{x-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$	$\alpha \frac{x-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$
Terrasse	0,060	1,36	0,435	cv
habitation	0,053	1,38	0,442	cv

Tab III-4-26 : Vérification a l'ELS sur appuis

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

❖ Vérification de contrainte de cisaillement :

$T_{u,max} = 17,56 \text{KN}$

$\tau_u \leq \min (0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_1}; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{MPa}$

$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{17,56 \cdot 10^3}{100 \cdot 180} = 0,97 \text{MPa}$

Donc : $\tau_u = 0,97 < \tau_u = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$

❖ Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant:

$T_{u,max} = 17,56 \text{KN.}$

$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_{u,max}}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{2 \cdot 17,56 \cdot 10^3}{100 \cdot 0,9 \cdot 180} = 2,17 \text{MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{MPa}$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,17 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 14,17 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$

III.4.6-8- Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

Plancher Terrasse :

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{430} \frac{10,17}{20 \cdot 15,12} \Rightarrow 0,046 > 0,034 \dots \dots \dots \text{cv}$

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{20}{430} \frac{1}{27} \Rightarrow 0,046 > 0,037 \dots \dots \dots \text{cv.}$

$$\frac{A_x}{bd} \frac{2}{f} \Rightarrow \frac{2,36}{65.18} \frac{2}{500} \Rightarrow 0,002 \quad 0,004 \dots\dots\dots \text{cv.}$$

Plancher courant :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{430} \frac{9,57}{20.14,02} \Rightarrow 0,046 \quad 0,034 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{20}{430} \frac{1}{27} \Rightarrow 0,046 \quad 0,037 \dots\dots\dots \text{cv.}$$

$$\frac{A_x}{bd} \frac{2}{f} \Rightarrow \frac{1,57}{65.18} \frac{2}{500} \Rightarrow 0,0013 \quad 0,004 \dots\dots\dots \text{cv.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

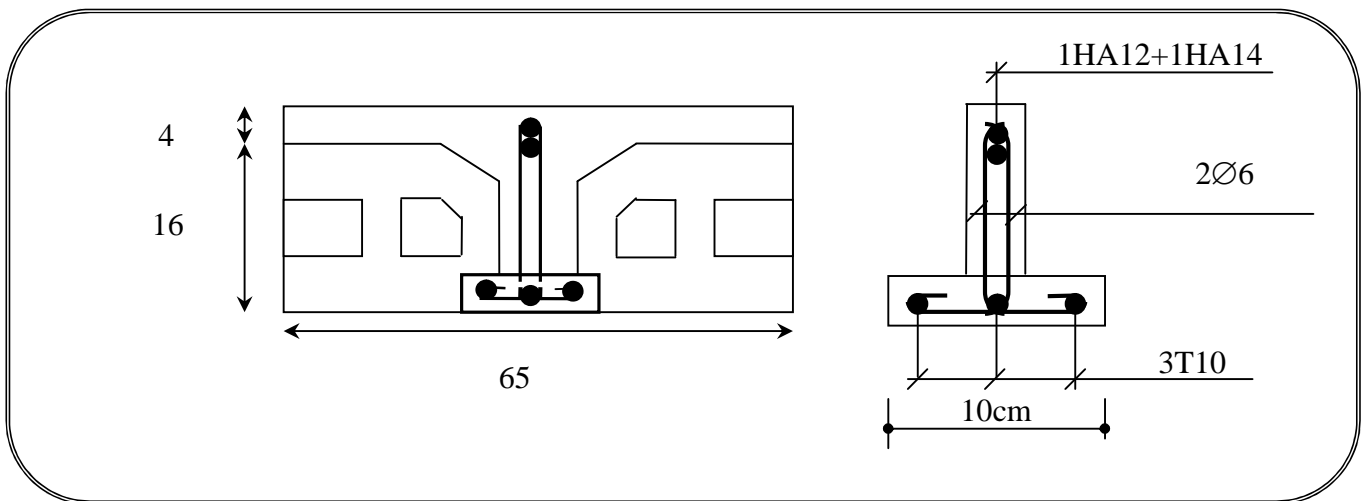


Fig III-4-23: Schéma de ferrailage de la Nervure (terrasse + étage).

III-4-7- La table de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

❖ La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

1. Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20cm.
2. Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm.
3. La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \frac{200}{f_e} \dots\dots\dots \text{si } L \leq 50\text{cm.} \\ A_t \quad 0,02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4 \cdot L}{f_e} \dots\dots\dots \text{si } 50 < L \leq 80\text{cm.} \end{array} \right.$$

Avec :

- * L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- * f_e : nuance de l'acier FeE520 ($f_e=520\text{Mpa}$ quadrillage de TS.TIE520 \varnothing 6mm).
- * A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

50 (L = 65cm) 80cm $\Rightarrow A_t \frac{430}{520} = 0,83\text{cm}^2/\text{ml}$.

On prend : **5T6**=1,41cm².

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

4. La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0,42\text{cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } \mathbf{2T6} = 0,57\text{cm}^2 \Rightarrow S_t = 20\text{cm}.$$

On garde le même ferrailage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.

On choisit un treillis soudé carré de (20x20) cm², et de nuance TLE520 ; $f_e = 520\text{MPa}$;

$$A_t = 5 \cdot 0,28 = 1,4\text{cm}^2$$

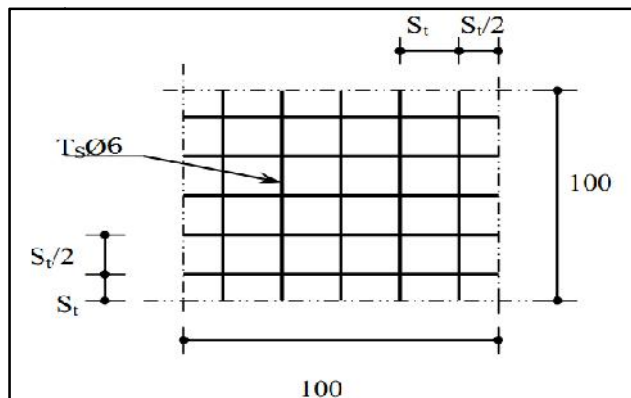


Fig III-4-25 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

IV.1. Introduction

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au Niveau la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale. Personne n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures parasismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction. La conception parasismique à comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier. Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent adopter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la Structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face a un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage.

A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un Séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la Hauteur des Ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone D'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus a des déformations Imposées par un séisme modéré.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors, la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV.3. Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV .3.1. La méthode statique équivalente :

① Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du l' RPA99/V2003 avec une hauteur au Plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

② Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

➤ **Zone I** : tous groupes

➤ **Zone II a** :

- ✓ groupe d'usage 3.
- ✓ groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale a 7 niveaux ou 23 m.
- ✓ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale a 3 niveaux ou 10m.

➤ **Zone II b et III :**

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

IV.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

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.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées.

Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

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

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

IV.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par

Cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IVI.4. choix de la méthode de calcul :

IVI.4.1. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- ✓ Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- ✓ Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- ✓ Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- ✓ Groupe 3 : de faible importance.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation d'importance moyenne Classé au groupe d'usage 2

IVI.4.2. Classification des zones sismiques:

Le territoire national est divisé en quatre (04) Zones de séismicité qui sont :

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable.
- ✓ Zone I : sismicité faible.
- ✓ Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ✓ Zone III : sismicité élevée.

☞ Notre bâtiment est situé à KHENCHELA classée dans la Zone I

IVI .4.3. Classification du site :

D'après l'article 3.3 (RPA99/V2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ✓ **Catégorie S1** (site rocheux).
- ✓ **Catégorie S2** (site ferme).
- ✓ **Catégorie S3** (site meuble).
- ✓ **Catégorie S4** (site très meuble).

☞ Notre structure est implantée dans un site de **catégorie S2** (site ferme).

❖ **Constatation :**

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par l'RPA99/V2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (irrégularité en plan); Alors le calcul sismique se fera par : **La méthode dynamique Modale spectrale.**

IV.5. modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2009 "RSAP2009"**

IV.5.1.présentation du logiciel « RSAP 2009 » :

Le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2009 "RSAP2009" est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures (bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques). Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

IV.5.1.a. Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale [F] au déplacement [δ] peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité [K] de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

IV.5.1.b. Pourquoi le Robot structure analyse ?

Nous avons fait appeler au logiciel (**RSAP2009**) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.

- Les forces sismiques.

IV.5.2.Démarches de modélisation de notre structure :

Lors de modélisation de notre structure en **RSAP2009** dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

1. Définition de la géométrie de la structure.
2. Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
3. Détermination des conditions aux appuis.
4. Détermination des chargements de la structure.
6. Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.
7. Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.

IV.5.2.a. L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Le **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2009 "RSAP2009"** offre les possibilités d'analyses suivantes :

- ✓ Analyse statique linéaire.
- ✓ Analyse P-Delta.
- ✓ Analyse statique non linéaire.
- ✓ Analyse dynamique.

❖ **Analyse dynamique :**

L'analyse dynamique disponible dans le « **RSAP** » comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

❖ **Analyse modale :**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices $[K]$ et $[M]$ de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

- **Régularité en élévation :** la structure est classée régulière en élévation.

$$H = 19,30 \text{ m} < 65\text{m.}$$

➤ **Régularité en plan :**

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{0}{23,40} = 0 < 0,25 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{0}{18,50} = 0 < 0,25 \dots \dots \dots CV$$

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{23,40}{18,50} = 1,26 \leq 4 \dots \dots \dots CV$$

Donc la structure est régulière en plan.

Si la structure est représentée en configuration irrégulière pour **Zone I : tous groupes**.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014.

IV.6. Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.6.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure avec $H = 19,30 \text{ m} < 65\text{m}$.

IV.6.2. Hypothèses de calcul :

1/Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.

2/Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte

3/Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul le calcul « **Auto desk Robot-2014** ».

IV.6.3. Présentation du logiciel :

Robot auto desk 2014 est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui

facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.

Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure».

- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, effort tranchant T, efforts normales, contraintes σ ...).

IV.6.4. Etapes de modélisation:

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- 1/Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- 2/Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- 3/Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot auto-desk-2014
- 4/Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
- 5/On introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton.
- 6/On introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- 7/On introduit les conditions aux limites.

Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

- **Charge permanente G**: due au poids total de la structure et elle est distribuée par les planchers aux poutres principale et secondaire.
- **Charges d'exploitation Q**: les charges d'exploitation distribuées par les planchers aux poutres.
- **Les forces sismiques E** : dues aux masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau après l'introduction du spectre de réponse dans les trois directions (X, Y et Z).
 - ◆ Détermination des combinaisons de charges ;
 - ◆ Verification des errors;
 - ◆ Lancement de l'analyse;
 - ◆ Interpretation des resultants;
 - ◆ Détermination du spectre de réponse.

IV.6.5. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

IV.6.6. Spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1. \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left[(1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3\text{sec}. \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot \eta) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T \geq 3\text{sec}. \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualité.

IV.6.7. Classification de site :

Selon le **RPA 99 / version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol meuble(**Catégorie S2**).

IV.6.8. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

- **Coefficient d'accélération A :**

Zone I, Tous groupes (1B), (D'après la classification sismique de wilaya **KHENCHELA : RPA 99 / version 2003** alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A=0,10$ (**tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003**).

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après l'article 4.2.3 de l'**RPA 99 / version 2003**) avec :

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

➤ **Périodes caractéristiques T₁ ; T₂ :**

Pour notre site type : $S2T_1=0,15\text{sec}$ et $T_2=0,50\text{sec}$

➤ **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,882 ; \text{ avec : } \xi = 7\%$$

Ou $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ Pour un contreventement mixte ($\eta = 0,882$).

➤ **Période fondamentale (T) :**

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules **4.6 et 4.7 de RPA 99 / version 2003**.

$$T = \text{Min} \left(C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}} ; 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right)$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : **h_N= 19,30 m**

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA 99 / version 2003**.

Dans notre structure : **C_T= 0,05**

L : étant de dimension du Tour mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'ou :

$$T_X = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L_X}} \text{ avec } L_X = 23,40 \Rightarrow T_X = 0,34.$$

$$T_Y = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L_Y}} \text{ avec } L_Y = 13,90 \Rightarrow T_Y = 0,39.$$

On a :

$$T_2 = 0,50 \leq T_X = 0,34 \leq 3\text{sec}$$

$$T_2 = 0,50 \leq T_Y = 0,39 \leq 3\text{sec}$$

On a :

$$T = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \cdot (18,70)^{\frac{3}{4}} = 0,45$$

En prend : **T = 0,34sec.**

$$D_x = 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{3}{4}} = 2,5 \cdot 0,882 \cdot \left(\frac{0,50}{0,34}\right)^{\frac{3}{4}} = 2,47$$

$$D_y = 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{3}{4}} = 2,5 \cdot 0,882 \cdot \left(\frac{0,50}{0,39}\right)^{\frac{3}{4}} = 2,65$$

➤ **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

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

ELS : $G + Q$

ACC : $G + Q \pm 1,2 \times E$

ACC : $G + Q \pm E$

ACC : $0,8 \times G \pm E$

➤ **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 portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :

➤ **Poids repris par les voiles :**

$$G_{\text{voile}} = 3399,48\text{KN}$$

$$Q_{\text{voile}} = 292,02\text{KN}$$

$$\text{Poids repris par les voiles} = G_{\text{voile}} + 0,2 \cdot Q_{\text{voile}} = 1558,88 \text{ KN.}$$

➤ **Poids de la structure :**

$$G_{\text{str}} = 7450,72\text{KN.}$$

$$Q_{\text{str}} = 2837,80\text{KN.}$$

$$\text{Poids repris par la structure} = G_{\text{structure}} + 0,2 \cdot Q_{\text{structure}} = 8018,28\text{KN}$$

$$20\% \text{ du poids de la structure} = 1616, \text{KN}$$

$$\text{Poids repris par les voiles} = 1558,88 \text{ KN} < 20\% \text{ du poids de la structure} = 1603,656, \text{KN}$$

Donc nous sommes bien dans **le système de Portiques contreventés par des voiles.**

Avec **R = 5.**

➤ **Facteur de qualité Q :**

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 : (6 travée) :

$$L_{\text{max}}/L_{\text{min}} = 4,90/3,10 = 1, < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

- Sens transversal : (5 travée) :

$$L_{\text{max}}/L_{\text{min}} = 3,9/3,2 = 1,21 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

➤ **Régularité en plan :**

1. Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
2. L'excentricité ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La structure a une forme compacte, et le rapport :

1. Longueur / largeur = $23,40/18,50 = 1,26 < 4$ la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.
2. La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc le critère est observé $P_q = 0,05$.

➤ **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

La masse des différents niveaux reste diminuée 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% \Rightarrow **condition non vérifiée (4.08/3.06).**

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $P_q = 0,05$

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$P_q = 0,05$.

➤ **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 : $P_q = 0,10$.

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant : $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$

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

TabIV.1 : valeurs des pénalités P_q .

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0$$

$$\Rightarrow Q = 1.20$$

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q = 1 + 0,10 + 0,05 + 0,05 = 1,20.$$

-Nombre de mode à considérer:

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)** : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Modélisation :

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

➤ Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$\text{ELU} : 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ACC} : G + Q \pm 1,2 \times E$$

$$\text{ACC} : G + Q \pm E$$

$$\text{ACC} : 0,8 \times G \pm E$$

IV.7. Dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivantes :

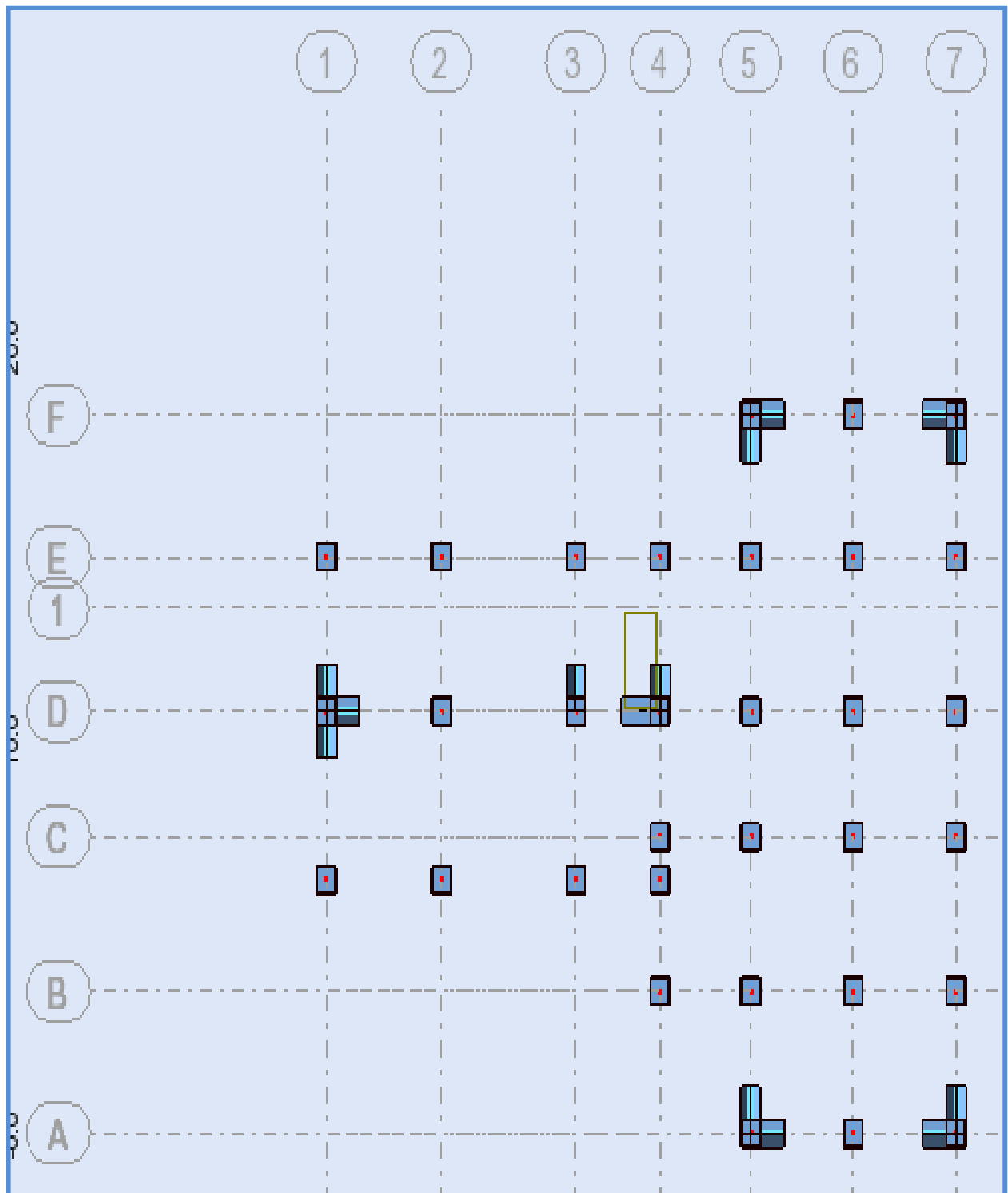


Fig IV-1. : La disposition des murs voiles.

$T = 0,65 \text{ sec.}$

$W=30656.80 \text{ KN.}$

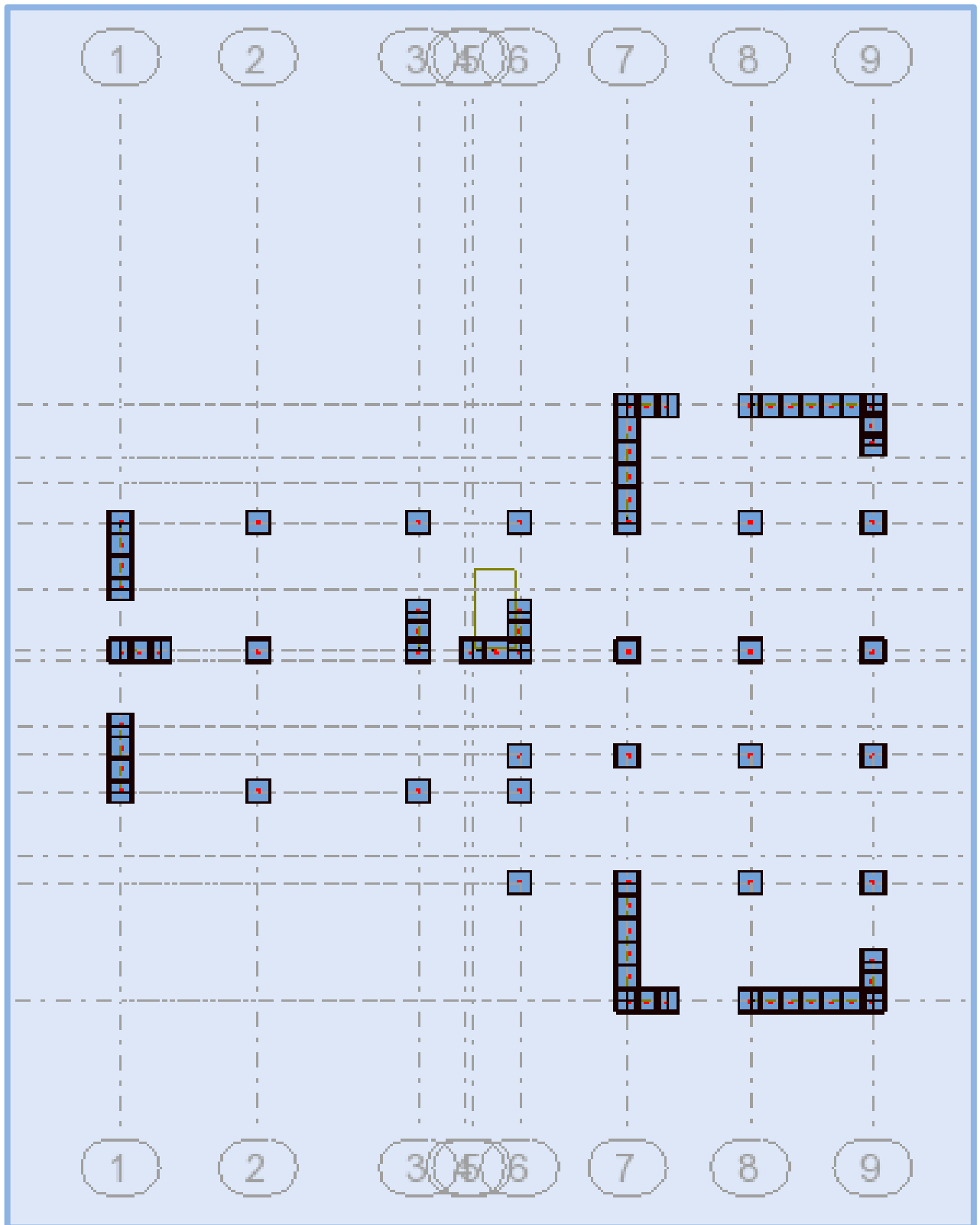


Fig IV-2. : La disposition des murs voiles.

$T = 0,43 \text{ sec.}$

$W=30656.80 \text{ KN.}$

Période fondamentale de la structure $T_{\text{empirique}} = 0,55 \text{ sec.}$

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$1,3 \times T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,34 = 0,445\text{sec} \geq T_{\text{numérique}} = 0,43\text{sec} \dots \dots \dots \text{CV}$$

IV.7.1.Poids total de la structure : Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)

Il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d’exploitations d’après le **tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003.**

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi}: Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d’exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.**

Pour notre type de Bâtiment d'habitation et... : **β = 0,20.**

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017.**

N° Etage	Masse [kg]
Etage 5	525680.91
Etage 4	511933.12
Etage 3	511933.12
Etage 2	511933.12
Etage 1	509269.22
RDC	494930.68
$\sum_{i=1}^n W_i$	3065680.17

$$\sum_{i=1}^n W_i = 3065680.17\text{KN}$$

IV.8 Application de la méthode d’analyse modale spectrale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25. A. \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5. \eta. \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1. \\ 2,5. \eta. \left[(1,25. A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2,5. \eta. (1,25. A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3\text{sec.} \\ 2,5. \eta. (1,25. \eta) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T \geq 3\text{sec.} \end{cases}$$

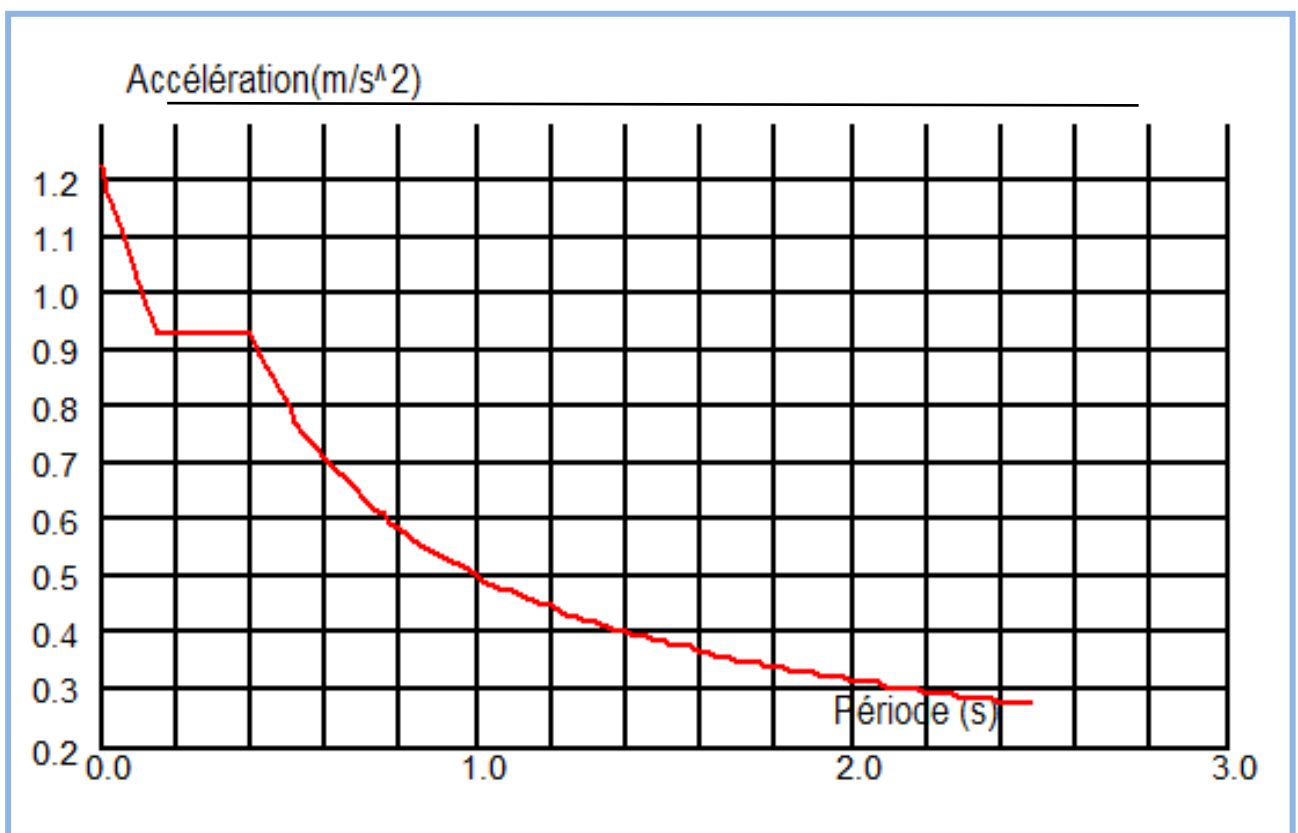


Fig. IV-3:Diagramme de spectre de réponse

IV.8.1.Nombre des modes considérées :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée). Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 8 niveaux).

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{8} \Rightarrow K \geq 9$$

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,43	0,01	69,56	Trans X	69,56	0,01
2	0,40	73,21	69,59	Trans Y	0,02	73,20
3	0,34	73,29	70,84	Torsion	1,25	0,08
4	0,12	89,98	70,84	/	0,00	16,69
5	0,11	89,98	88,70	/	17,86	0,00
6	0,09	90,00	89,19	/	0,49	0,02
7	0,08	94,02	89,19	/	0,00	4,02
8	0,07	94,03	89,28	/	0,09	0,01
9	0,06	95,72	89,30	/	0,01	1,69
10	0,06	95,72	94,21	/	4,91	0,00

Tab IV.2 : Périodes et facteurs de participation (Résultats Robot 2014).

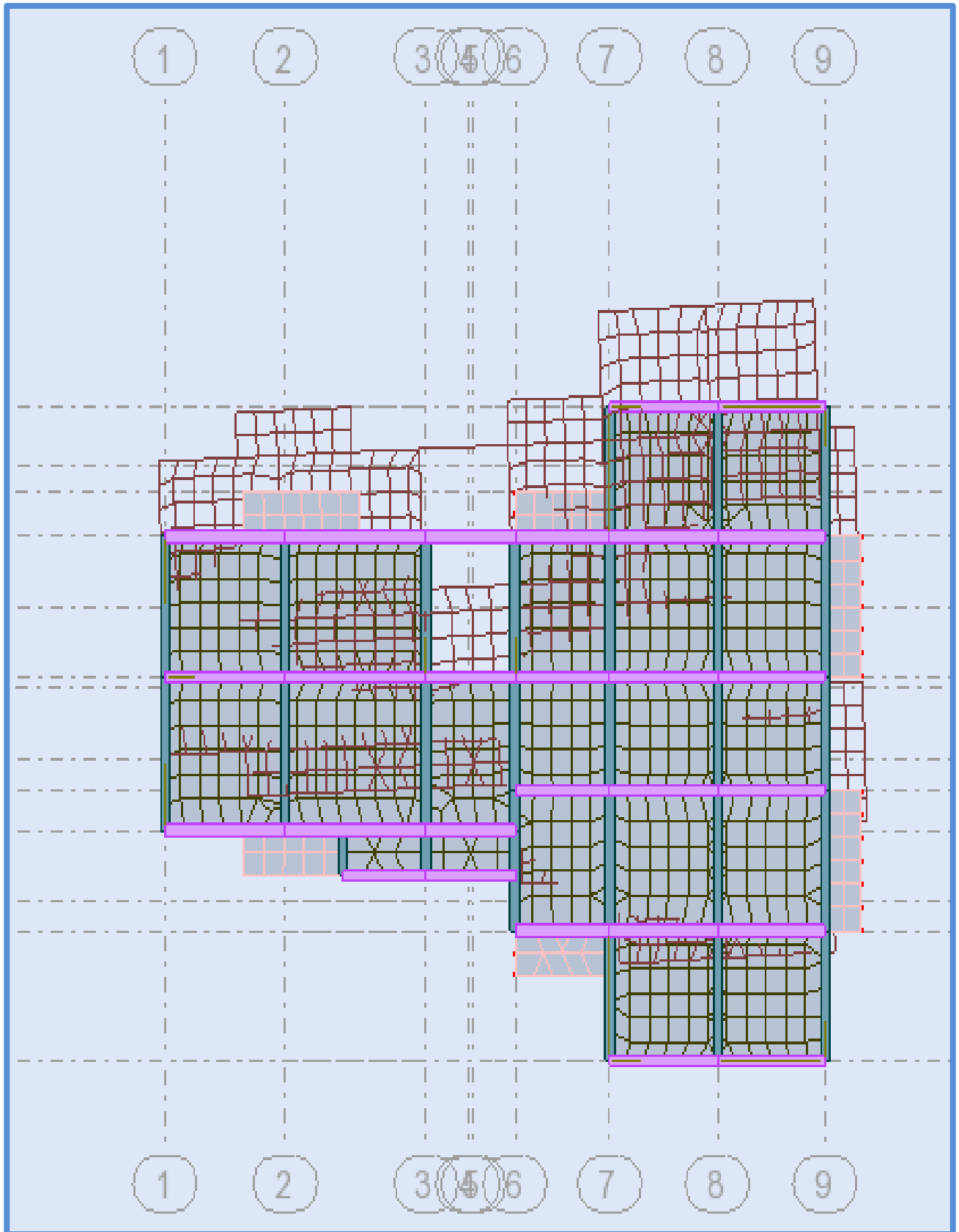


Fig IV-4 : 1^{er}Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2017)

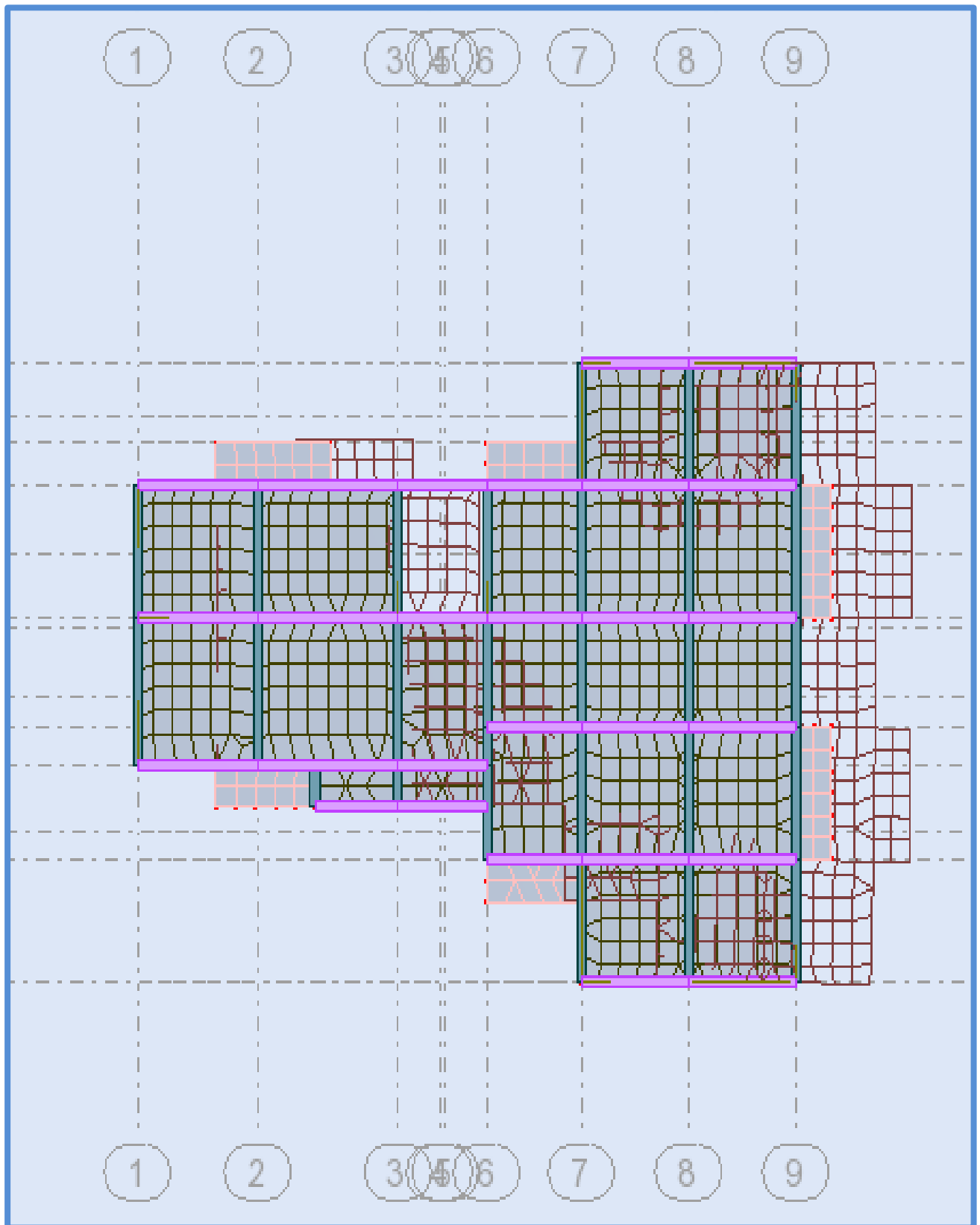


Fig IV-5 : 2^{ème} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2017)

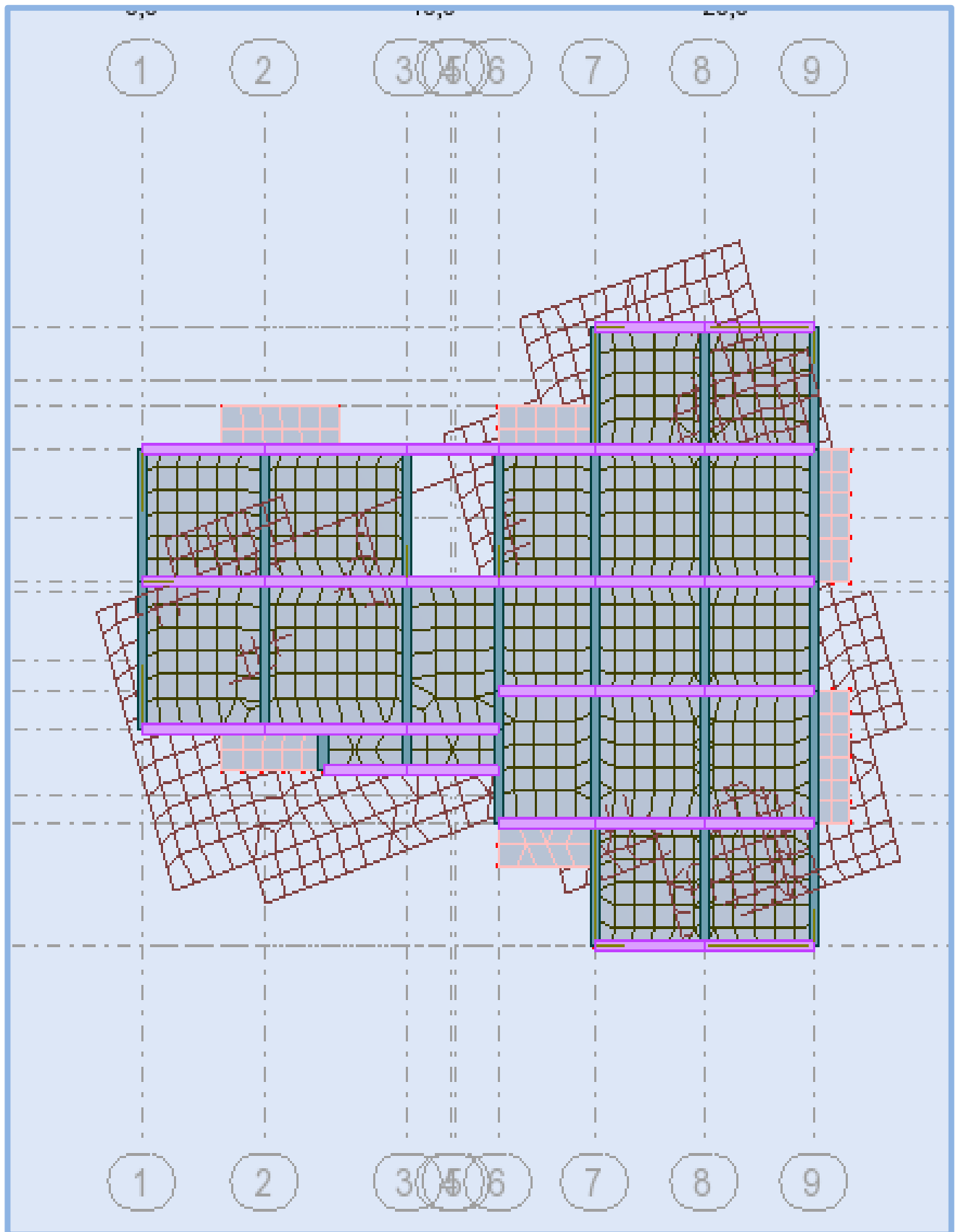


Fig IV-6 : 3^{eme} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2017)

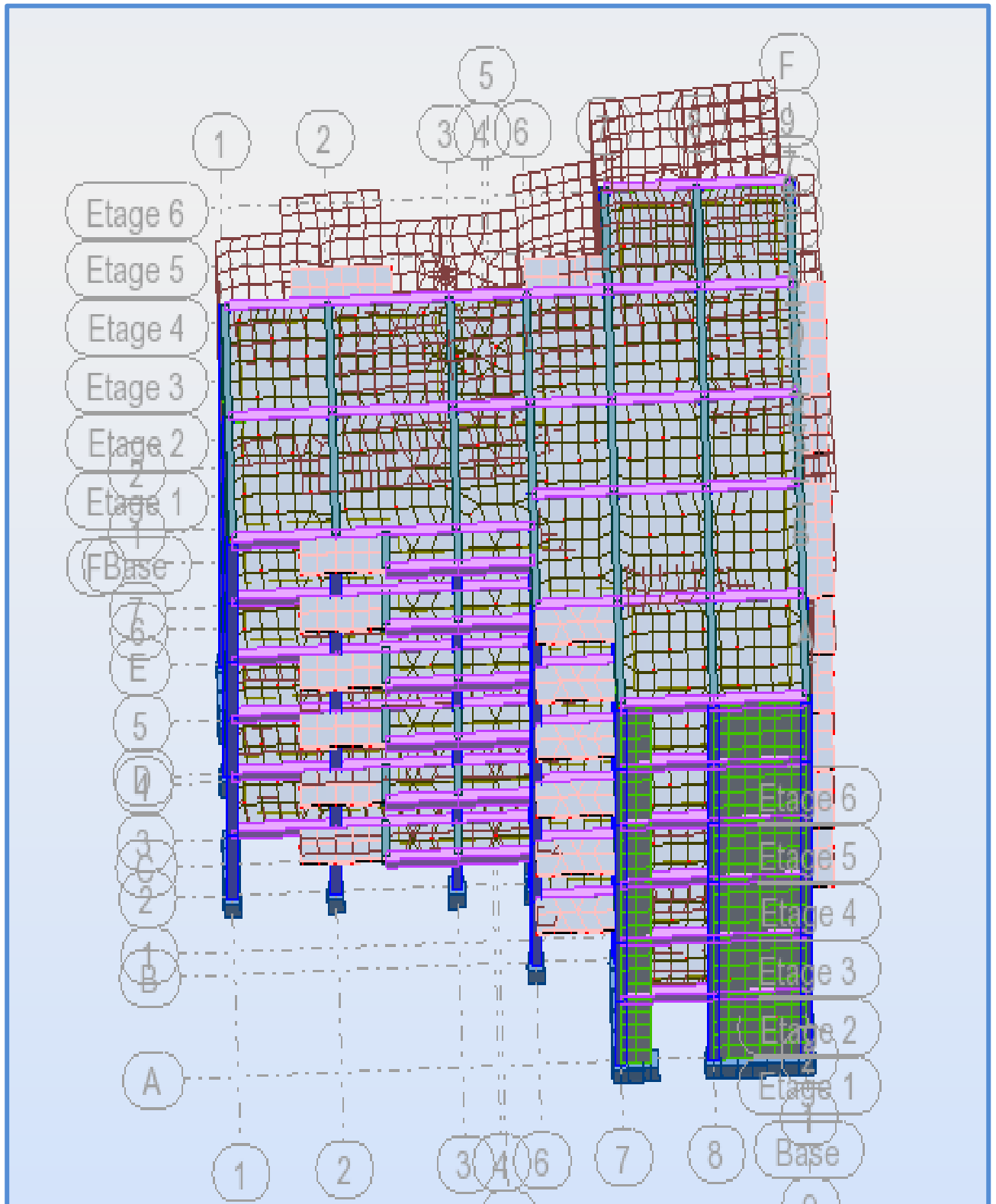


Fig IV-7: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2017).

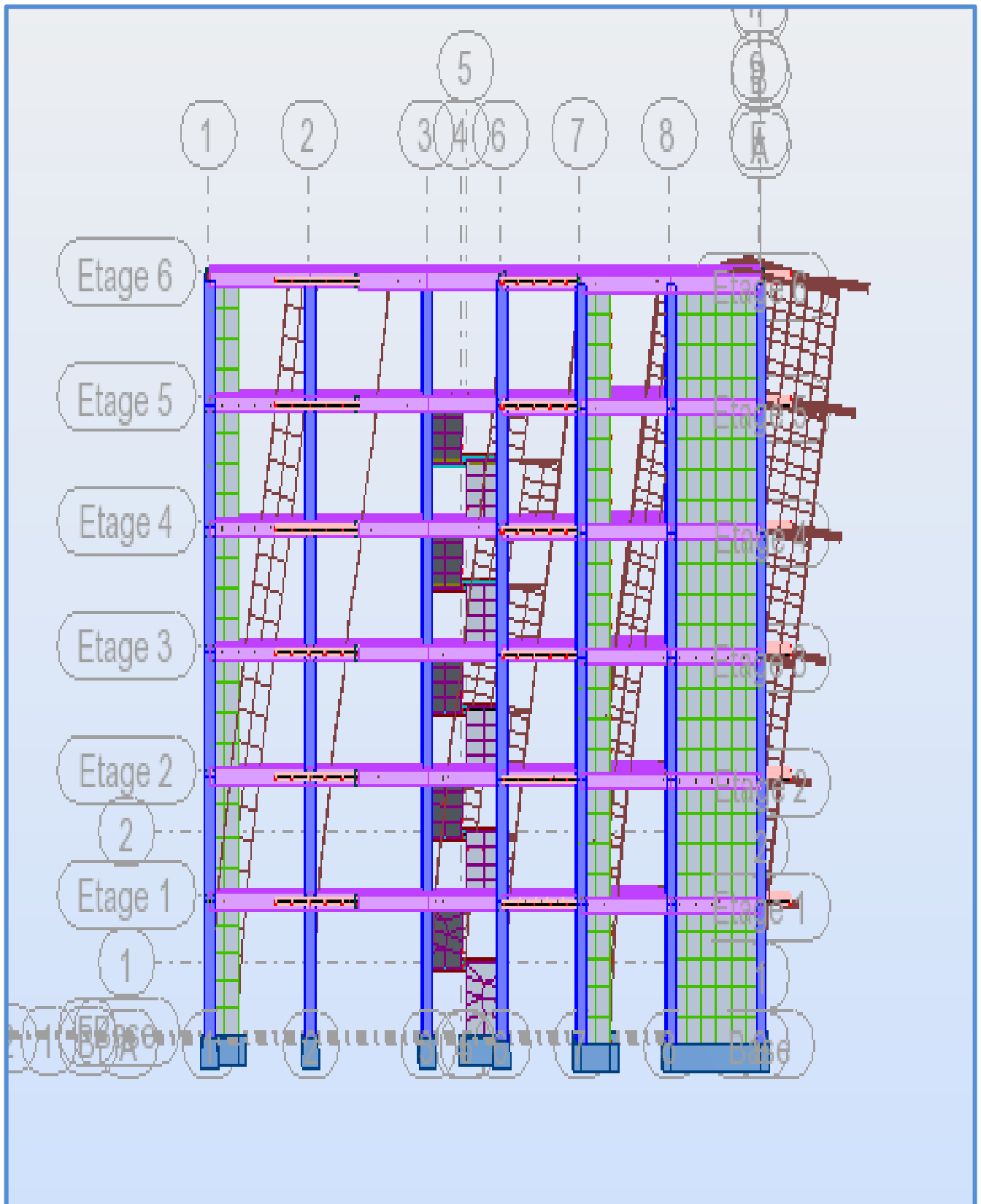


Fig IV-8: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2017).

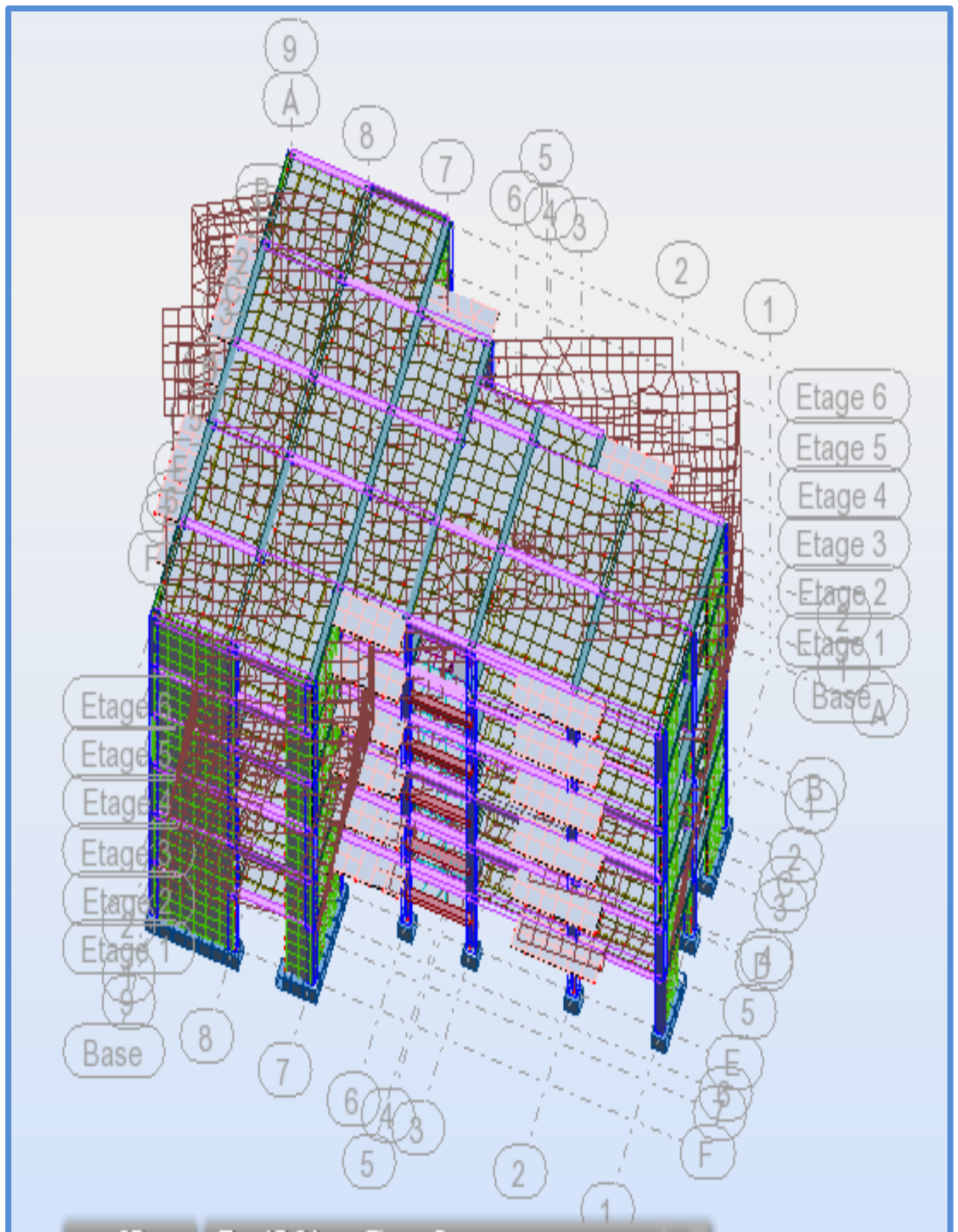


Fig IV-9: 3^{eme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2017).

IV.8.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

IV.8.2.1 Calcule de centre de torsion :

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum(I_{xi} \cdot x_i)}{I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \cdot y_i)}{I_{yi}} \end{cases}$$

X_t : L'abscisse du centre de torsion ;

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion ;

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox) ;

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy). ;

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément. ;

y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- **Pour les poteaux :**

$$I_{xi} = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{a \cdot b^3}{12}$$

- **Pour les voiles:**

Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b' \cdot a'^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{a' \cdot b'^3}{12}$$

D'après l'application de la formule(1) les résultats du centre de torsion sontregroupés dans le tableau VI.3.

IV.7.4.2 Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_{Mi} = \frac{\sum(W_i \cdot x_{Gi})}{W_i} \\ Y_{Mi} = \frac{\sum(W_i \cdot y_{Gi})}{W_i} \end{cases}$$

W_i : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

$Y_{Mi}; Y_{Mi}$: Coor données du centre de masse de l'élément (i) du niveau considéré.

$x_{Gi}; y_{Gi}$: Coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

Les résultats du centre de masse donné par le " le logiciel Robot AUTODESK 2017" des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$W_{\text{étage}}$ [kg]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion	
		X_{Mi} (m)	Y_{Mi} (m)	X_t (m)	Y_t (m)
RDC	525680,91	13,79	9,51	13,46	9,19
Etage 1	511933,12	13,75	9,54	13,46	9,19
Etage 2	511933,12	13,75	9,54	13,46	9,19
Etage 3	511933,12	3,75	9,54	3,46	9,19
Etage 4	509269,22	3,85	9,57	3,46	9,19
Etage 5	494930,68	3,78	9,50	3,47	9,13

TabIV.3: Centre de masse et centre de torsion

IV.9.Calcul de la force sismique statique :

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

$$V_{X \text{ statique}} = \frac{0,10 \cdot 2,47 \cdot 1,20}{5} \cdot 8018,28 = 475,32 \text{ kN.}$$

$$V_{Y \text{ statique}} = \frac{0,10 \cdot 2,65 \cdot 1,20}{5} \cdot 8018,28 = 509,96 \text{ kN.}$$

Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

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.

Les réactions à la base :

$$V_{X \text{ dynamique}} = 1359,75 \text{ KN.}$$

$$V_{Y \text{ dynamique}} = 1250,82 \text{ KN.}$$

	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$V_{Y \text{ statique}}$ (KN)	$0,8 \cdot V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
E_X	1359,75	475.23	Condition vérifiée
E_Y	1250,82	509.96	Condition vérifiée

Tab. IV.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.10.Vérification de déplacement :

➤ **Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)** :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (**h**).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau :

➤ **Calcul et vérification des déplacements:**

D'après le (**RPA 99 ver 2003 /A.4.4.3 p51**) le déplacement horizontal de chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

δ_K : Déplacement horizontal au niveau **k**

R : Coefficient de comportement de la structure.

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot

Le déplacement horizontal relatif au niveau (**K**) par rapport au niveau :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) :

$$\Delta_{\text{radm}} = 1\% h_e$$

h_e :Hauteur d'étage

$$\Delta_K < \Delta_{\text{radm}} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

NIVEAU	$\delta_{ek}(cm)$		$\delta_K(cm)$		$\Delta_K(cm)$		Δ_{radm}	Observation
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y		
RDC	0,2	0,1	1	0,5	1	0,5	3,40	$\Delta_K < \Delta_{radm} - CV$
1	0,5	0,4	2,5	2	1,5	1,5	3,06	$\Delta_K < \Delta_{radm} - CV$
2	0,9	0,6	4,5	3	2	1	3,06	$\Delta_K < \Delta_{radm} - CV$
3	1,3	0,8	6,5	4	2	1	3,06	$\Delta_K < \Delta_{radm} - CV$
4	1,6	1,0	8	5	2	1	3,06	$\Delta_K < \Delta_{radm} - CV$
5	2,06	1,2	10,30	6	1,70	1	3,06	$\Delta_K < \Delta_{radm} - CV$

TabIV.5 : vérification des déplacements suivant le sens X et Y

IV.11. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

✓ **Calcul V_k :**

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \text{ avec : } \begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \dots \dots \text{ si: } T \leq 0,7\text{sec} \\ F_t = 0 \dots \dots \dots \dots \dots \text{ si: } T > 0,7\text{sec} \end{cases}$$

Avec :

T : la période fondamentale de la structure en secondes

Dans notre cas On a :

$T = 0,43 \text{ sec} \leq 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0 \Rightarrow (\text{RPA 99version2003/4. 2. 5}).$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau *i* est donnée par L'expression:

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

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

W_i : Poids propre de l'étage.

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure.

V_t : Force sismique totale.

$$\begin{cases} V_x \text{ dynamique} = 1359,75\text{KN.} \\ V_y \text{ dynamique} = 1250,82\text{KN.} \end{cases}$$

RDC :

Sens-X:

$$F_{ix} = \left[\frac{V_t \cdot W_i h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

$$F_{ix} = \left[\frac{1359,75 \cdot 5256 \cdot 8,3,40}{336283} \right] = 72,26\text{KN}$$

Sens-Y :

$$F_{iy} = \left[\frac{V_t \cdot W_i h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

$$F_{iy} = \left[\frac{1250,82 \cdot 5256 \cdot 8,3,40}{336283} \right] = 66,48\text{KN}$$

Niveau	H_i (m)	w_i (KN)	$w_i \cdot H_i$	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)
RDC	3,40	5256,8	17873,12	72,26	66,48
1	6,46	5119,33	33070,87	134,67	123,01
2	9,52	5119,33	48736,03	197,06	181,27
3	12,58	5119,33	64401,18	260,40	239,54
4	15,64	5092,69	79649,79	322,06	296,26
5	18,70	4949,30	92552,03	374,23	344,25
\sum Total	/	/	336283	1360,68	1250,81

Tab. IV.6: Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Sens x-x

Sens y-y

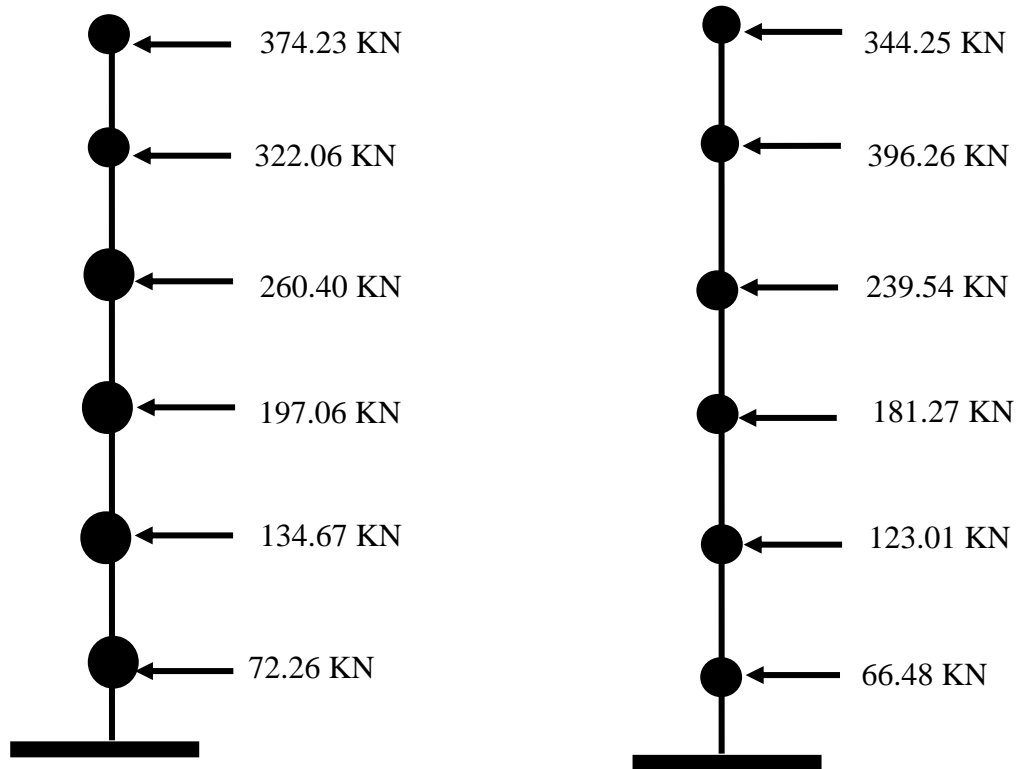


Fig IV-10 : Distribution de l'effort sismique selon la hauteur

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.2.6), L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \left\{ \begin{array}{l} \sum F_{KX} \\ \sum F_{KY} \end{array} \right.$$

Exemple de calcul Niveau-2- :

$$V_{2x} = \sum_{i=2}^5 F_i = F_{2x} + F_{3x} + F_{4x} + F_{5x}$$

$$V_{2x} = \sum_{i=2}^5 F_i = 134,67 + 197,06 + 260,40 + 322,06 + 374,23 = 1288,42 \text{ KN.}$$

$$V_{2y} = \sum_{i=2}^5 F_i = F_{2y} + F_{3y} + F_{4y} + F_{5y}$$

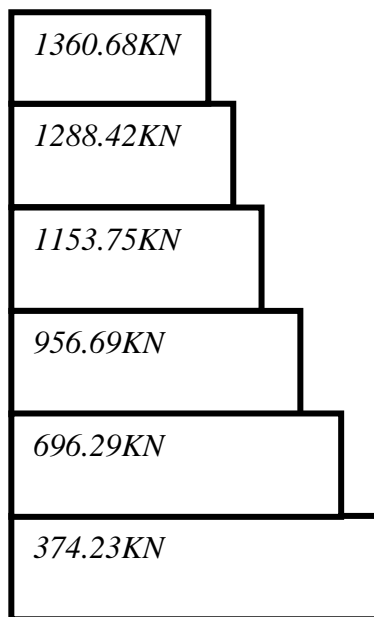
$$V_{2y} = \sum_{i=2}^5 F_i = 123,01 + 181,27 + 239,54 + 296,26 + 344,25 = 1184,33 \text{ KN}$$

Niveau	H _i (m)	F _{iX} (KN)	F _{iY} (KN)	V _{KX} (KN)	V _{KY} (KN)
--------	--------------------	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------

RDC	3,40	72,26	66,48	1360,68	1250,81
1	6,46	134,67	123,01	1288,42	1184,33
2	9,52	197,06	181,27	1153,75	1061,32
3	12,58	260,40	239,54	956,69	880,05
4	15,64	322,06	296,26	696,29	640,51
5	18,70	374,23	344,25	374,23	344,25
Σ Total	//	1360.68	1250.81	5830,06	53,127

Tab IV.7: les efforts tranchants résultants

Sens x-x



Sens y-y

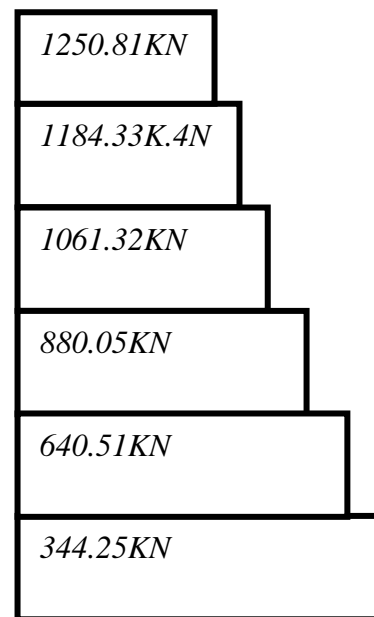


Fig IV-11 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

IV.7.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.9)** 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 :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k».

$$P_k = \sum W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

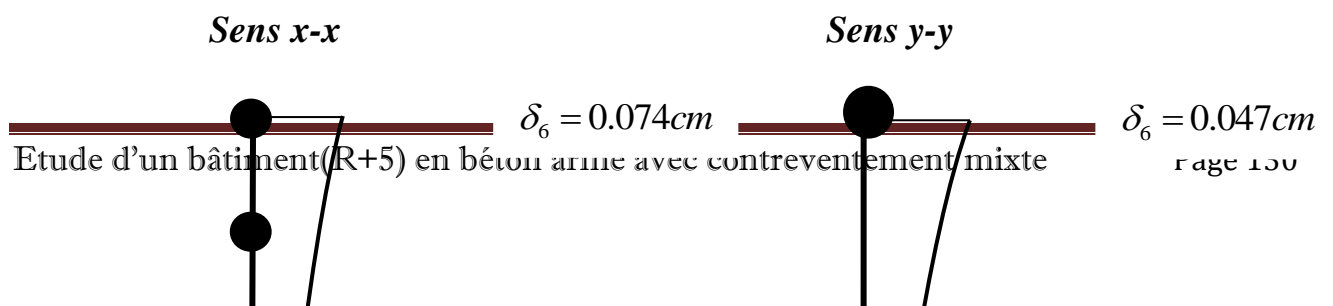
h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_{kx} (KN)	h_k (cm)	θ	
RDC	5256,80	1	1355.98	340	0,011	CV
Etage 1	5119,33	1,5	1284.33	306	0,012	CV
Etage 2	5119,33	2	1150.51	306	0,014	CV
Etage 3	5119,33	2	953.30	306	0,017	CV
Etage 4	5092,69	2	692.69	306	0,024	CV
Etage 5	4949,30	1.7	371.36	306	0,074	CV

Tab. IV.8: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison EX)

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_{ky} (KN)	h_k (cm)	θ	
RDC	5256,80	0.5	1247.40	340	0,006	CV
Etage 1	5119,33	1,5	1181.48	306	0,012	CV
Etage 2	5119,33	1	1058.37	306	0,015	CV
Etage 3	5119,33	1	876.95	306	0,019	CV
Etage 4	5092,69	1	637.22	306	0,026	CV
Etage 5	4949,30	1	341.62	306	0,047	CV

Tab IV.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison EY)



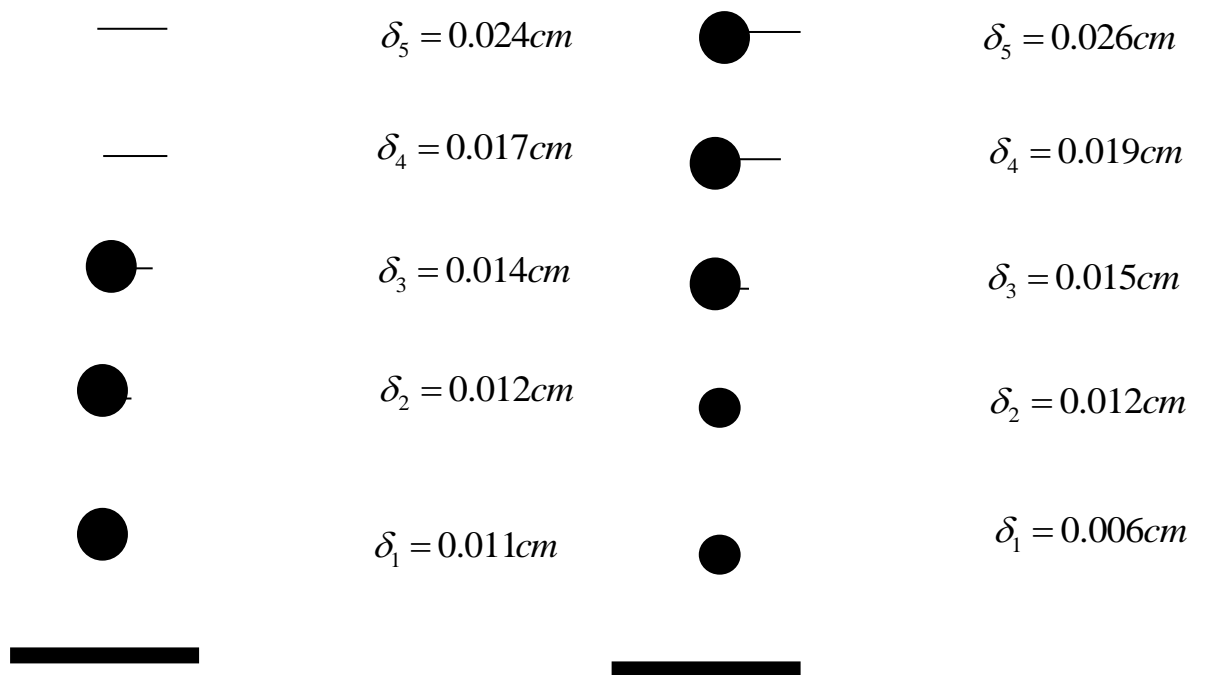


Fig IV-12 : Déplacement horizontal dans les deux sens

IV.11.1 Vérification de L'excentricité accidentelle :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par **le RPA 99 / version 2003. ±0,05 L** (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

Sens-X : $e_{accidentelle} = \text{Max}(0,05. L_X; e_{xt})$.

Sens-Y : $e_{accidentelle} = \text{Max}(0,05. L_Y; e_{yt})$.

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_{Mi} = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} ; Y_{Mi} = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i: La masse de l'élément **i**.

X_{Mi}; **Y_{Mi}** : Coordonnées du centre de gravité de l'élément **i** par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2017** a donné les résultats qui sont illustrés dans le **tableau IV-10** suivant :

Niveau	W _{étage} [kg]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		Excentricité Théorique		Excentricité accidentelle	
		X _{Mi} (m)	Y _{Mi} (m)	X _t (m)	Y _t (m)	e _x [m]	e _y [m]	e _x [m]	e _y [m]
RDC	5256,80	13,79	9,51	13,46	9,19	0,33	0,32	1,21	0,0
Etage 1	5119,33	13,75	9,54	13,46	9,19	0,29	0,35	1,21	0,0
Etage 2	5119,33	13,75	9,54	13,46	9,19	0,29	0,35	1,21	0,0
Etage 3	5119,33	3,75	9,54	3,46	9,19	0,29	0,35	1,21	0,0
Etage 4	5092,69	3,75	9,57	3,46	9,19	0,29	0,38	1,21	0,0
Etage 5	4949,30	3,75	9,50	3,47	9,19	0,28	0,31	1,21	0,0

Tab. IV.10 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représentée dans le tableau précédents l'excentricité dans tous les étages elle ne dépasse pas $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette **condition est vérifiée**.

IV.11.2. Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

Avec :

Ms: Moment stabilisant : $M_s = W \times L/2$

Mr: Moment renversant : $M_r = \sum_i^n F \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

1. Moment stabilisant :

$$\text{Sens-X- : } M_s = W \cdot \frac{L_x}{2} = 3065,68 \cdot 12,125 = 37171,37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens-Y- : } M_s = W \cdot \frac{L_y}{2} = 3065,68 \cdot 9,4 = 28817,39 \text{ KN.m}$$

2. Moment renversant :

$$\text{Sens-X- :} Mr = \sum_i^n F \times h_i = 72.26.3,40 + 134.67.6,46 + 197,06.9,52 + 260,40.12,58 + 322,06.15,64 + 374,23.18,70 = \mathbf{18302.61 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Sens-Y :} Mr = \sum_i^n F \times h_i = 66.48.3,40 + 123,01.6,46 + 181,27.9,52 + 239,57.12,58 + 296,26.15,64 + 344,25.18,70 = \mathbf{17581.32 \text{ KN.m}}$$

- Sens longitudinal :

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
3065.68	24,45	12,125	37171,37	18302.61	2.03	CV

Tableau IV.11: vérification de renversement sens longitudinal

- Sens transversal :

W (KN)	Ly (m)	Ly/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
3065.68	18,80	9,4	28817.39	17581,32	1.63	CV

Tableau IV.12: vérification de renversement de sens transversal.

IV.12. Conclusion :

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

V.1. Introduction :

Connaissant les sollicitations aux quelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces élément. Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont 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. Hypothèses:

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- ✓ La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque type des poteaux, ou l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau.
- ✓ Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- ✓ La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par l'RPA.

V.3. Ferrailage des portiques :

V.3.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments fléchissant et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivante :

	γ_b	γ_s	$F_{c28}(MPa)$	$F_{bu}(MPa)$	$F_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tab V-1 : situations pour le ferrailage des poutres.

V.3.1.1. combinaisons des charges

Les combinaisons d'actions à pour le ferrailage des poutres sont en fonction du type des sollicitations, et nous distinguons les combinaisons les plus défavorables :

❖ **Etat limite ultime :**

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par : $1,35G + 1,5Q$.

❖ **Etat limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure ; il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation : $G + Q$.

❖ **Etat accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison des charges est donnée par la relation :

$$G+Q \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA99/V2003}$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA99/V2003}$$

Donc les poutres seront ferraillées suivant les combinaisons :

1. E.L.U : $1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots$ Selon BAEL 99.
2. Accidentels : $G+Q \pm E \dots\dots\dots$ Selon RPA99/V2003.
3. Accidentels : $0,8G \pm E \dots\dots\dots$ Selon RPA99/V2003.

➤ Pour les poutres dans l'axe X :

$$G + Q \pm EY$$

$$0,8G \pm EY$$

➤ Pour les poutres dans l'axe Y :

$$G + Q \pm EX$$

$$0,8G \pm EX$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

V.3.1. 2 Etapes à suivre :**a- Armatures longitudinales :**

✓ La contrainte limite du béton est : $f_{bc} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b}$

✓ $d=0,9 \cdot h$.

✓ Le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

Avec :

M_u : Moment fléchissant ;

b : Largeur de la poutre ;

d : La hauteur utile de la section.

Si $\mu < 0,392$: L'état limite ultime est atteint au **pivot A**.

$$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

b- Vérification :**❖ BAEL 91 :**

$$\checkmark \text{ Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$$

✓ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33Mpa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Choix de } \phi_t : \phi_t \leq \min \left(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \text{ (BAEL 91).}$$

❖ Vérification à l'ELS :

✓ La fissuration est peut préjudiciable

✓ Si $\alpha_u \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$, pas de vérification des contraintes à l'ELS.

✓ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$.

❖ Recommandations du RPA99 /ver 2003 :**✓ Armatures longitudinale : (Art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0.5%.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° dans les poteaux.

✓ Armatures transversales : (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par $A_t = 0,003.S.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t \right)$$

✓ En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

V.3.1.3. Ferrailage des poutres:

Pour le calcul on va prendre les moments maximums. D'après le **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014**", les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	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)
30×40	50.36	75.82	36.20	55.20	34.41	83.46
30×35	19.90	64.19	14.55	46.81	13.14	59.41

Tab V-2 : Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons

V.3.1.3.1. Exemple de calculs :

Poutre principal de section (30×40) cm² :

➤ **Armatures longitudinales :**

1- Condition imposées par le RPA99/V2003 :

Poutre principales: $A'_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$

Poutre secondaires: $A'_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

2- Condition imposées par le BAEL.91mod99 :

Poutre principales: $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1.30 \text{ cm}^2$

Poutre secondaires: $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 31.5 = 1,14 \text{ cm}^2$

- **ELU**

- **En travée :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$B = 40 \times 30 \text{ cm}^2$ (poutre porteuse), sens transversal ; $h = 0,40 \text{ m}$; $b = 0,30 \text{ m}$;

$d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$.

$M_{ult} = 50.36 \text{ KN.m}$

D'après le B.A.E.L 91 :

$d = 0,9 \times 0,4 = 0.36 \text{ m}$

$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$

$\mu = 50.36 / (0,30 \times 0,36^2 \times 14,2) = 0,091 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$.

$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,118$

$$Z = d (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,34 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{50,36 \cdot 10^3}{0,34 \times 348} = 4,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_s, A_{\min}, A'_{\min}) = 6,00 \text{ cm}^2$$

➔ **Choix des armatures :**

6HA12 donc $A_{\text{adopte}} = 6,79 \text{ cm}^2$

• **ELS :**

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 :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,39$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$$\alpha = 0,118 \leq \bar{\alpha} = 0,445 \dots \dots \dots CV.$$

- **Sur appuis :**

• **ELU**

$$M_{ula} = 75,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$$

$$\mu = 75,82 / (0,30 \times 0,36^2 \times 14,2) = 0,137 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,184$$

$$Z = d (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,33 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{75,82 \times 10^3}{0,33 \times 348} = 6,60 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max(A_s, A_{\min}, A'_{\min}) = 6,60 \text{ cm}^2$$

➔ **Choix des armatures :**

6HA12 donc $A_{\text{adopte}} = 6,79 \text{ cm}^2$

• **ELS :**

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 :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,37$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,184 \leq \bar{\alpha} = 0,435 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

$$V_U = 66,21KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{66,21 \cdot 10^3}{300 \times 360} = 0,61MPa$$

Donc :

$$\tau_u = 0,61MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots \dots \dots CV$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL.91 Art 521) :**

$$V_U \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 = 32.4 \text{ cm}$$

$$V_U = 40.75KN < 848,80KN$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant ou voisinage d'appuis.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{450} = 0.090 \geq 0,062 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.090 \geq 0,066 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 36} = 0.0074 \leq 0,0105 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Les armatures transversales:**

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 16\right) = 11,42mm$$

Donc on prend $\varphi_t = 8mm$ de nuance d'acier FeE400

❖ **Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) on a :

- **zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12\varphi_l; 30cm\right)$$

On prend $S_t = 10cm$

- zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm} ; \text{ on prend } S_t = 15\text{cm}$$

➤ La section de ferrailage transversal :

D'après BAEL91 Art A .5.1.2.2) :

$$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot \frac{S_t}{f_e} \Leftrightarrow A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{15}{400} = 0,45\text{cm}^2$$

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) :

$$A_{t.min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$A_t \geq \max(A_t^{BAEL}; A_t^{RPA}) \Leftrightarrow A_t \geq \max(0,45; 1,35)$$

$$A_t = 1,35\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3T8 = 1.51\text{cm}^2$$

❖ Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\emptyset \text{ en zone 1}$$

Calcul les armatures longitudinales selon BAEL91 mod99 :

Les résultats de calcul à l'E.L.U sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre	Position	M _{max} (KN.m)	B	d	μ	α	Z(cm)	A _t (cm ²)
p-principale 30×40	Travée	50.36	30	36	0,091	0,118	34	4.26
	Appuis	75.82	30	36	0,137	0,184	33	6.66
p-secondaire 30×35	Travée	19.90	30	31.5	0,047	0,059	30.76	1.85
	Appuis	64.19	30	31.5	0,151	0,204	28,93	6.37

Tab V-3 : les résultats de calculs les armatures longitudinales a l'E.A.U.

Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Poutre	Position	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	α	$\alpha \leq \bar{\alpha}$
p.principale 35x45	Travée	1,39	25	0,118	0,139	cv
	Appuis	1,37	25	0,184	0,184	cv
p.secondaire 35x40	Travée	1,38	25	0,059	0,093	cv
	Appuis	1,37	25	0,204	0,122	cv

Tab V-4: vérification à l'E.L.S.

- **Remarque :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELU
Convient à ELS

poutre	Position	$A_{min}(cm^2)$		A_s (cm^2)	Barres choisis	A_l (cm^2)	Longueur de recouvrement (cm)
		B.A.E.L	R.P.A				
p.principale 30x40	Travée	1,30	6.00	4.26	6HA12	6.79	32
	Appuis	1,30	6.00	6.66	6HA12	6.79	32
p.secondaire 30x35	Travée	1,14	5.25	1.85	5HA12	5.65	32
	Appuis	1,14	5.25	6.37	5HA12	5.65	32

Tab V-5 : Tableau récapitulation des ferrailrages des poutres.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

poutre	$V_{u.mas}$ <i>kn</i>	T	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}$
p-principale 35x45	66.21	0,61	3,33	OUI
p-secondair 35x40	40.75	0,43	3,33	OUI

Tab V-6: vérification de la contrainte de cisaillement.

V.3.1.4. Schéma de ferrailage des poutres

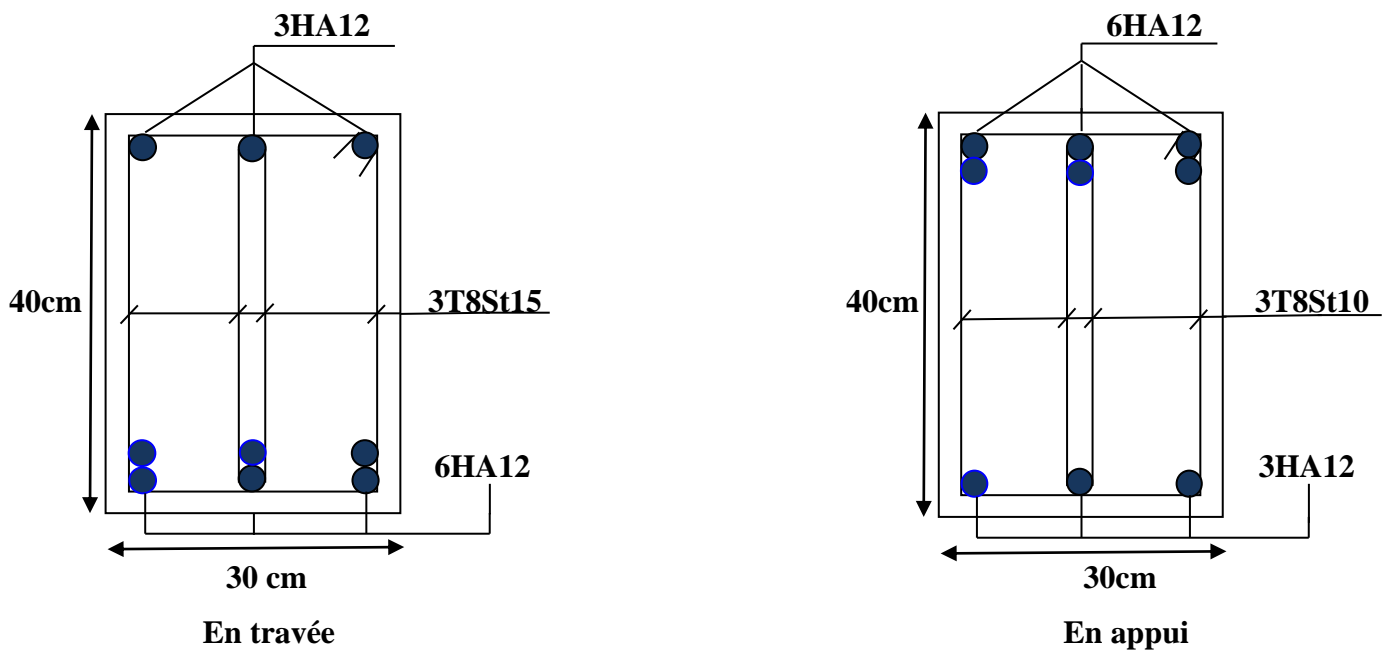


Fig.V-1 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

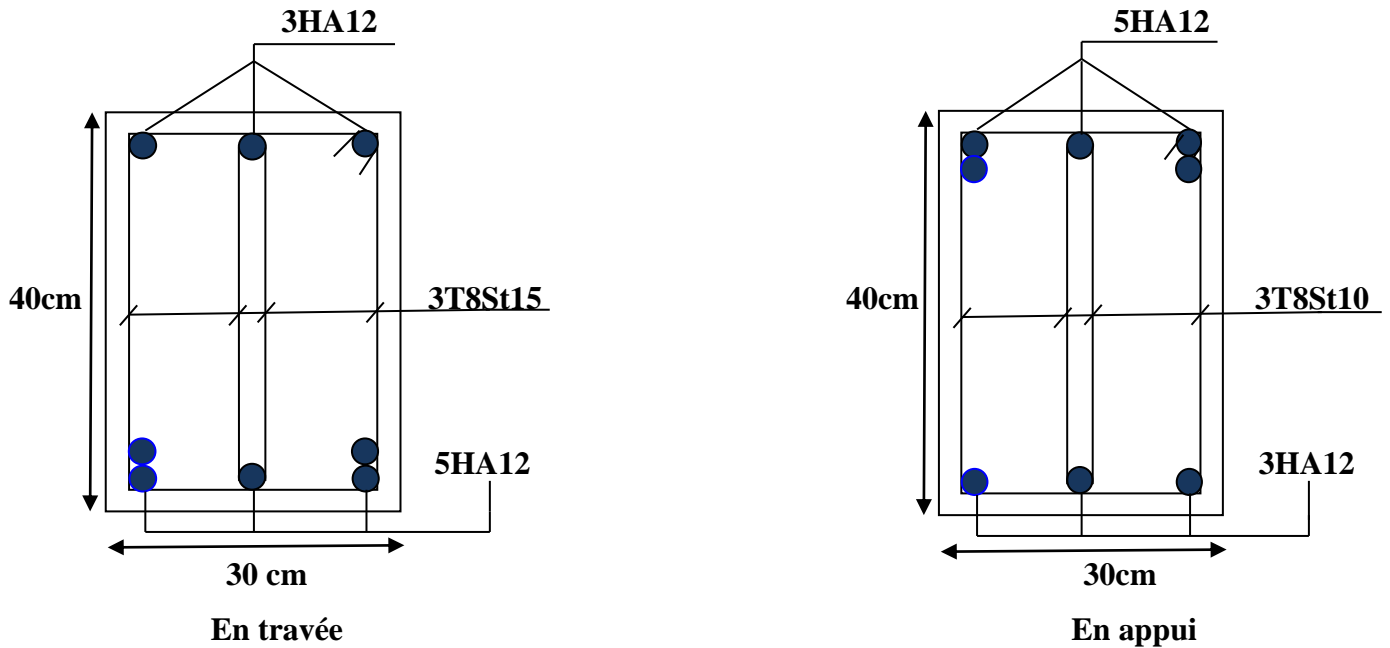


Fig-V-2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.3.2. Les poteaux :

V.3.2.1. combinaisons des charges :

- ❖ 1,35G + 1,5QSelon BAEL91 ;(1)
- ❖ G+Q±E..... Selon RPA99/V2003 ; (2)
- ❖ 0,8G ± E Selon RPA99/V2003. (3)
- ❖ Avec :

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

V.3.2.2. Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{C28} = 25\text{MPa} \\ f_{t28} = 2,1\text{MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa} \\ \sigma_s = 348\text{MPa} \end{array} \right.$$

Situation accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ f_e = 400\text{MPa} \\ f_{C28} = 25\text{MPa} \\ f_{t28} = 2,1\text{MPa} \\ \sigma_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \sigma_s = 400\text{MPa} \end{array} \right.$$

V.3.2.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens « longitudinal, et transversal ». Donc ils sont calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

N_{\max}	→ M correspondant		N_{\max} : effort normal maximum.
M_{\max}	→ N correspondant	avec :	M_{\max} : moment maximum.
N_{\min}	→ M correspondant		N_{\min} : effort normal minimum.

On a 1 types de poteaux ; à savoir :

- ✓ (RDC et 1^{er} et 2^{eme} et 3^{eme} et 4^{eme} et 5^{eme} étage) : poteaux 30x40

Les calculs se font, en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant ;
- Effort normal minimal et le moment correspondant ;
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

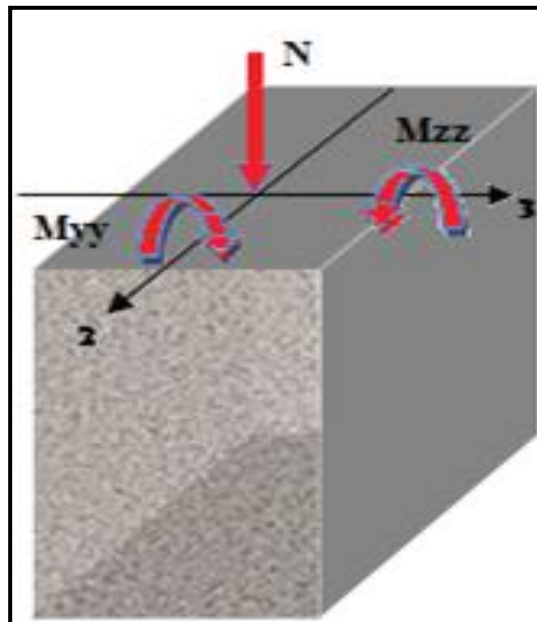


Fig.V-3: Sollicitations sur les poteaux.

V.3.2.3.1. Armatures longitudinales :

D'après le RPA99 /ver 2003(Art.7.4.2.1 p 113)

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :
 - Leur pourcentage minimale sera de **70 %** (zone I) ;
 - Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement ;
 - Le diamètre minimum est de 12mm ;
 - La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ**(zone I) ;
 - La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zoneI) ;
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- **Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,7%.b.h :**

Poteau (30 × 40): $A_{\min} = 0,007 \times 30 \times 40 = 8.4 \text{ cm}^2$

- **Leur pourcentage maximal en zone de recouvrement 6%.b.h :**

Poteau (30 × 40): $A_{\min} = 0,006 \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$

- **Leur pourcentage maximal en zone de recouvrement 4%.b.h :**

Poteau (30 × 40): $A_{\min} = 0,004 \times 30 \times 40 = 4.8 \text{ cm}^2$

V.3.2.3.2) Armatures transversales:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

- **Le rôle des armatures transversales consiste à:**

Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales.

- **Détermination de la zone nodale:**

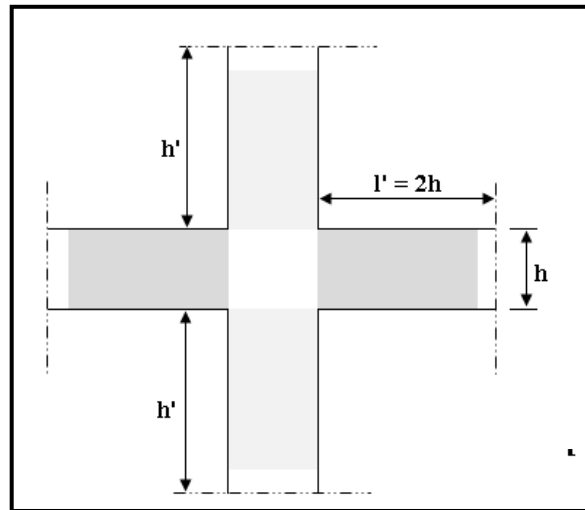


Fig.V-4: zone nodales

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)$$

V.3.2.4. Exemple du calcul :

Type I (6^{ème} et 7^{ème} et 8^{ème} étage) : poteaux 35x35

Les sollicitations internes des poteaux sont données par le logiciel **ROBOT2017**,

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Combinaisons	ELU		0,8G±E		G+Q ±E		ELS	
	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{core} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{core} (KN)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)
Poteau (35x35)	449.03	43.12	239.70	57.36	71.67	289.12	178.67	30.08

Tab V-7: Les sollicitations internes pour le poteau.

➤ Etat Limite De Stabilité De Forme :

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

1. ELU:

$$\begin{cases} N_u = 449.03 \text{ KN} \\ M_u = 43.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'excentricité :

- $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{43.12}{449.03} = 0,096\text{m}$
- $e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}, \frac{306}{250}\right)$
 $e_a = \max(2\text{cm} ; 1,224) = 0,02\text{m}$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{43.12}{1,5 \times 30.08} \right)$$

$$\alpha = 0,70 \quad ; \quad \phi = 2$$

$$\bullet \quad e_2 = \frac{3I_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,4} (2 + 0,7 \times 2)$$

$$e_2 = 0,0167$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,133m$$

Calcul le coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b.h.\sigma_{bc}} = \frac{449.03 \times 10^3}{300 \times 400 \times 14,17} = 0,26$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,26$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,26}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,26})} = 0,16$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,16 \times 0,40 = 0,064m$$

$$e = 0,133m > e_{Nc} = 0,064m \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Dimensionnement des sections partiellement comprimée :

Calcul du Moment fictif :

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 449.03 \left(0,133 + 0,36 - \frac{0,40}{2} \right) = 131,56KN.m$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif $M_{uFictif}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1,739\text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392$$

Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A_s' .

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{131,57 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,30 \times 0,36^2} = 0,239$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \text{Aciers comprimés } A_u' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,345$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,862$$

Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{u \text{ fictif}}$ et on obtient A_s et A_s' tel que:

La 1^{ère} section fictive:

$$A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

La 2^{ème} section fictive:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 384 \text{ Mpa}$$

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{M_{uf}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{131,56 \times 10^3}{0,862 \times 36 \times 348} = 12,18 \text{ cm}^2$$

La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s,\text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 12.18 - \frac{449.03 \times 10^3}{100 \times 348} = -0.72 \text{ cm}^2 < 0$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

2. E.L.A: 0,8G + Q

$$\begin{cases} M_{\max} = 57.36 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = 239.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'excentricité :

$$\blacksquare e_1 = \frac{M}{N} = \frac{57.36}{239.36} = 0.24 \text{ m}$$

$$\blacksquare e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, 1.224) = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{\text{ser}}}\right) = 10 \left(1 - \frac{43.12}{1.5 \times 30.08}\right)$$

$$\alpha = 0.70 \quad ; \quad \phi = 2$$

$$\blacksquare e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10000 \times 0.4} (2 + 0.7 \times 2)$$

$$e_2 = 0.0167$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.276 \text{ m}$$

Calcul le coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{239.7 \times 10^3}{300 \times 400 \times 18.48} = 0.132$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0.81$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.132}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.132})} = 0.162$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,162 \times 0,40 = 0,065$$

$$e = 0,276\text{m} > e_{Nc} = 0,065 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Dimensionnement des sections partiellement comprimée :

Calcul du moment fictif :

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 239,7 \left(0,276 + 0,36 - \frac{0,4}{2} \right) = 104,51 \text{KN.m}$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif $M_{uFictif}$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1,739 \text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392$$

Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A_s' .

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{104,51 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,30 \times 0,36^2} = 0,145$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \text{Aciers comprimés } A_u' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,195$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,922$$

Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{u \text{ fictif}}$

et on obtient A_s et A_s' tel que:

La 1^{ère} section fictive:

$$A'_{s,\text{fictif}} = 0\text{cm}^2$$

La 2^{ème} section fictive:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{Mpa}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{M_{\text{uf}}}{B \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{104.51 \times 10^3}{0,922 \times 36 \times 400} = 7.87\text{cm}^2$$

La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}} = 0\text{cm}^2$$

La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s,\text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 7.87 - \frac{239.70 \times 10^3}{100 \times 400} = 5.99\text{cm}^2$$

3. E.L.A: G + Q ± E

$$\begin{cases} M_{\text{max}} = 71.67 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = 289.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\blacksquare e_1 = \frac{M}{N} = \frac{71.67}{289.12} = 0,247\text{m}$$

$$\blacksquare e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}, \frac{306}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, 1,224) = 0,02\text{m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{\text{ser}}}\right) = 10 \left(1 - \frac{43.12}{1,5 \times 30.08}\right)$$

$$\alpha = 0,70 \quad ; \quad \phi = 2$$

$$\blacksquare e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,4} (2 + 0,7 \times 2)$$

$$e_2 = 0,0167$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,284\text{m}$$

Calcul le coefficient de remplissage Ψ :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{289.12 \times 10^3}{300 \times 400 \times 18,48} = 0,13$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,13}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,13})} = 0,163$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,163 \times 0,40 = 0,0652$$

$$e = 0,284\text{m} > e_{Nc} = 0,0652 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Dimensionnement des sections partiellement comprimée :

Calcul du moment fictif :

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 289.12 \left(0,284 + 0,36 - \frac{0,40}{2} \right) = 128.37 \text{KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif

$$M_{u\text{Fictif}}.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 1,739\%$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) = 0,392$$

Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A_s' .

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{128.37 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0,30 \times 0,36^2} = 0,17$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \text{Aciers comprimés } A_u' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,155$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,938$$

Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{u \text{ fictif}}$ et on obtient A_s et A_s' tel que:

La 1^{ère} section fictive:

$$A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

La 2^{ème} section fictive:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{M_{uf}}{B \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{128.37 \times 10^3}{0,938 \times 36 \times 400} = 9.50 \text{ cm}^2$$

La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s, \text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 9.50 - \frac{112.05 \times 10^3}{100 \times 400} = 2.47 \text{ cm}^2$$

La règle du millième :

$$A'_{s, \text{min}} = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s, \text{min}} = 4 \times [(0,30 + 0,40) \times 2] = 5.6 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa$$

$$V_u = 33.67KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.67 \cdot 10^3}{300 \times 360} = 0,31MPa$$

Donc :

$$\tau_u = 0,31MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots cv$$

Vérification au flambement :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15; \frac{20e}{h} \right\} = \max \left\{ 15; \frac{20 \times 0,482}{0,40} \right\} = 24.1$$

5.36 24.1

Condition de non fragilité :

$$A_{s,min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,min} \geq \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}; 0,23 \times 30 \times 36 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,min} \geq \max \left\{ 1,20cm^2; 1,304m^2 \right\}$$

$$A_{s,min} \geq 1.304cm^2$$

➔ **Pourcentage minimale exigé par RPA : (zone I)**

$$A_{min} = 0,7\% \cdot (b \cdot h) = 0,007 \times 30 \times 40 = 8,40cm^2$$

➔ **Pourcentage maximal exigé par RPA : (zone I)**

En zone courante :

$$A_s \leq A_{max} = 0.4 \% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0,004 \times 30 \times 40 = 4.8cm^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{max} = 0.6\% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0,006 \times 30 \times 40 = 7.2cm^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$.

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = 12.18cm^2$$

$$A_s = 12.18 \text{ on adopte : } 8HA14 = 12.32cm^2$$

V.3.2.4.1. Vérification vis -à vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (N_{ser} ; M_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Contraintes dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : ; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$b = 35\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 12.32\text{cm}^2$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{30.08}{178.67} = 0,170\text{m}$$

$$S = b \times h + 15A_{totale} \Rightarrow S = 30 \times 40 + 15 \times 12.32 = 14784\text{cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)} = -0,16$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

$$I = \frac{30 \times 40^3}{12} + 30 \times 40 \times (-0,16)^2 + 15 \left[12.32 \left(36 - \frac{40}{2} + (-0,16)\right)^2 \right]$$

$$\Rightarrow I = 163060,44\text{cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e - X_G) \left(\frac{H}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{178.67}{14784} + \frac{178.67 (12.32 + 0,16) \left(\frac{40}{2} + 0,16\right)}{163060,44} \Rightarrow \sigma_{sup} = 0.288\text{MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{178.67}{14784} - \frac{178.67 (12.32 + 0,16) \left(\frac{40}{2} - 0,16\right)}{163060,44} \Rightarrow \sigma_{inf} = -0,27\text{MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 0.288\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

V.3.2.4.2. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots \dots \dots \text{RPA.90 Version.2003 Article (7.4.2.2)}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75 \\ \text{Si } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50 \end{array} \right.$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

D'après le RPA99 Version 2003 L'Article (7.4.2.2).

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

$a \times b$: la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{2,142}{40} = 5,355 > 5$$

Donc :

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

➔ Espacement des armatures transversales :

- D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I)

● Zone nodale :

$t \leq \min(10\phi; 15\text{cm})$ on prend $t = 10\text{cm}$

• **Zone courante:**

$t' \leq 15\phi$ en prend $t' = 15\text{cm}$

Diamètre des armatures transversales (BAEL 91) :

$$\phi_t \geq \frac{\varphi_{L_{\max}}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53\text{cm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 33,67 \times 10^3 \times 0,15}{0,40 \times 400} \times 10^{-2} = 1,18\text{cm}^2$$

Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,355 > 5$$

$$\text{On a : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b_1$$

$$A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 3\phi 8 = 1,51\text{cm}^2 > A_{t,\min} = 1,35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{ou } 5\phi 6 = 1,41\text{cm}^2 > A_{t,\min} = 1,35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

➔ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

h: hauteur de la poutre

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$h' = \text{max} \left(\frac{306}{6}; 30; 40; 60 \right) = 60\text{cm}$$

=> [7 (cadre + étrier) pour 0,60m]

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{\min} = 40 \times \varphi_{L_{\max}}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,4 = 60 \text{ cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 56 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,6 = 70 \text{ cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 64 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}, \dots \text{Alors On adopte: } L_r = 80 \text{ cm}$$

Section	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A _{cal} cm ²	SECTION	A _{RPA} ^{min} cm ²	Ferrailage longitudinal	
								Section cm ²	Choix
30x40	I	449.03	43.12	EIU	12.18	SPC	8,40	12,32	8HA14
	II	239.7	57.36	ACC	7.87	SPC	8,40	9.05	8HA12
	III	289.12	71,67	ACC	9.5	SPC	8,40	12.32	8HA14

Tab IV-8 : Ferrailage des poteaux .

V.3.2.5. Ferrailage numérique des Poteaux: (flexion composé)

V.3.2.6. Vérification vis -à vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus. $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{t28} = 15 \text{ Mpa}$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm ²)	N _{ser} (kn)	M _{ser} (kn.m)	σ _{inf} (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
35x35	178.67	30.08	-0,27	0.288	15	OK

Tab V-9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

V.3.2.7. Les armatures transversales :

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Section	$T_{u.mas}$ kn	τ	$\frac{\tau}{\tau}$	λ_g	ρ_a	$A_{t.cal}$	A_{adop}	t(cm)	t'(cm)	A_t
30x40	33.67	0,31	3,33	5.355	3,75	1.18	1.51 1.41	10	15	3T8 ou 5φ6

Tab V-10 : Ferrailage des armatures transversales.

V.3.2.8. Schéma de ferrailage :

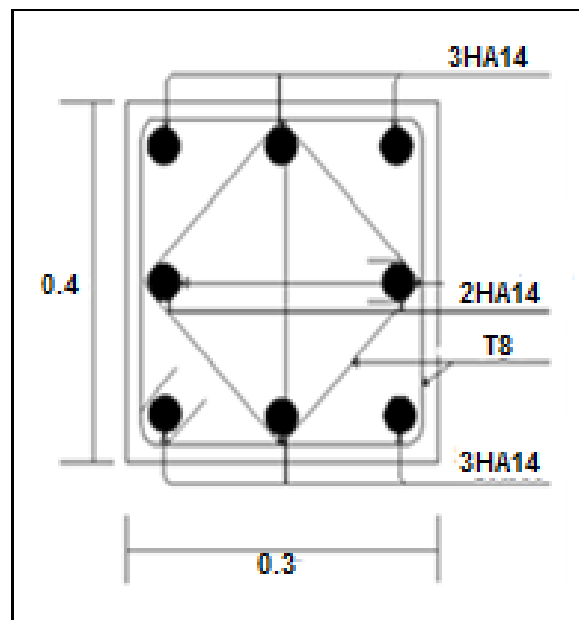


Fig.V-5 : schéma de ferrailage des poteaux.

Ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales sont disposées selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de 10Φ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0.15%

En zone courante 0.10%

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes (**Art 7.7.4.2 RPA/Version2003**):

$$S \leq 1, 5.e$$

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.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$: pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- $20\varnothing$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Ferraillage verticale :

Le calcul se fera pour des barres verticales dont la longueur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right) \text{ Art 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Études des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

A. Section partiellement comprimée : (SPC)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

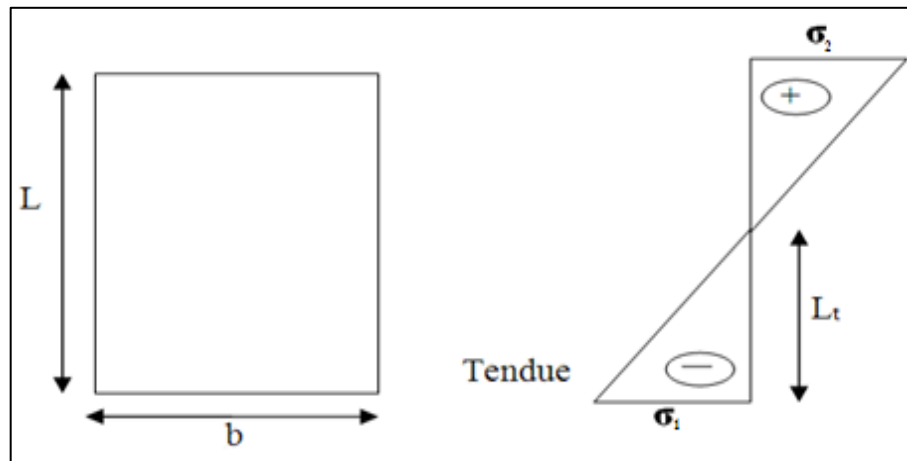


Fig V-7 : Section partiellement comprimée.

S : surface.

I : moment d'inertie.

N : effort normal.

M : moment de flexion.

v : La position de l'axe neutre.

Si : $M > 0$ $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer « L_t » en utilisant les triangles semblables :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_2}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_1}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

Si : $M > 0$ $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_2}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

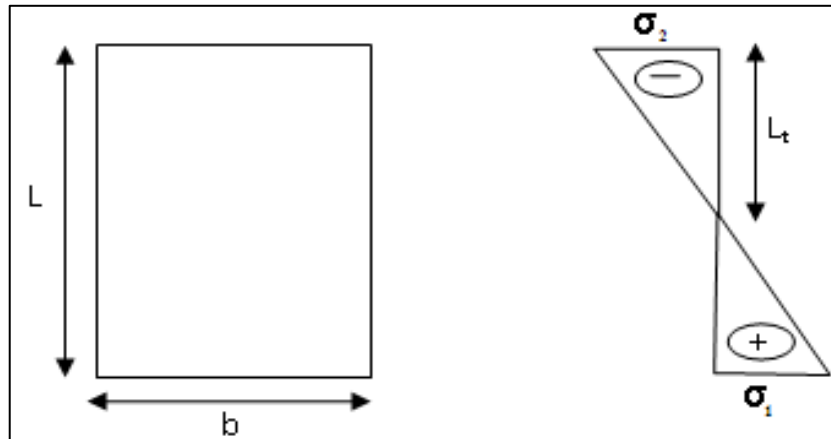


Fig V-8 : Section partiellement comprimée.

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_2 \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

B. Section entièrement comprimée : (S E C)

Dans ce cas on a deux contraintes de compression ($\sigma_1; \sigma_2$) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire est exigée par l' **RPA 99/V2003** (comme section minimale)

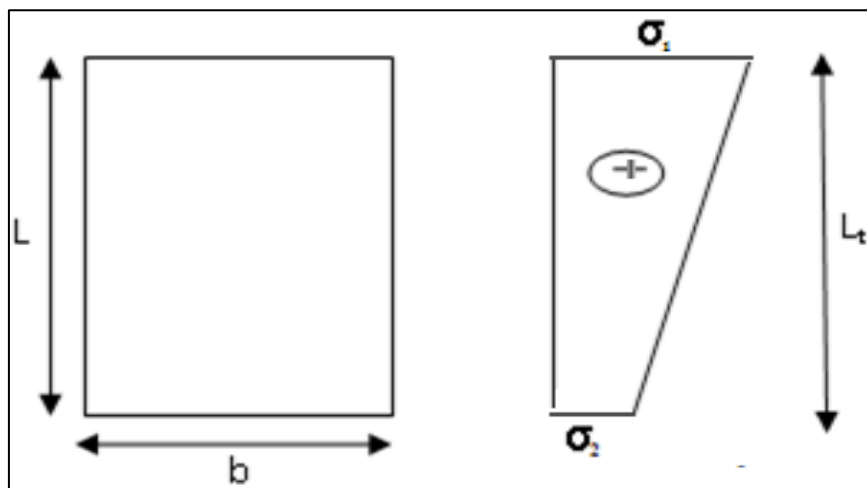


Fig V-9: Section entièrement comprimée.

C. Section entièrement tendue :(S E T)

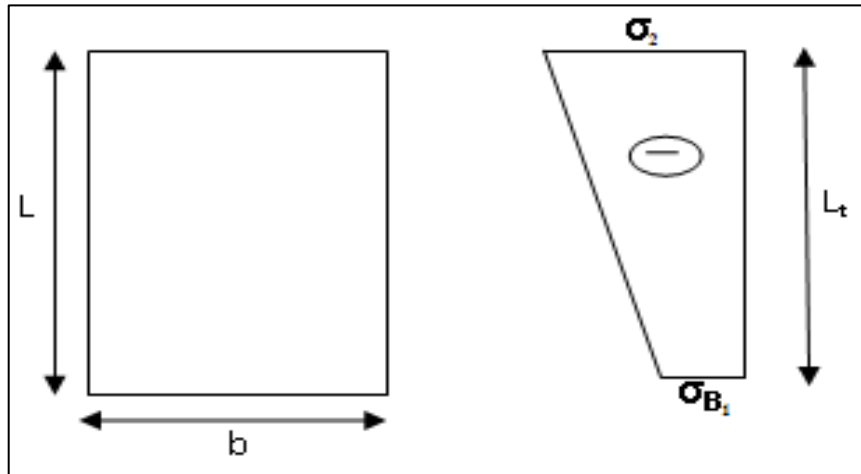
Dans ce cas on a deux contrainte de traction ($\sigma_1; \sigma_2$) la longueur tendue est égale à « L » $\Rightarrow L = L_t$.

L'effort de traction est donnée par :

$$T = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \cdot L \cdot b$$

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$



V.4. Calcul de ferrailage voiles pleins :

V.4.1. Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile:

$A_{\min} = 0.15 \% b \cdot L$ globalement dans la section du voile.

$A_{\min} = 0.10 \% b \cdot L$ dans la zone courante.

Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité de voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

➤ Exemple de calcul :

Voile V4:

$L = 3,60\text{m}$; $b = 0,2\text{m}$; $A = L \cdot b = 0,72\text{m}^2$; $I = (b \cdot L^3) / 12 = 0,777\text{m}^4$; $v = L/2 = 1,80\text{m}$.

$M_{z,\max} = 1872,49 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

$N_{\text{cor}} = 343,47 \text{ KN}$.

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \cdot v = \frac{343,47}{0,72} + \frac{1872,49}{0,77} \cdot 1,80$$

$$\sigma_1 = -3518,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot v = \frac{343,47}{0,72} + \frac{1872,49}{0,77} \cdot 1,80$$

$$\sigma_2 = 5235,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = -3,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 5,24 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{section partiellement comprimée})$$

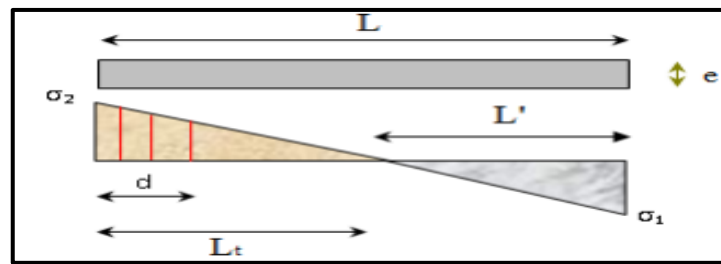


Fig V-10 : Section partiellement comprimée

$$L_t = L \cdot \frac{\sigma_1}{(\sigma_1 + \sigma_2)} = 1,50 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 3,60 - 1,50 = 2,10 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right) = \min\left(\frac{3,40}{2}; \frac{3,98}{3}\right) = 1,40 \text{ m}$$

L'effort de traction est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_2 \cdot L_t \cdot b = 0,5 \cdot 5,235 \cdot 23,150 \cdot 0,2 = 785,28 \text{ KN}$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{785,28 \cdot 1,15}{400} = 22,58 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{\text{cal}}}{2 \cdot L_t} = \frac{22,58}{2 \cdot 1,50} = 7,52 \text{ cm}^2/\text{ml/Face}$$

$$A_{\text{RPA}} = 0,2\% \cdot b \cdot L_t = 0,002 \cdot 20 \cdot 150 = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{\text{RPA}}}{2 \cdot L_t} = \frac{6}{2 \cdot 1,50} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml/Face}$$

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit:

(RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\text{Min}} = 0,15\% \cdot b \cdot L = 0,0015 \cdot 20 \cdot 360 = 10,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Min}}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{\text{Min}}}{2 \cdot L} = \frac{10,80}{2 \cdot 3,60} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml/Face}$$

Donc :

$$A_V(\text{ml/Face}) = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{Min}}) = \text{Max}(7,52; 1,9; 1,5) = 7,52 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2 \cdot 7,52 \cdot (3,60/2) = 27,07 \text{ cm}^2. \text{ (Pour les 2 faces)}$$

En zone courante :

Soit 6HA14+16 HA 12($A_s= 27,34 \text{ cm}^2$).

En zone d'about :

soit. **3HA 14($A_s=9,24\text{cm}^2$).**

➤ **L'espacement :**

➤ En zone courante: $St \leq \min(1,5e;30\text{cm})=30\text{cm}$

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

En zone d'about: $St=St/2 = 20/2= 10 \text{ cm}$

On prend: $St = 10 \text{ cm}$.

$A_{V \text{ adopté}} = 4,62 + 18,10 + 4,62 = 27,34 \text{ cm}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Epaisseur	20(cm)				
	V1	V2	V3	V4	V5
Voile					
L (m)	1,20	3,75	1,20	3,60	1,10
N (KN)	57,07	435,32	64,66	343,47	43,70
M_z (KN.m)	1224,58	1683,87	977,7	1872,49	870,20
σ_1 (MPa)	-2,54	-2,50	-2,02	-3,52	-2,16
σ_2 (MPa)	2,56	4,67	2,05	5,24	2,18
Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L_t (m)	0,59	1,30	0,59	1,50	0,54
A_{cal} (cm^2)	3,75	6,71	2,88	7,52	3,38
A_{RPA} (cm^2)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
A_{min} (cm^2)	1,50	1,50	1,50	1,50	1,5
A_v (cm^2)	4,28	25,16	3,45	27,07	3,71
S_i (about) cm	10	10	10	10	10
S_i (courante) cm	20	20	20	20	20
AS(cm^2)	4.71	27.34	3.93	27.34	3.93
Armatures D'about (cm^2)	2HA10	6HA14	2HA10	6HA14	2HA10
Armatures Courante (cm^2)	4HA10	16HA12	3HA10	16HA12	3HA10

$$\text{➤ pour : } \tau \leq 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_{RPA} = 0.0015.b.L$$

$$\text{➤ pour : } \tau > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_{RPA} = 0.0025.b.L$$

Donc :

$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} > 0,625 \text{ MPa.}$$

$$A_{RPA} = 0,0025.b.L = 0,0025.20.360 = 18 \text{ cm}^2.$$

Alors :

$$A_t = \max (18 \text{ cm}^2 ; 1,04 \text{ cm}^2) = 18 \text{ cm}^2.$$

$$A_t(\text{ml/face}) = 18 / (2 \times 3.60) = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}}(\text{ml/face}) = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

VOILE	V1	V2	V3	V4	V5
L (m)	1,20	3,75	1,20	3,60	1,10
T (KN)	215,72	353,44	143,72	382,39	112,20
τ_u (MPa)	0,35	0,58	0,23	0,62	0,18
A_{BAEL} (cm ²)	0,45	0,74	0,30	0,79	0,23
A_{RPA} (cm ²)	6,00	18,75	6,00	18,00	5,50
A_t (cm ² /ml/face)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
b_0 (cm)	20	20	20	20	20
S_t (cm)	20	20	20	20	20
$A_{\text{adopté}}$ (cm ² /ml/face)	4HA12 4.52cm ²	4HA12 4.52cm ²	4HA12 4.52cm ²	4HA12 4.52cm²	4HA12 4.52cm ²

Tab V-12 : Résultats de ferrailage horizontal.

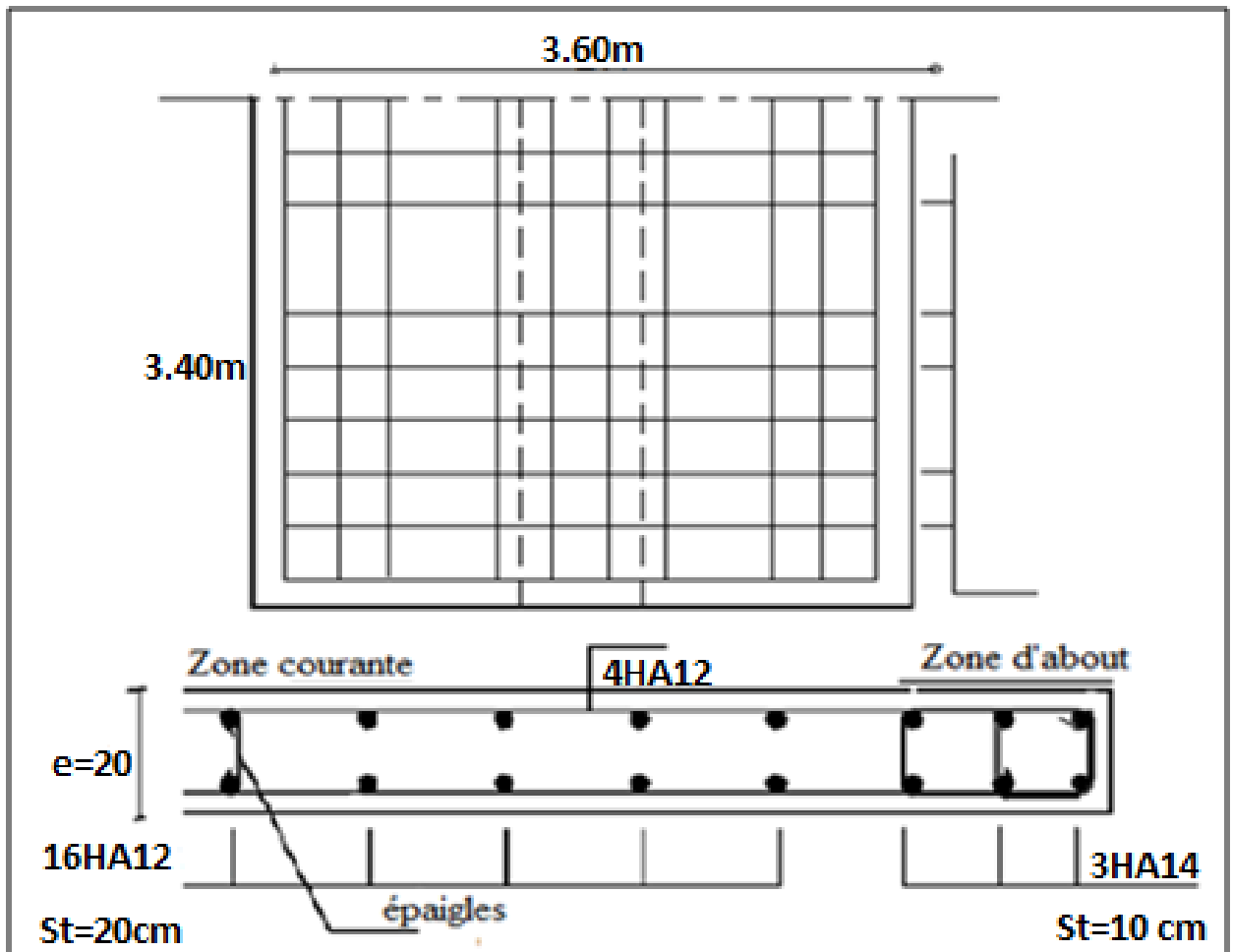


Fig V-11 : Schéma de ferrailage de voile V4.

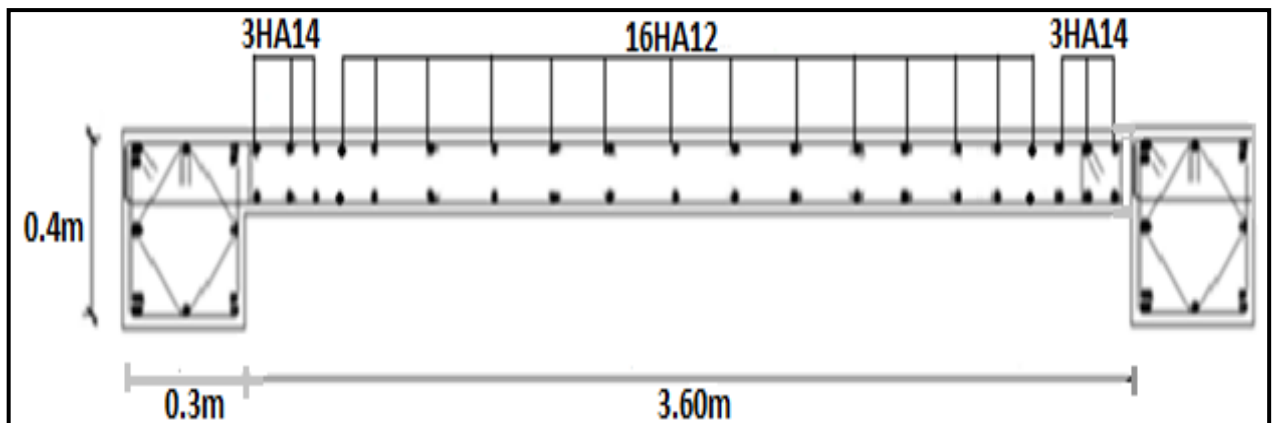


Fig V-12 : Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble Poteau (RDC) et voile V4.

VI.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

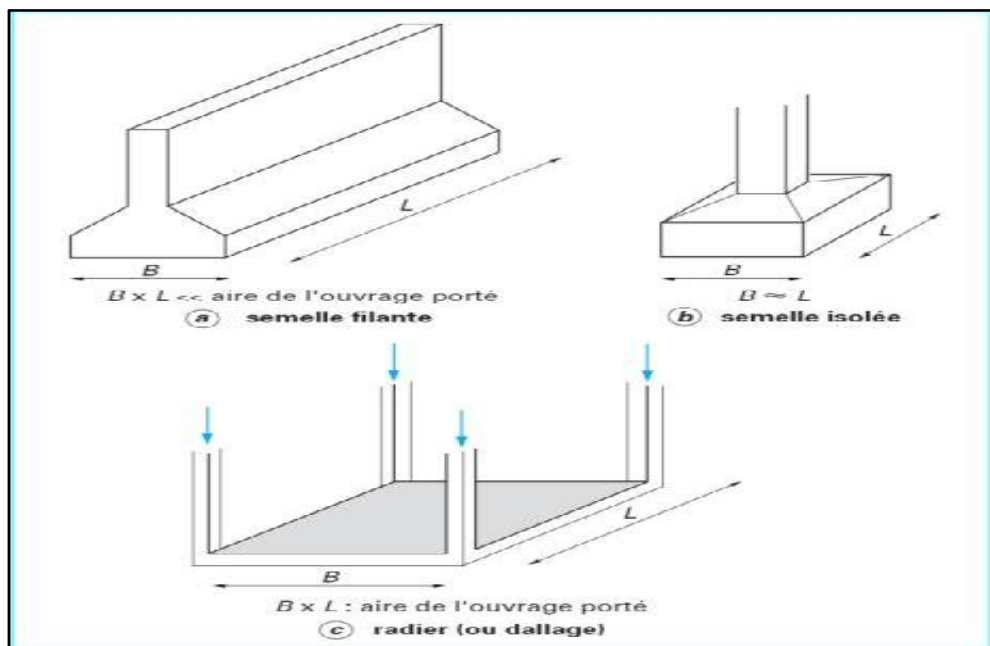
Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2. Différents types de fondations:

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.2.1 Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)

VI.3 Etude du sol:(bureau d'études krazdi kamel)

- Le terrain est plat.
- La contrainte admissible du sol de fondation est de 2.00 bars pour une profondeur de 2.0 m.

VI.4. Déterminations du type de fondation :**VI.4.1.Choix de type de fondation :**

D'après la capacité portante de notre sol ainsi que les charges transmises par la superstructure, nous avons opté pour les fondations superficielles à savoir :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Pour le choix de type de semelle, nous supposons en premier lieu, que les semelles de notre projet sont des semelles isolées sous poteaux et semelles filantes sous voiles pour cela, nous allons procéder à une petite vérification tel que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\%$$

Avec :

$$\text{La surface de la semelle est donnée par : } \bar{f}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S_{\text{semelle}}} \Rightarrow S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\bar{f}_{\text{sol}}}$$

N :Effort normal dû aux charges verticales ($N = 21221.34$ KN).

$$\text{On a : } S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\bar{f}_{\text{sol}}} = \frac{21221.34}{200} = 106.10 m^2$$

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bâtiment}} = 285.57 m^2$

- Vérification :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 0.37 = 37\% < 50\% \Rightarrow \text{Donc on adopte des semelles isolées sous poteaux et}$$

semelles filantes sous voiles.

VI.5 Calcul des fondations :

VI.5.1 Semelle isolé sous poteau :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux (40x40) cm² qui est la plus sollicitée(semelle intermédiaire) :

a) Combinaisons d'actions :

Les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

***Selon le BAEL91 :**

E.L.S : $G + Q$ (Dimensionnement de la semelle).

E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$ (Ferrailage de la semelle).

***Selon l'article 10.1.4.1 du RPA99/version2003 :**

E.L.A : $G + Q \pm E$ (Vérification des contraintes dans le sol).

E.L.A : $0.8G \pm E$ (Vérification de la stabilité de la semelle).

Les efforts internes obtenus par le logiciel Robot Structural Analysais Professional 2014 à la base du poteau le plus sollicité sont donnés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Effort normal N (KN)	Le moment M_x (KN.m)	Le moment M_y (KN.m)
$G < Q$	817.23	5.42	3.5
$1.35G < 1.5Q$	1123.43	7.58	9.82
$G < Q \pm E$	847.11	6.53	15.89
$0.8G \pm E$	671.68	5.99	13.53

Tab VI-1: Les efforts internes à la base du poteau de rive (le plus sollicité).

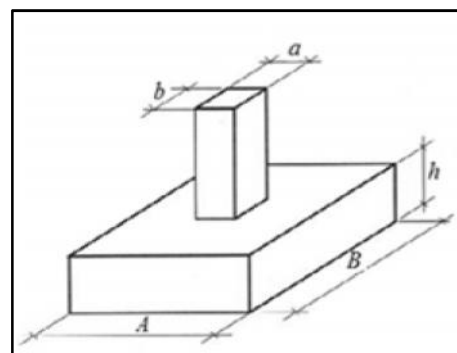
b) Pré-dimensionnement des semelles isolées :

- Calcul à l'ELS :

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{f_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{f_{sol} \times 0.75}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{817.23}{200 \times 0.75}} = 2.32$$

$$A \geq 0.75B \quad A = 1.70m$$



Donc finalement on choisie une semelle de **(2.35 m×1.80m)**

• **Hauteur de la semelle h :**

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \\ \frac{A-a}{4} \leq d \leq A-a \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 0.48 \leq d \leq 1.95 \\ 0.37 \leq d \leq 1.5 \end{array} \right. \quad 0.48 \text{ m} \leq d \leq 1.95 \text{ m soit } d = 0.5 \text{ m Alors :}$$

D'où : $h = d + 0.05 \text{ m} \Rightarrow h = 0.55 \text{ m}$

Avec : A et B : Côtés de la semelle en (m).

a et b : Côtés du poteau en (m).

c) Vérification des conditions de stabilité :

Selon le BAEL91, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = \frac{M_{x,ser}}{N_{ser}} = \frac{5.42}{817.23} = 0.0066 \text{ m} < \frac{A}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.30 \text{ m} \\ e_y = \frac{M_{y,ser}}{N_{ser}} = \frac{3.5}{817.23} = 0.0043 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{2.35}{6} = 0.39 \text{ m} \end{array} \right. \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Selon l'article 10.1.5 du RPA99/version2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = \frac{M_{x,acc}}{N_{acc}} = \frac{6.53}{847.11} = 0.0077 \text{ m} < \frac{A}{4} = \frac{1.8}{4} = 0.45 \text{ m} \\ e_y = \frac{M_{y,acc}}{N_{acc}} = \frac{15.89}{847.11} = 0.019 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{2.35}{4} = 0.58 \text{ m} \end{array} \right. \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des conditions de rigidité :

Le diagramme de répartition est un trapèze sur toute la surface de la semelle, les contraintes maximales \dagger_M et minimales \dagger_m sont données par les formules :

$$\dagger_M = \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} \text{ et } \dagger_m = \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B}$$

La contrainte moyenne est égale à : $\dagger_{moy} = \frac{\dagger_m + 3\dagger_M}{4}$

Avec : $e_{x0} = \frac{M_{x,acc}}{N_{acc}} = \frac{6.53}{847.11} = 0.0077 \text{ m}$

$$e_{y0} = \frac{M_{y,acc}}{N_{acc}} = \frac{15.89}{847.11} = 0.019 \text{ m}$$

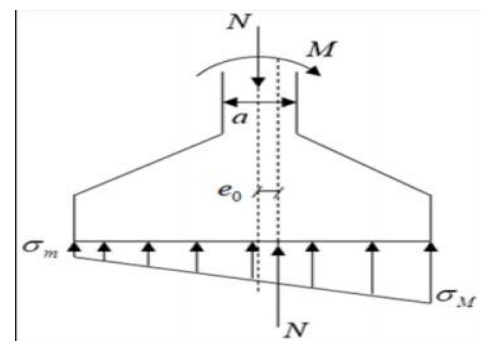


Fig VI-2: Excentrement de la semelle.

- Suivant le sens x :

$$\begin{cases} \tau_M = \left(1 + \frac{6 \cdot e_{x0}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} = 196.98 MPa \\ \tau_m = \left(1 - \frac{6 \cdot e_{x0}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} = 194.15 MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_{moy} = \frac{\tau_m + 3\tau_M}{4} = 196.27 MPa$$

- Suivant le sens y :

$$\begin{cases} \tau_M = \left(1 + \frac{6 \cdot e_{y0}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} = 195.60 MPa \\ \tau_m = \left(1 - \frac{6 \cdot e_{y0}}{B}\right) \frac{N_{ser}}{A \cdot B} = 190.87 MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_{moy} = \frac{\tau_m + 3\tau_M}{4} = 194.41 MPa$$

On doit vérifier que : $\tau_{moy} \leq \bar{\tau}_{sol}$

-Dans le Sens x : $\tau_{moy} = 196.27 MPa < \bar{\tau}_{sol} = 200 MPa \dots\dots$ Condition vérifiée.

-Dans le Sens y : $\tau_{moy} = 194.41 MPa < \bar{\tau}_{sol} = 200 MPa \dots\dots$ Condition vérifiée.

e) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle, l'enrobage des armatures est de 3 cm.

- Calcul à l'ELU : $e_{x0} = \frac{M_{xu}}{N_u} = 0.0067 m$ et $e_{y0} = \frac{M_{yu}}{N_u} = 0.0087 m$

On a : $\begin{cases} \frac{B}{24} = 0.097 m > e_{x0} = 0.0067 m \\ \frac{B}{24} = 0.097 m > e_{y0} = 0.0087 m \end{cases}$

Donc : $d_x \geq \frac{B-b}{4} = 0.48 m$ et $d_y \leq A-a = 1.75 m$

On prend : $d_x = 0.50 m$ et $d_y = 0.55$ ($d_x < d_y$)

• **Les sections d'armatures:**

$$A_x = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e_{x0}}{B}\right) (A - a)}{8 \cdot d_x \cdot \dagger_s} = 21.27 \text{cm}^2 \quad , \dagger_s = 348 \text{MPa}$$

* **Condition de non fragilité:**

Sens X-X :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 11.95 \text{cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{\min} ; A_u\} = 21.27 \text{ cm}^2$$

On adopte : **11HA16** de section **22.12cm²**, avec un espacement $S_t = 16 \text{cm}$

* **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 16 \text{ cm} \quad \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

• **Les sections d'armatures:**

$$A_y = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e_{y0}}{B}\right) (B - b)}{8 \cdot d_y \cdot \dagger_s} = 28.04 \text{ cm}^2 \quad , \text{Avec : } \dagger_s = 348 \text{MPa}$$

Sens Y-Y :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 15.60 \text{cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{\min} ; A_u\} = 28.04 \text{ cm}^2$$

On adopte : **14HA16** de section **28.15 cm²**, avec un espacement $S_t = 17 \text{cm}$.

La hauteur en rive : $e \geq \max(15 \text{cm}; 12W + 6 \text{cm}) = 25.2 \text{cm}$ Soit $e = 26 \text{cm}$.

-Calcul de la longueur d'ancrage : d'après le BAEL91 Article (A.6.1.23)

Pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage, on calcule la longueur de scellement:

$$l_s = \frac{W}{4} \times \frac{f_e}{\dagger_s} \quad \text{avec : } \overline{\dagger_s} = 0.6 \cdot \mathbb{E}_s^2 \cdot f_{tj} \quad (\mathbb{E} = 1.5 \quad \text{pour les barres HA})$$

Donc : $l_s = 0.59 \text{m} > \frac{B}{4} = 0.58 \Rightarrow$ les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes.

f) Vérification du poinçonnement :

Selon l'article 5.2.42 du **BAEL 91**, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_p \leq \overline{N_p} = 0.045 \cdot u_c \cdot h \cdot f_{c28} / \chi_b$$

Avec : N_p : Effort normal de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$$\overline{N_p} = N_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B} \right) \left(1 - \frac{(a+h) \times (b+h)}{A \cdot B} \right) u_c : \text{Le périmètre utile. } (u_c = 2 \times [a + b + 2h])$$

	h (m)	u_c (m)	N_p (KN)	$\overline{N_p}$ (KN)	$N_p / \overline{N_p}$
Sens x	0.55	3.40	918.92	1500	vérifiée
Sens y	0.55	3.40	915.67	1500	vérifiée

Tab VI-2 : Vérification du poinçonnement.

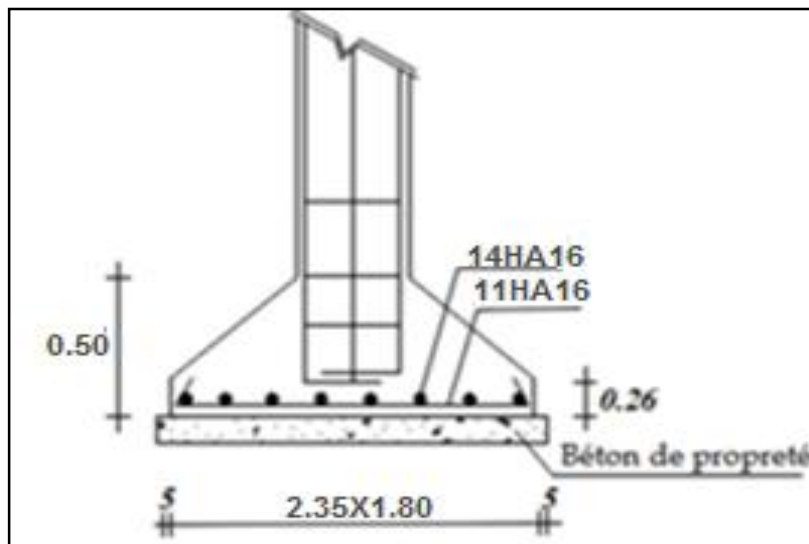


Fig VI-3 : Exemple de ferrailage d'une semelle isolée sous poteau de rive.

Remarque : Suivant les mêmes étapes, on calcule le ferrailage pour les plus sollicitées des semelles d'angle et les plus sollicitées des semelles de rive.

- Les résultats des efforts normaux et les moments obtenus par le logiciel (Robot Structural Analysis Professional 2014) sont résumés dans le tableau suivant :

- Les efforts internes appliqués sur la semelle d'angle et intermédiaire .

Combinaisons	Semelle d'angle			Semelle intermédiaire		
	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
$G < Q$	335.37	4.40	3.50	640.76	4.54	2.21
$1.35G < 1.5Q$	457.48	6.06	4.80	890.85	6.29	3.37
$G < Q \ddot{E} E$	529.88	18.98	3.74	696.56	10.84	3.10
$0.8G \ddot{E} E$	209.74	16.09	3.15	481.32	15.29	2.59

Tab VI-3: Les efforts internes appliqués sur la semelle d'angle et intermédiaire.

Les résultats de calcul de ferrailage pour les semelles les plus sollicitées de rive et d'angle, sont résumés dans les tableaux suivants :

A(m)	B(m)	h(m)	Sens x			Sens y		
			e_0 (m)	A_s (cm ²)	Barres	e_0 (m)	A_s (cm ²)	Barres
1.20	1.50	0.50	0.0132	9.05	8HA12	0.010	6.79	6HA12

Tab VI-4: Ferrailage de semelle d'angle.

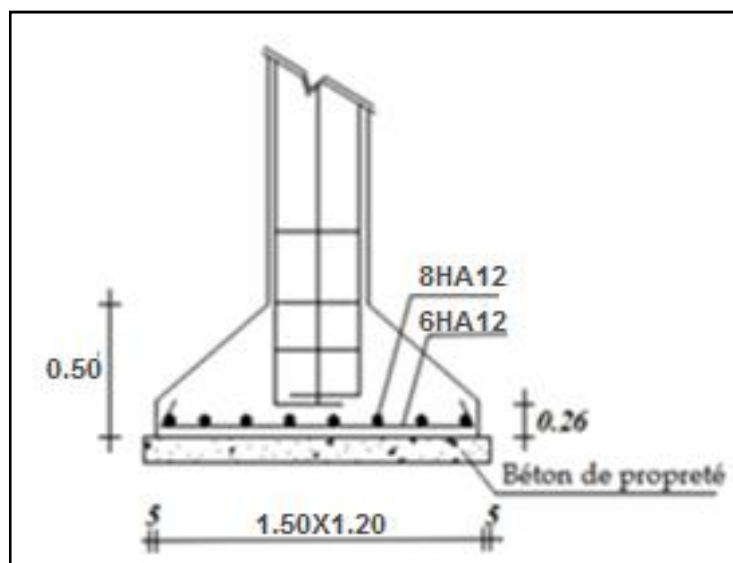


Fig VI-4 : Exemple de ferrailage d'une semelle isolée sous poteau d'angle

- Ferrailage de semelle intermédiaire :

A(m)	B(m)	h(m)	Sens x			Sens y		
			e_0 (m)	A_s (cm ²)	Barres	e_0 (m)	A_s (cm ²)	Barres
1.60	2.10	0.55	0.007	24.13	12HA16	0.004	16.08	8HA16

Tab VI-5: Ferrailage de semelle intermédiaire.

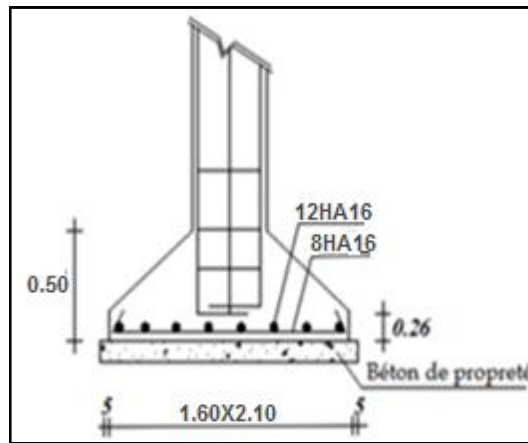


Fig VI-5.: Exemple de ferrailage d'une semelle intermédiaire sous poteau

VI.5.2 Semelles filantes sous voiles :

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

- On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante sous voile d'épaisseur de 20 cm et longueur de 3.75 m.

a) Combinaisons d'actions :

D'après le fichier des résultats du logiciel Robot Structural Analyses Professional 2014 on a :

Combinaisons	Effort normal N (KN)	Le moment M_x (KN.m)	Le moment M_y (KN.m)
$G < Q$	684.15	3.34	2.58
$1.35G < 1.5Q$	750.75	4.61	3.56
$G < Q \ddot{E} E$	777.16	28.12	12.76
$0.8G \ddot{E} E$	443.12	24.45	13.34

Tab VI-6: Sollicitation de la semelle filante sous voile.

b) Pré-dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

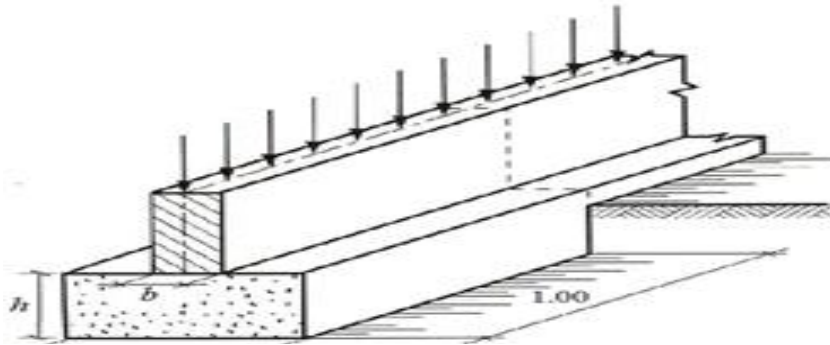
• Calcule à l'ELU : $N_u = \frac{N}{L} = \frac{750.75}{3.75} = 200.2 \text{ KN/m}$

$M_u = \frac{M}{L} = \frac{4.63}{3.75} = 1.23 \text{ KN.m / m}$ D'où : $e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = 0.0061 \text{ m}$

• Calcul à l'ELS : $N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{684.15}{3.75} = 182.44 \text{ KN/m}$

$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{3.34}{3.75} = 0.90 \text{ KN.m/m}$

D'où : $e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0050m$



• **Vérification :**

On a : $\frac{N_{ser}}{\dagger_{sol}} \leq \frac{N_u}{\dagger_{sol}} \Rightarrow 0.91m < 1.001m$; le calcul de largeur B est fait à l'ELU.

Il est vraisemblablement que : $B \geq 6.e_{0u} = 0.036m$, donc que $e_{0u} < \frac{B}{6}$

En prenant au débuter : $B = 1.20 m$

Il faut que : $B \geq \left(1 + 3 \frac{e_{0u}}{B}\right) \frac{N_u}{\dagger_{sol}} = 1.016m$; on adopte : $B = 1.20 m$

-La hauteur utile de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4} = 0.25 m$ soit : $d = 0.30 m$.

On choisit une hauteur totale : $h = 0.35 m$.

c) **Vérification des conditions de stabilité :**

• Selon le BAEL91, on a :

$\frac{B}{6} = 0.2m > e_{0u} = 0.0061m$ (C.V)

• Selon l'article 10.1.5 du RPA99/version2003, on a :

$\frac{B}{4} = 0.3m > e_{0u} = 0.0061m$ (C.V)

d) **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage d'une semelle filante sous voile est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un seul sens : Le sens transversal et sur une bande de 1m.

Avec : $N_{ser} = 182.44 KN/m$, $M_{ser} = 0.9 KN.m/m$

$\frac{B}{24} = 0.05\text{ m} > e_{0,ser} = 0.0061\text{ m} \Rightarrow$ La section d'armatures principales, par unité de longueur,

vaut :

$$A_s = \frac{N_{ser} \left(1 + 3 \frac{e_{0,ser}}{B} \right) (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.05\text{ cm}^2 \quad , \text{Avec : } \sigma_s = 348\text{ MPa}$$

On adopte : **5HA12** de section **5.65cm²**, avec un espacement $S_t = 24\text{ cm}$.

-Les sections d'armatures perpendiculaires à B (les armatures de répartitions) :

$$A_{rep} = A_s \frac{B}{4} = 1.70\text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** de section **3.93cm²**, avec un espacement $S_t = 30\text{ cm}$.

La hauteur en rive : $e \geq \max(15\text{ cm}; 12W + 6\text{ cm}) = 20.4\text{ cm}$ soit $e = 25\text{ cm}$.

e) **Vérification du poinçonnement** : On doit vérifier que : $N_p \leq \overline{N}_p = 0.09 \cdot h \cdot f_{c28} / \alpha_b$

$$D'où : N_p = N_u \left(1 + 3 \frac{e_{0u}}{B} \right) \left(1 - \frac{b + 2h}{B} \right) = 50.81\text{ KN}$$

Donc : $N_p = 50.81\text{ KN} < \overline{N}_p = 525\text{ KN} \dots\dots\dots$ (CV).

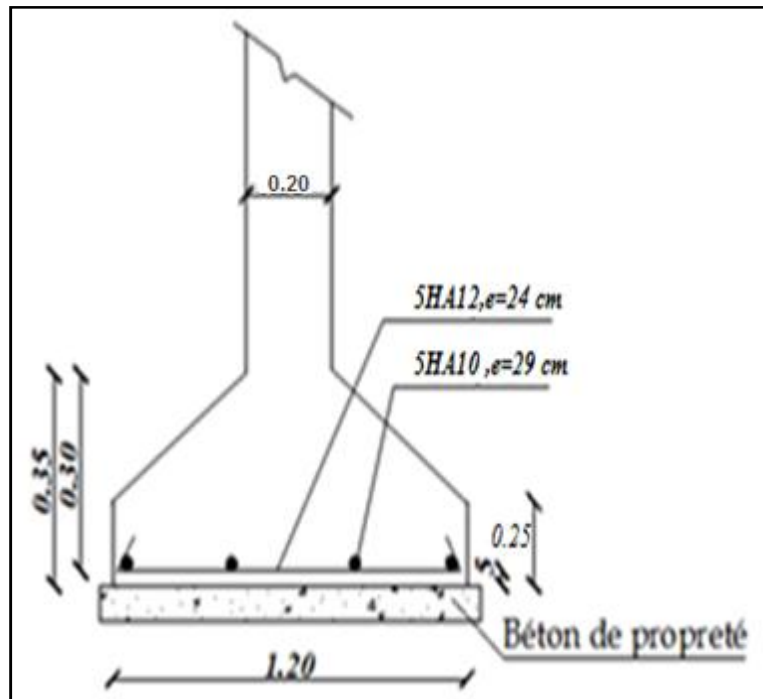


Fig VI-6:Exemple de ferrailage d'une semelle filante sous voiles

VI.6 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles les unes par rapport aux autres.

VI.6.1 Pré-dimensionnement des longrines :

Selon l'article 10.1.1 du **RPA99/version 2003**, Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} : \text{Site de catégorie } S_2 \text{ et } S_3. \\ 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} : \text{Site de catégorie } S_4. \end{array} \right.$$

Dans notre cas on optera pour les longrines de section (25x30) cm²

VI.6.2 Calcul du ferrailage :

D'après le même article du RPA99/version 2003, les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N_{\max}}{r} \right) \geq 20 \text{ KN} \text{ Avec : } N_{\max} : \text{Effort normal de compression maximal apporté par les}$$

points d'appui solidarisés ($N_{\max} = 1123.43 \text{ KN}$).

r : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré

(Site 2, Zone I), Il faut prévoir des armatures minimales.

Donc : $F = 1123.43 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

- Le RPA99/version 2003, préconise une section minimale d'armatures de l'ordre :

$$A_s = 0.6\% b.h = 4.50 \text{ cm}^2 ; \text{On adopte } \mathbf{6HA12} \text{ de section } \mathbf{6.78 \text{ cm}^2}$$

a) Vérification de la condition de non fragilité : Article (B.7.4) du BAEL91

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}.b.d}{f_e} = 0.81 \text{ cm}^2 \text{ Donc : } A_s = 4.50 \text{ cm}^2 \succ A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Les armatures transversales : Elles doivent être telles que

$$w_L \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; w_L \right) \Rightarrow w_L \leq \min \left(\frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 12 \right) \text{ Donc : } w_L \leq 8.57 \text{ mm}$$

-Les armatures transversales seront constituées par des cadres et des étrier senw 8 espacés de :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}; 15w_L) \Rightarrow S_t \leq \min (20 \text{ cm}; 18 \text{ cm}) = 18 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}.$$

VI.6.3 : Schéma de ferrailage

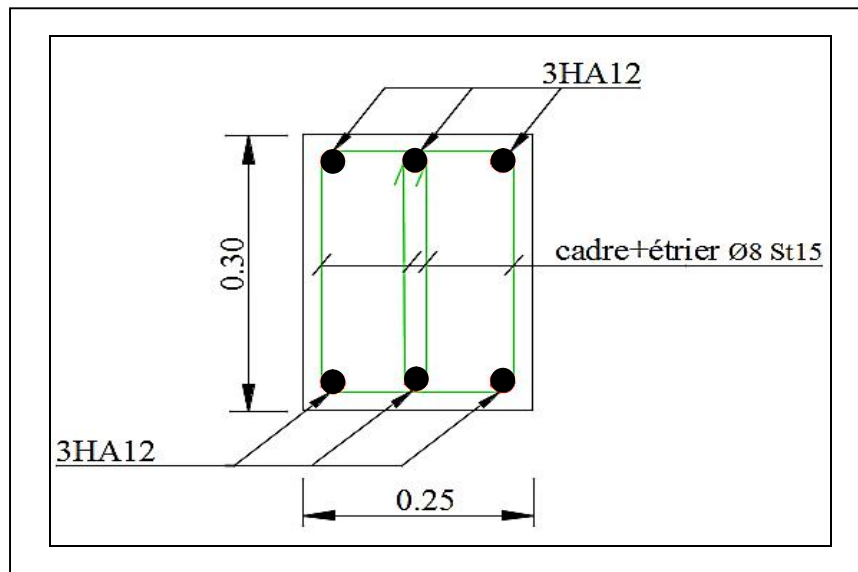


Fig VI-7 : Schéma de ferrailage de longrine.

VI-7 Vérification de tassement : (sous la combinaison $0.8G \pm E$)

La vérification de tassement de la structure sont données dans le tableau suivant :

	$\sum N$ (KN)	$\sum M_x$ (KN.m)	$\sum M_y$ (KN.m)	$e_x = \frac{\sum M_x}{\sum N}$	$e_y = \frac{\sum M_y}{\sum N}$	$\frac{L_x}{4}$	$\frac{L_y}{4}$
0.8G ± E Max	26540.3	744.5	650.2	0.028	0.024	5.85	4.6
0.8G ± E Min	14120.5	53.6	38.2	0.0038	0.0027	5.85	4.6

Tab VI-7: Vérification du tassement.

D'après l'article 10.1.5 du **RPA99/version 2003**, on a :

La condition $\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \right)$, est vérifiée dans les deux sens.

VI.8) Etude du voile périphérique :

VI.8.1) Dimensionnement:

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

La hauteur du voile périphérique = 2,00 m.

VI.8.1.1) Détermination des sollicitations:

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

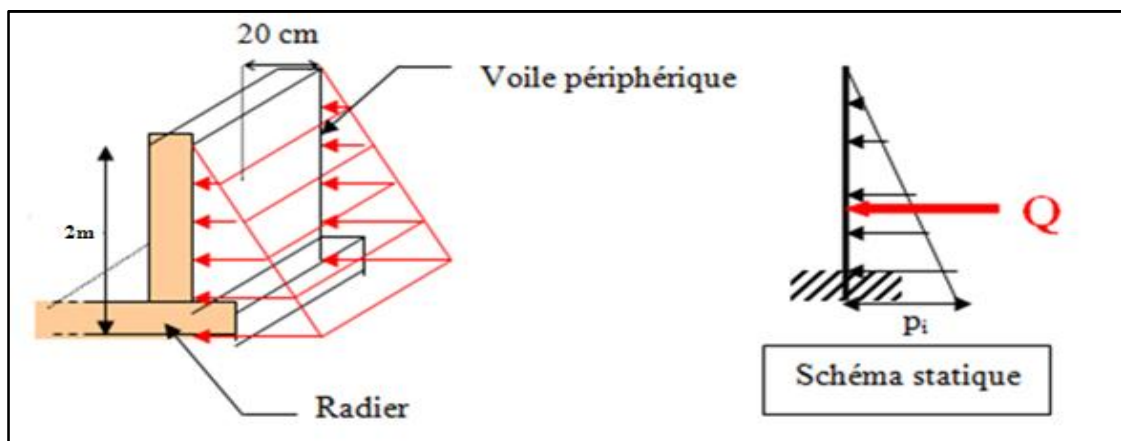


Fig 7-8 : Pression des terres sur le voile périphérique.

VI.8.1.2) Calcul de la force de poussée :

φ : L'angle du frottement de remblai $\varphi = 30^\circ$

γ : poids spécifique du remblai $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

K_a : Coefficient de poussée horizontal.

$H = 2,00\text{m}$

$$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \cdot \cos\beta$$

Pour $\beta = 0^\circ \Rightarrow K_a = tg^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0,33$

$$P_u = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma_s \cdot h^2$$

$$P_u = 0,5 \cdot 0,33 \cdot 18 \cdot 2^2 = 11,88 \text{KN/ml.}$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 4,90\text{m}$ et comme hauteur $l_x = 4,75\text{m}$, ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres). On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

VI.8.1.3) Calcul des moments fléchissant :

- Suivant la direction L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$
- Suivant la direction L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Tel que :

$$\mu_x ; \mu_y : \text{sont des coefficients donnés en fonction de } \mu = \frac{L_x}{L_y}$$

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,75}{4,90} = 0,97 > 0,4 \text{ Le voile porte dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0,0393, \mu_y = 0,934$$

VI.8.1.4) Calcul les moments isostatique :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2 = 0,0343 \times 11,88 \times 4,75^2 = 9,19 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,934 \times 9,19 = 8,59 \text{KN.m}$$

En considérant les encastremets on aura les moments en appuis et en travée suivants :

➤ **Moment en travée** : $M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x}$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0y}$$

➤ **Moment sur appuis** :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \cdot M_x$$

Valeurs des moments sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Sens	Entravée (KN.m)	Enappui (KN.m)
x-x	7,81	2,76
y-y	7,30	2,58

Tab VI.11. Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique.

VI.8.1.5) L'effort tranchant maximal:

$$V = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{11,88 \times 4,75 \times 4,90}{2 \times 4,9 + 4,75} = 5,94 \text{ kN}$$

VI.8.1.6) Ferrailage des voiles :

Le ferrailage se fait pour une bande de **1 m**

En travées :

Sens X-X :

$$M_{tx} = 9,19 \text{ KN.m}$$

VI.8.1.7) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times b \times d_x^2} = \frac{9,19 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,18)^2} = 0,020$$

$$\mu = 0,020 < \mu_{AB} = 0,372$$

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

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow s = \frac{f_c}{s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa} \quad \begin{aligned} &= 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ &\Rightarrow = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}) = 0,025 \end{aligned}$$

$$= 1 - 0,4 = 0,99$$

VI.8.1.7.1) Détermination des armatures :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{s \cdot d_x} = \frac{9,19 \times 10^3}{348 \times 0,99 \times 18} = 1,48 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_{ty} = 8,59 \text{ KN.m}$$

VI.8.1.7.2) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \times b \times d_y^2} = \frac{8,59 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,18)^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_{AB} = 0,372$$

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

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{1,15} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{MPa}$$

$$= 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}) = 0,016$$

$$= 1 - 0,4 = 0,993$$

VI.8.1.7.3) Détermination des armatures :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times d_x} = \frac{8,59 \times 10^3}{348 \times 0,993 \times 18} = 0,95 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Sur appuis:

M ^a (N.m)	μ	μ _l			A ^{cal} (cm ²)
2,76	0,006	0,372	0,008	0,99	0,44

Tab VI.12 Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis.

VI.8.1.7.4) Condition de non fragilité

D'après le BAEL91 Article (B.7.4)

La dalle est appuyée sur ces 4 cotés, avec : 12 cm < h = 20 cm < 30 cm.

On doit avoir pour les armatures inférieures et supérieures.

$$A_x \geq 0 \frac{3 - l_x/l_y}{2} b \cdot h_0 = 0,0006 \frac{3 - 4,75/4,90}{2} \times 100 \times 20 = 1,21 \text{cm}^2$$

$$A_y \geq 0 \cdot b \cdot h_0 = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{cm}^2.$$

VI.8.1.8) Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003:

D'après le RPA 99/version 2003 Article (10.1.1):

$$A_{RPA} = 0,10\% b \cdot h$$

$$A_{RPA} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}^2$$

$$A_{adp} = \max (A_{cal}; A_{min}).$$

A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)

En Travée	Sens xx	1,48	1,21	2	5HA10=3,93
	Sens yy	0,95	1,20	2	5HA10=3,93
Sur Appui		0,44	1,21	2	5HA10=3,93

Tab VI.13 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.

VI.8.2) L'écartement des armatures:

D'après le BAEL91 Article (A.8.2, 42) :

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs maximales données par :

La direction la plus sollicitée : $\min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}.$$

La direction perpendiculaire : $\min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}.$$

D'après le RPA99 Version 2003 Article (10.1.1)

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 20; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$

VI.8.3) Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,264 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_u = 0,264 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

VI.8.4) Disposition des armatures :

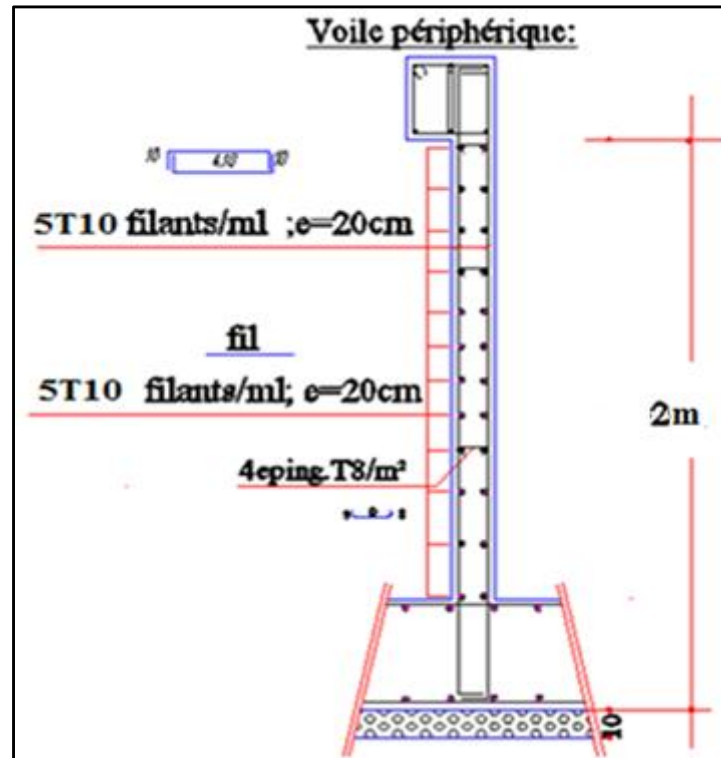


Fig 7-9: Schéma de Ferrailage de voile périphérique.

II-1-PREDIMENSIONNEMENT

II.1.1. Généralités :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93 et B.A.E.L 91mod 99. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment:

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles
- Les escaliers

II.1.2. Les Poutres :

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

$$L_{\max}/15 \leq ht \leq L_{\max}/10.$$

$$ht/2 \leq b \leq ht.2/3$$

ht : hauteur totale de la section de la poutre

b : largeur de la section de la poutre.

L : la longueur de la plus grande portée entre deux appuis.

II.1.2.1) Les Poutres Principales:

$$L_{\max y} = 4.50\text{m} = 450\text{cm}.$$

$$\text{On à : } 450/15 \leq ht \leq 450/10 \Rightarrow 30\text{cm} \leq ht \leq 45\text{cm}.$$

On adopte $ht = 40\text{cm}$.

$$\text{Donc } b \geq (40/2 ; 40 \times 2/3) \Rightarrow b \geq (20 ; 26,66)\text{cm}.$$

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

D'après L' R.P.A 99 version 2003 la condition suivante doit être vérifiée.

Zone sismique I.

1- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$condition vérifiée.

2- $ht \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm}$condition vérifiée.

3- $1/3 \leq h/b \leq 3 \Rightarrow 1/3 = 0,33 \leq 40/30 = 1.33 \leq 3$condition vérifiée

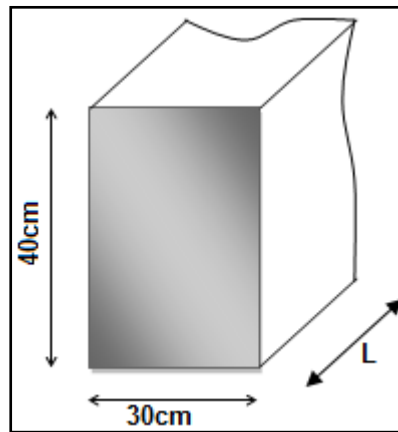


Fig II-1-1: Les poutres principales.

II.1.2.2. Les Poutres Secondaires :

$$L_{\max} = 4,00\text{m} = 400\text{cm}.$$

$$\text{On à : } 400/15 \leq ht \leq 400/10 \Rightarrow 26,66\text{cm} \leq ht \leq 40\text{cm}.$$

On adopte $ht = 35\text{cm}$.

$$\text{Donc } b \geq (35/2 ; 35.2/3) \Rightarrow b \geq (17.5 ; 23.33) \text{ cm}.$$

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

D'après L.R.P.A 99 version 2003 la condition suivent doivent être vérifiée pour
La zone sismique I.

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$condition vérifiée.
- $ht \geq 30\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$condition vérifiée.
- $1/3 \leq h/b \leq 3 \Rightarrow 1/3 = 0,33 \leq 30/30=1 \leq 3$condition vérifiée.

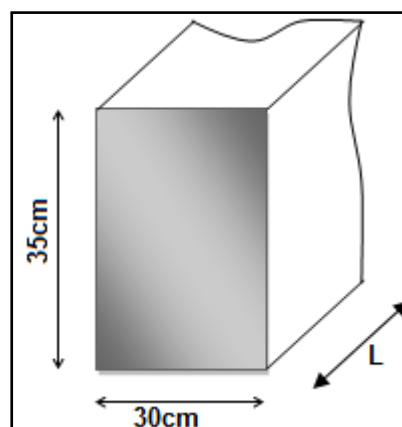


Fig II-1-2: Les poutres secondaires

I.1.3. Les Poteaux :

La section d'un poteau doit respecter la condition suivant : selon l'article (B.8.4) de règle B.A.E.L 91 mod 99

$$\lambda = \frac{Lh}{i} \leq 50 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie.

B : section de béton.

$$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ donc } h \geq \frac{2\sqrt{3 \times 0,707 \times h_e}}{50}$$

he : hauteur d'étage = 3.06 m.

$$h \geq 2\sqrt{3} \times \frac{0,707 \times 3,06}{50} = 0,150 \text{ m} \quad 15\text{cm}$$

On adopte h=30 cm.

$$\lambda = \frac{0,707 \times h_e}{\frac{b}{2\sqrt{3}}} = \frac{0,707 \times 3,06 \times 2\sqrt{3}}{b} \leq 50.$$

$$b = \frac{0,707 \times 3,06 \times 2\sqrt{3}}{50} = 0,150\text{m}$$

On adopte b = 40cm.

La section de poteau adoptée est (b.h) = (40x 30) cm² d'après la condition donnée par l'R.P.A 99version 2003. Zone sismique I

- Min (b ;h) ≥ 25 cm => min (40 x 30) > 25 cm.....condition vérifiée.
- Min (b ;h) ≥ he / 20 => min (40 x 30) ≥ 0,17 m.....condition vérifiée.
- 1 / 4 ≤ b / h ≤ 3 => 1 / 4 < 40 / 30 < 3.....condition vérifiée

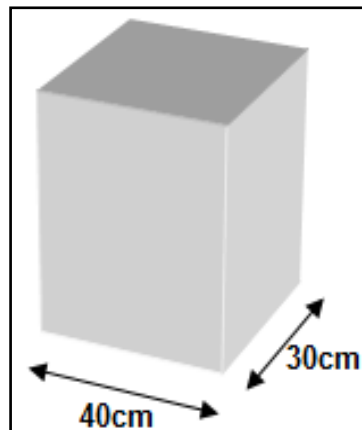


Fig II-1-3:Les poteaux.

II.1.4. Les planchers :

D'après les règles B.A.E.L 91 mod 99 on doit vérifier la condition de la flèche $ht / L \geq 1 / 22,5$ avec :

ht : la hauteur maximale de la section du plancher.

h : la plus grande portée de la poutrelle.

$L_{max} = 4.50$ m.(entre nus).

$ht / L \geq 1 / 22,5 \Rightarrow ht \geq 450 / 22,5 \Rightarrow ht \geq 20$ cm. Donc on adopte $ht = 20$ cm.

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

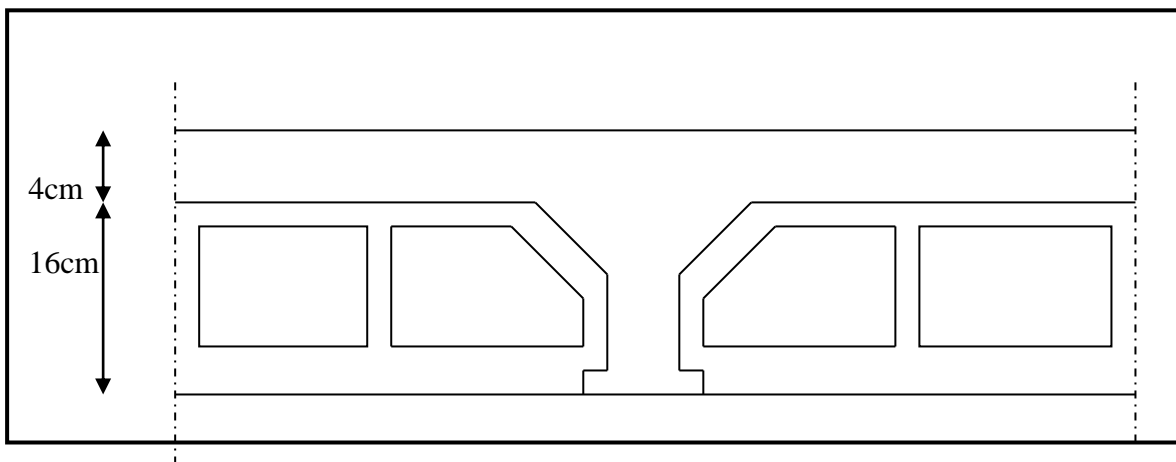


Fig II-1-4: Les planchers

II.1.5. Poutrelle :

On a $b = 2b_1 + b_0$.

$b_0 \geq [0,3 ht ; 0,4 ht]$ avec $ht = 20$ cm.

$b_0 \geq [6 ; 8] \Rightarrow$ on adopte $b_0 = 10$ cm.

$b_1 \geq \min[L/2 ; L_{max}/10]$ tel que : $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55$ cm.

$b_1 \geq \min[55/2 ; 350/10] = \min(27,5 ; 35)$ cm ; on adopte $b_1 = 27,5$ cm.

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

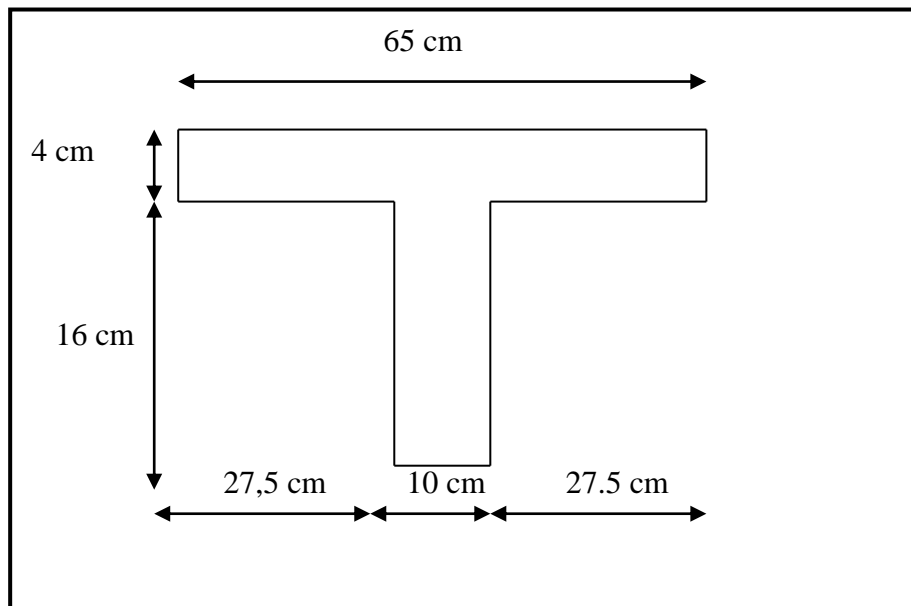


Fig II-1-5: Les poutrelles.

II.1.5. Les escaliers :

A/ Définition :

Un escalier est constitué d'une sécession de gradin, il sert à relier deux niveaux déférents d'une construction.

L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certain facteur, il doit être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à aggraver sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence du pas-d'âne ou une régularité dans son exécution cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron $2h + g = p$: l'amplitude du pas

B/Pré dimensionnement :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de

BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$.

h varie de 14 cm à 20 cm.

g varie de 22 cm à 33 cm.

étage courant :

Hauteur d'étagehe = 3.06 m.

Giron.....g = 30cm

On a: 14, 5 < h < 18

Pour h=16cm on aura 10 marches par volée.

La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l = g(n-1) = 30(10-1) = 270 \text{ cm} = 2.70 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

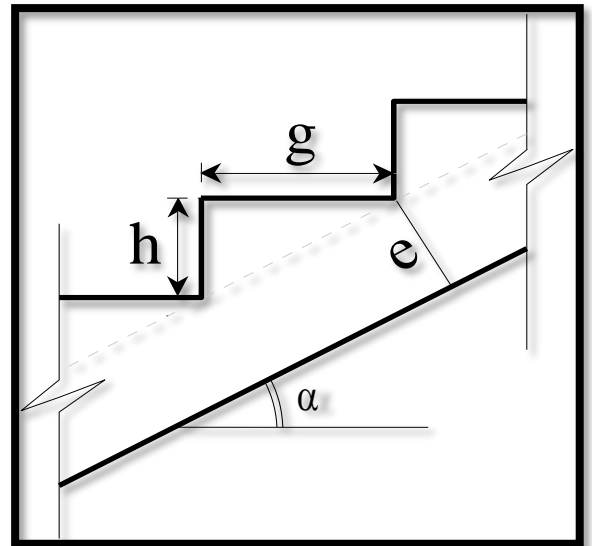
$$\text{tg}\alpha = 153/270 \text{ donc } \alpha = 29.54^\circ$$

La longueur de la paillasse est :

$$L = h/\sin\alpha \quad L = 153/0.49 = 3.12 \text{ m.}$$

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \text{ donc } 10.40 < e < 15.6$$



On prend comme épaisseur : **e = 15cm. Pour la résistance à la flamme selon l' R.P.A**

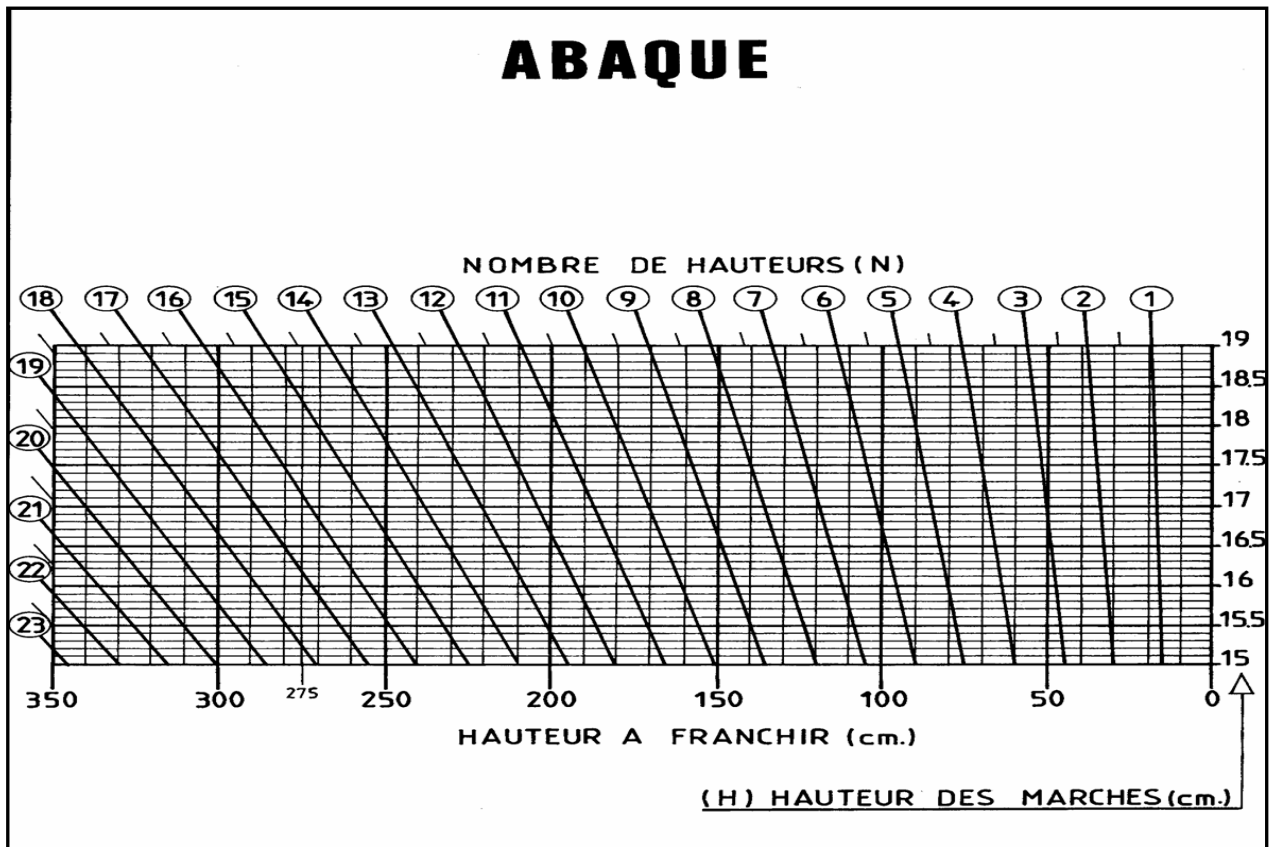


Fig.II-1-6 : Abaque de nombre et hauteur des marches

II.1.6. Les balcons (les consoles) :

A/ Définition :

Notre balcon est considéré comme une dalle pleine, on fait son calcul comme une poutre encastrée d'une seule extrémité.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

B/ Pré dimensionnement :

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \quad L = 125 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{L}{15} = 8.33 \text{ cm}$$

Donc on adopte $h = 15 \text{ cm}$ selon la RPA à résistance de flamme

II.1.7. Acrotère:

-Pré dimensionnement et évaluation des charges :

$$S = (0.60 \times 0.1 + \frac{0.1 \times 0.1}{2} + 0.05 \times 0.1) = 0.07 \text{ m}^2.$$

$$G = 0.07 \times 2500 = 175 \text{ kg/m}$$

$$G = 1.75 \text{ KN/m}$$

$$Q = 0.90 \text{ KN/m}$$

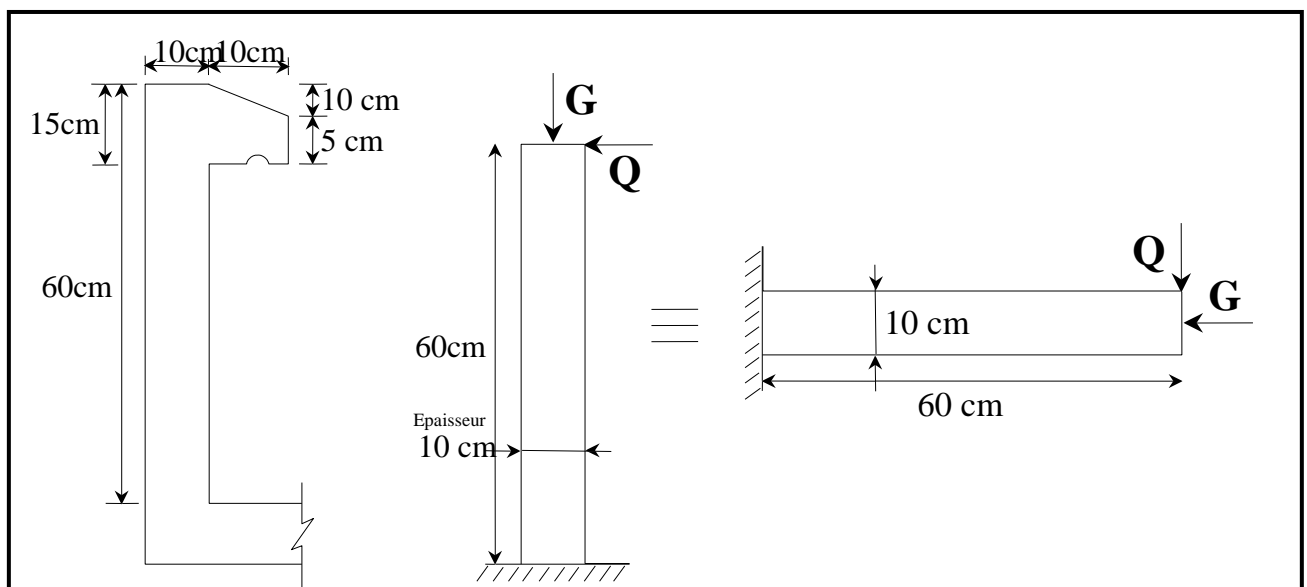
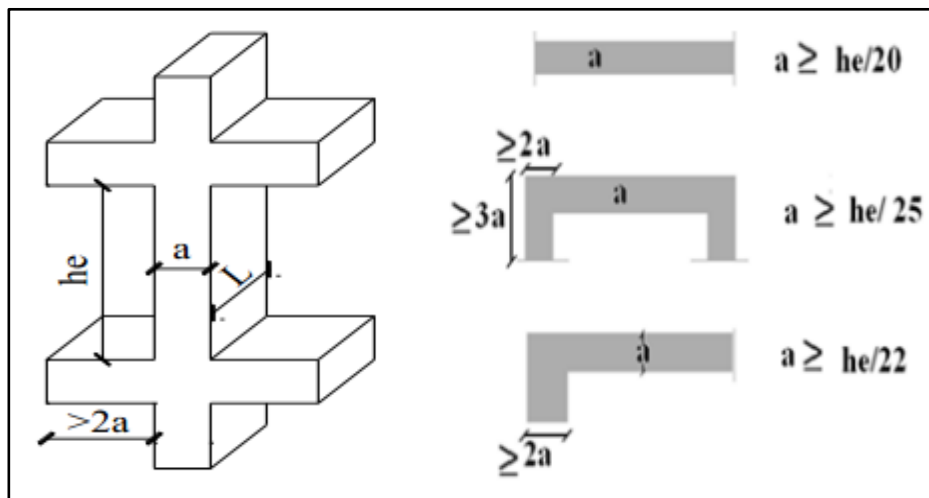


Fig.II-1-7 : Croquet d'acrotère

III.1.8. Les voiles :



FigII-1-8: Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche).

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- ✓ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99/version 2003, article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec

- L : Porté du voile.
- e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

À partir de la hauteur d'étage $h=3.40$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :
 $a \geq \text{Max} (15\text{cm}; h_e/20)$.

Tel que : $h_e = h - h_{\text{poutre}} = 3.40 - 0.40 = 3$ m (hauteurs libres).

Alors $a \geq \max (15; 12; 13.63; 15)$

On adopte une épaisseur des voiles : **$a=20$ m.**

II-2-EVALUATION DES CHARGES :**II.2.1. Les poutres :****A/ Poids des poutres principales :**

$$b \times h \times 25.$$

$$0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ ml}$$

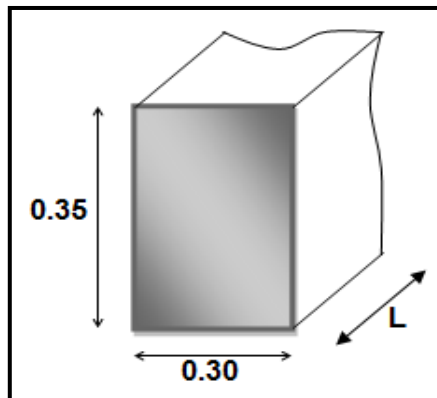
$$\boxed{G = 3.00 \text{ KN/ ml}}$$

B/ Poids des poutres secondaires :

$$b \times h \times 25.$$

$$0,30 \times 0,35 \times 25 = 2.63 \text{ KN / ml}$$

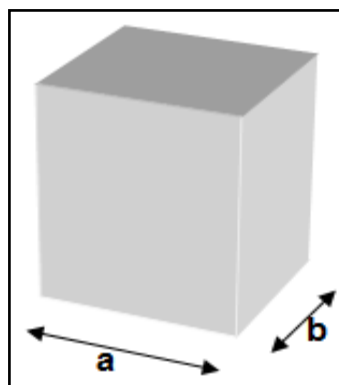
$$\boxed{G = 2.63 \text{ KN / ml}}$$

**Fig.II-2-1:** Section, transversale d'une poutre.**II.2.2. Poids des poteaux :**

$$a \times b \times 25.$$

$$0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN / ml.}$$

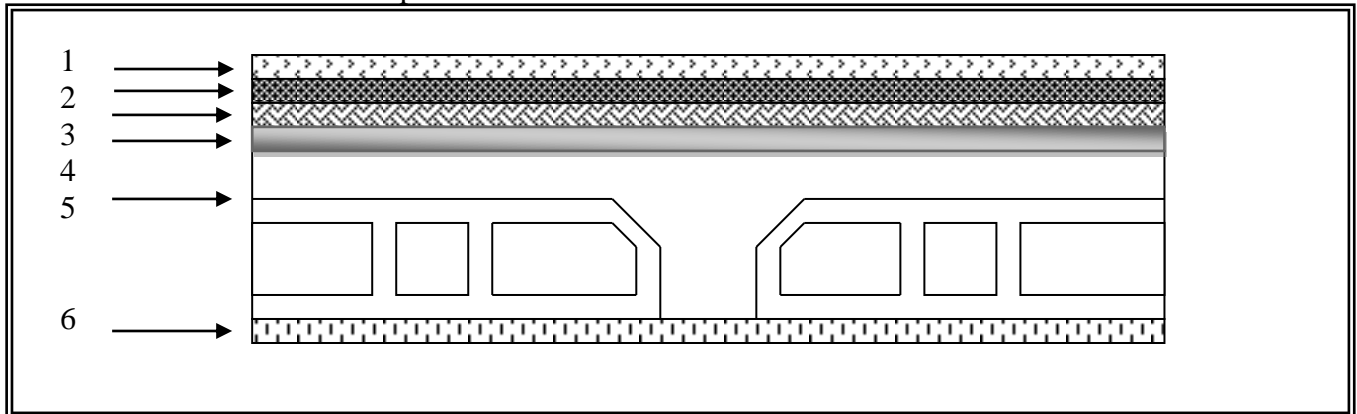
$$\boxed{G = 3.00 \text{ KN / ml}}$$

**Fig.II-2-2:** Schéma d'un poteau

II2.3. Les planchers :**A / Plancher terrasse :**

il se trouve en contact avec une bonne étanchéité.

1. Gravillon (protection hydrostatique).
2. Etanchéité multicouche.
3. Béton (Forme de la pente de 1,5 %).
4. Polystyrène expansé.
5. hourdis corps – creux (16 + 4).
6. Enduit de plâtre.



FigII-2-3: composants d'un plancher terrasse.

Charges permanentes plancher terrasse :

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	$\rho(kN/m^3)$	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
1	<i>Gravillon roulé</i>	0,045	20	0,9
2	<i>Etanchéité</i>	0,02	6	0,12
4	<i>Forme de pente en béton</i>	0,10	22	2,20
6	<i>Isolation thermique (liège)-(polystirène)</i>	0,04	4	0,16
8	<i>Plancher en corps creux (16+4)</i>	0,20	/	2,85
9	<i>Enduit plâtre</i>	0,02	10	0,20
<i>G totale</i>				6,43

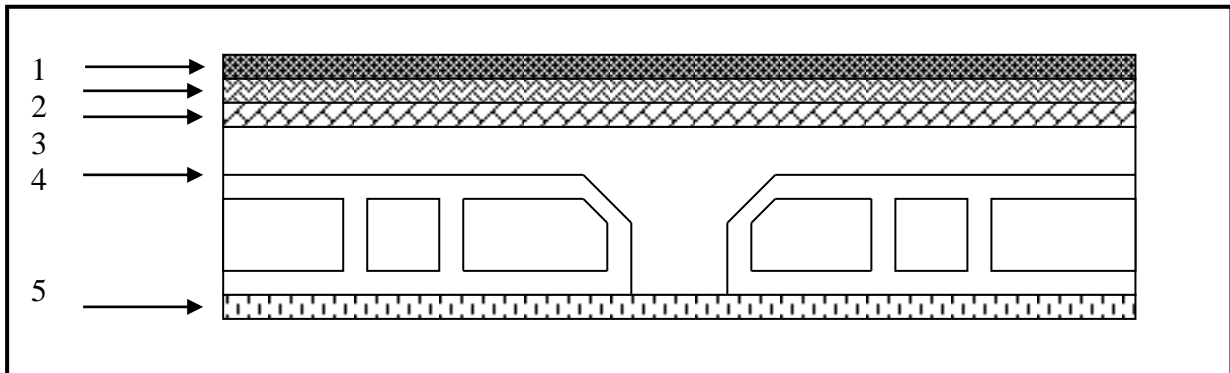
$$\mathbf{G = 6.43 \text{ KN / m}^2}$$

$$\mathbf{Q = 1.00 \text{ KN / m}^2}$$

TabII-2-1: Charge permanente du plancher terrasse.

B/ Plancher étage courant :

1. Carrelage.
2. Mortier de ciment.
3. Couche de sable.
4. Corps – creux (16 + 4).
5. Enduit de plâtre



FigII-2-4: composants d'un plancher courant

Charge permanente :

N	Composants	Épaisseur (m)	ρ (kN /m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,2	/	2,85
5	Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
6	cloison en brique creuse + enduit sur les 2 faces	0,10+ (2x0,02)	/	1,00
G				5,25

$$G = 5.25 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}$$

Tab II-2-2: Charge permanente du plancher courant.

II.2.4. Poids propre des murs extérieurs :

Le mur extérieur est constitué en doubles parois de briques creuses dans les épaisseurs sont (e = 10) cm et (e = 15 cm)[10cm à l'intérieur, 15cm l'extérieur]

Le vide de 5 cm entre parois est utile pour obtenir l'isolation phonique et thermique.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduite de ciment	0,02	20	0,40
2	mur en brique(int)	0,10	/	1.30
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	mur en brique(ext)	0,15	/	1.30
5	Enduit plâtre	0,015	10	0.15
G totale				3.35

Tab II-2-3: Charge permanente du mur double cloison.

Avec 30 % d'ouverture : $3.35 \times 0,7 = 2.34 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\boxed{G = 2.34 \text{ KN} / \text{m}^2.}$$

II.2.5. Poids propre de mur extérieur:

- Mur $e = 15\text{cm}$ $14 \times 0,15 \times 1,50 \times 1 = 3,15 \text{ KN/ml}$
- Enduis en plâtre $e = 01\text{cm}$ $14 \times 0,01 \times 1,5 \times 2 \times 1 = 0,42 \text{ KN/ml}$

$$\boxed{G = 3,57 \text{ KN/m}}$$

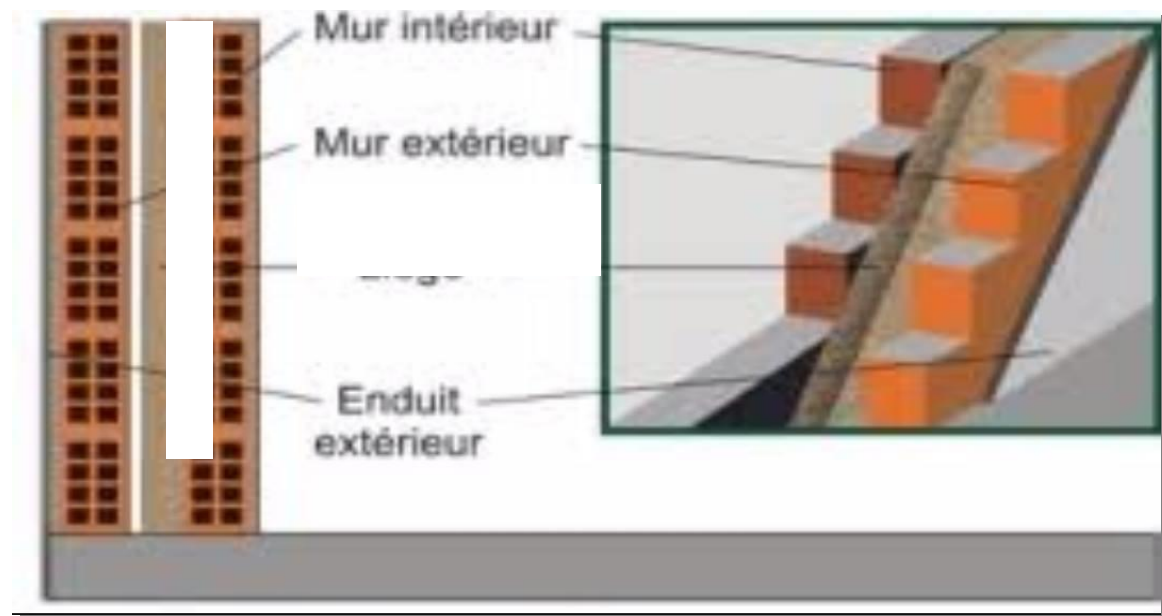


Fig.II-2-5 :Schéma des murs extérieurs

II.2.6. Les escaliers :

A/Paillasse :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	3.26
5	Poids des marches	0.17 / 2	22	1.76
6	Enduit ciment	0.02	20	0.40
			G	6.62

$$G = 6.62 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Tab II-2-4 : Poids propre de la paillasse de l'escalier.

B/Palier :

N°	Composants	Epaisseur r (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	20	0.40
			G	5.35

$$G = 5.35 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Tab II-2-5 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.

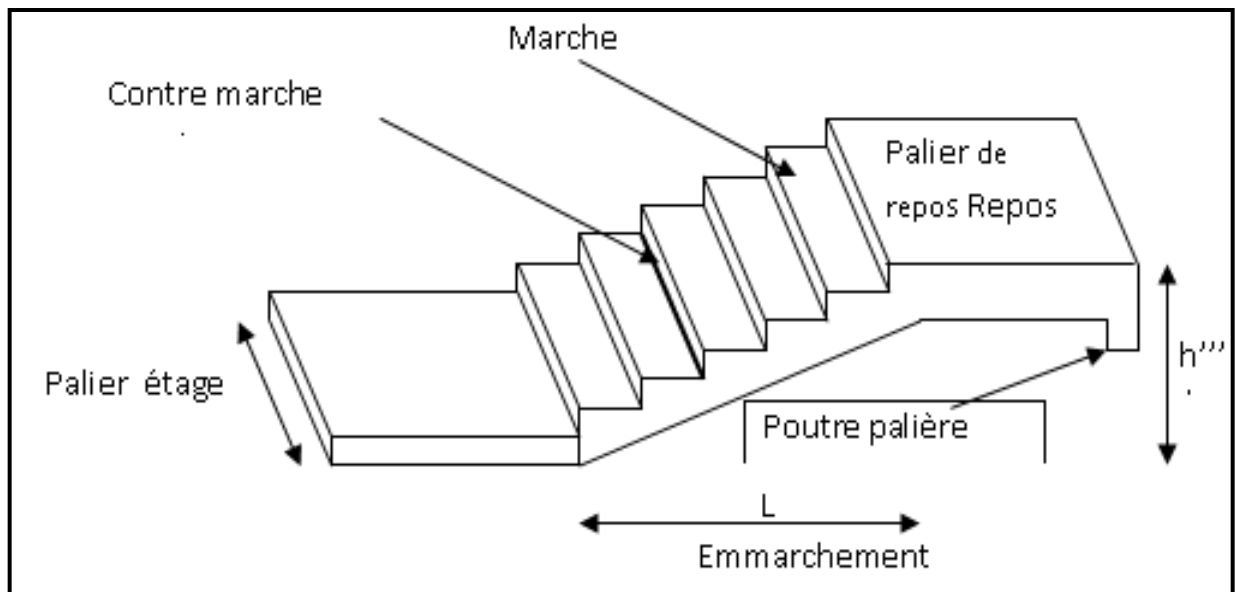


Fig.II-2-6 :Schéma d'un escalier

II.2.6. Balcon :

N°	Composants	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	$0,22 \times 22 = 0,44$
2	Mortier de pose	$0,02 \times 20 = 0,40$
4	Dalle pleine	$0,15 \times 25 = 3,75$
5	Enduit en plâtre	$0,01 \times 14 = 0,14$
	G	4.73KN/m²

$$\boxed{G = 4.73 \text{KN/m}^2} \quad \boxed{Q = 2,50 \text{KN/m}^2}$$

Tab II-2-6: Charge permanente de la dalle d'étage.

II.2.7.L'acrotère:

L'acrotère est un élément complémentaire des planchers-terrasse. Pour l'objectif d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et déprotéger le gravier de la poussée du vent, d'où informe un écran.

II.2.7.1) Charge permanente :

G₁: poids de béton. [KN/ml] :

$$G_1 = 0.07 \times 25 = 1.75 \text{ KN/m}$$

G₂: poids de revêtement [KN/ml] : Pour un revêtement de 2cm

$$G_2 = [(0.02 \times (0.6 + 0.10 + 0.10 + 0.05 + 0.10 + 0.45)) \times 20] = 0.56 \text{ KN/ml}$$

$$\boxed{G = G_1 + G_2 = 1.75 + 0.56 = 2.31 \text{ KN/ml}}$$

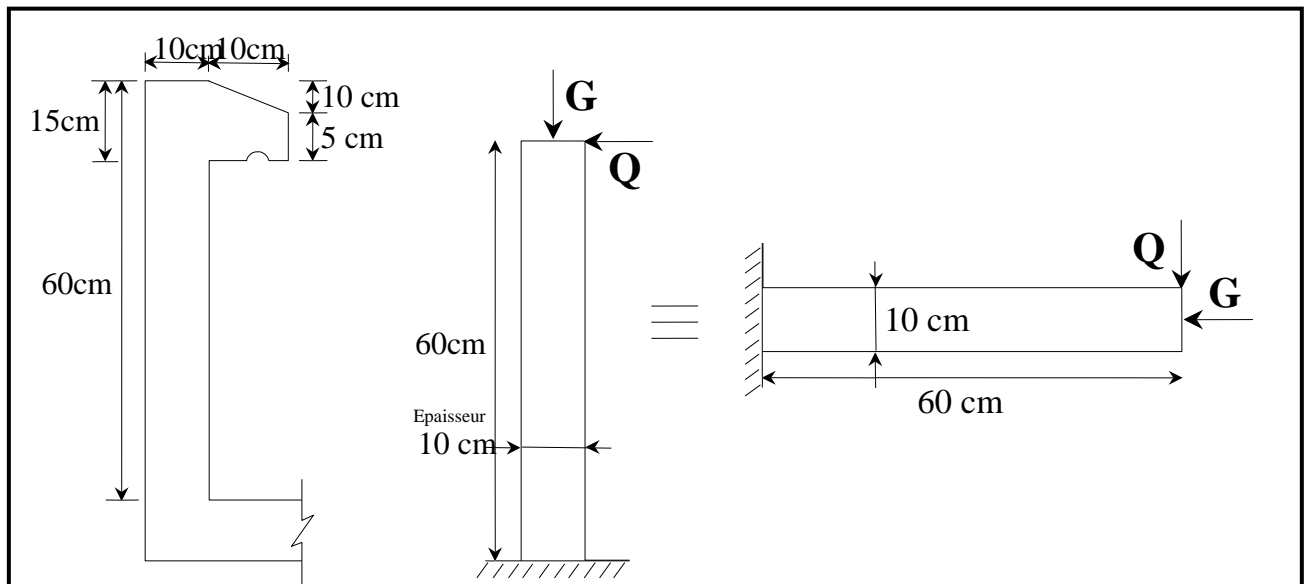


Fig II-2-7: L'acrotère.

II.3.LA DESCENTE DES CHARGES

II.3.1. Définition :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau, refend, ..), les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'au fondation.

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul des dalles et des poutres car il est impossible de tenir compte de la continuité des dalles, des poutres et des poteaux.

Par mesures de simplification les calculs de descente des charges sont faites en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenue compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux :

- 15% pour les poteaux courant de la file centrale d'un bâtiment à deux travées.
- 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans un bâtiment dont au moins il y a trois travées.

Pour les décomptes des murs, le vide des ouvertures est négligé quand la surface de celle – ci est au plus égal à 25% de la surface des murs. Dans le cas contraire la déduction des vides des ouvertures (portes et fenêtres), se fait sous la forme d'un coefficient minoratif égale au rapport de surface des éléments pleins sur la surface totale des murs.

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

- (A-7) : poteau d'angle.
- (C-2) : poteau de rive.
- (E-2) : poteau intermédiaire.

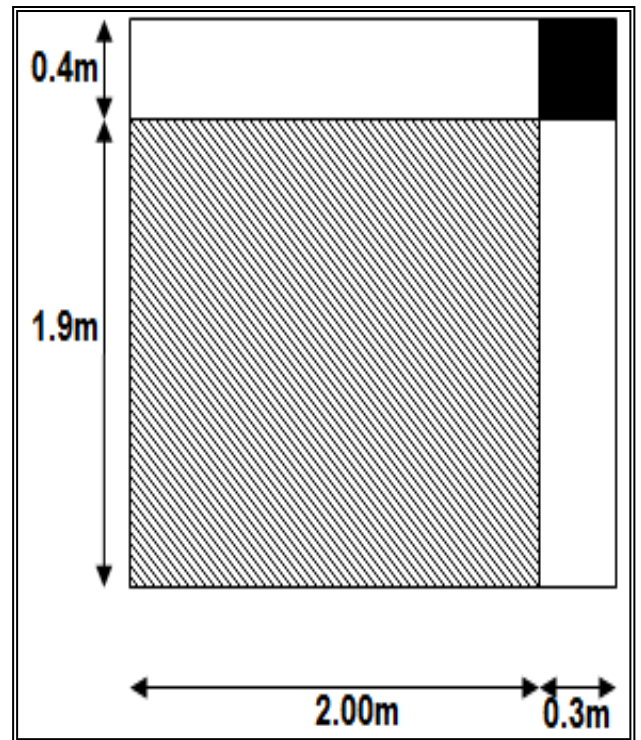
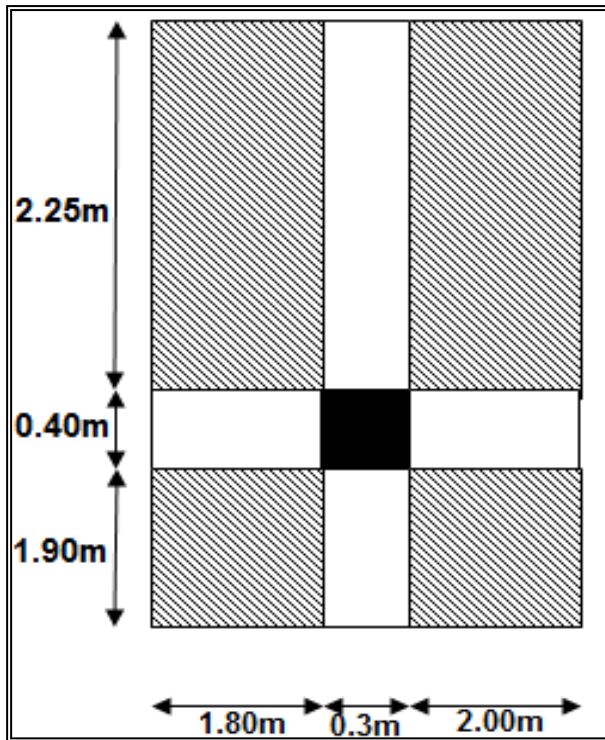


Fig.II-3-1: Croquis d'un poteau d'angle (A-7) **Fig.II-3-2 :** Croquis d'un poteau intermédiaire (E-2)

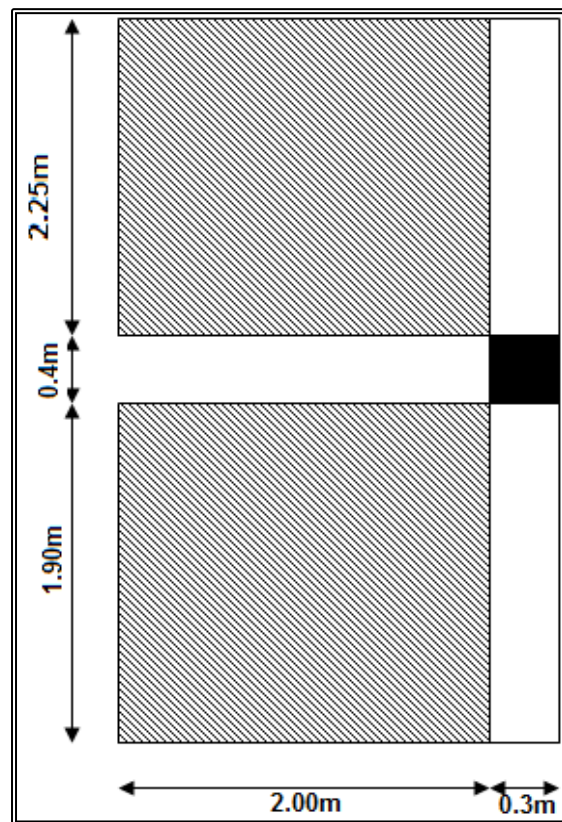


Fig.II-3-3: Croquis d'un poteau de rive (C-2)

II.3.2. Calcul :

Poteau d'angle(A-7):

<i>Section</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q (KN)</i>
<u>Section 1-1 :</u>		
• plancher terrasse : (6,43x2,30x2.30).....	34.02	1(2.30x2.30)
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.9.....	5.70	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x2.0	5.25	0.9x4.6
• l'acrotère : 2.31x (2,30+2.30).....	10.62	
Σ	55.59	9.43
<u>Section 2-2 :</u>		
• poids venant de la section 1-1.....	55.59	
• poids de poteau : (0,4x0,3x25)x3.06.....	9.18	9.43
• poids de mur extérieure : (2.34x2.00x3.06)+(2.34x1.90x3.06).....	27.92	
Σ	92.69	9.43
<u>Section 3-3 :</u>		
• poids venant de la section 2-2.....	92.69	9.43+1,50(1,90
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.9.....	5.70	x
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x2,00.....	5.25	2.00)
• plancher étage : 5,25(1,9x2,00).....	19.95	
Σ	123.55	15.13
<u>Section 4-4 :</u>		
• poids venant de la section 3-3.....	123.55	15.13
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.06.....	9.18	
• poids de mure extérieure : (2.34x2.00x3.06)+(2.34x1.90x3.06).....	27.92	
Σ	160.65	15.13
<u>Section 5-5 :</u>		
• poids venant de la section 4-4.....	160.65	15.13+0.9(1.5(
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.9.....	5.70	1.9x2))
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x2,00.....	5.25	
• plancher étage : (5,25x1,9x2,00).....	19.95	
Σ	171.64	20.26
<u>Section 6-6 :</u>		
• poids venant de la section 5-5.....	171.64	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.06.....	9.18	20.26
• poids de mure extérieure : (2.34x2.00x3.06)+(2.34x1.90x3.06).....	27.92	
Σ	208.74	20.26

<u>Section 7-7 :</u>		
• poids venant de la section 6-6.....	208.74	20.26+0.8(1.5(1.9x2))
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.9.....	5.70	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x2,00.....	5.25	
• plancher étage : (5,25x1,9x2,00).....	19.95	
Σ	239.64	24.82
<u>Section 8-8 :</u>		
• poids venant de la section 7-7.....	239.64	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.06.....	9.18	24.82
• poids de mure extérieure : (2.34x2.00x3.06)+(2.34x1.90x3.06).....	27.92	
Σ	276.74	24.82
<u>Section 9-9 :</u>		
• poids venant de la section 8-8.....	276.74	24.82+0.7(1.5(1.9x2.00))
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.9.....	5.70	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x2,00.....	5.25	
• plancher étage : (5,25x1,9x2,00).....	19.95	
Σ	307.64	28.81
<u>Section 10-10 :</u>		
• poids venant de la section 9-9.....	307.64	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.06.....	9.18	28.81
• poids de mure extérieure : (2.34x2.00x3.06)+(2.34x1.90x3.06).....	27.92	
Σ	344.74	28.81
<u>Section 11-11 :</u>		
• poids venant de la section10-10.....	344.74	28.81+0.6(1.5(1.9x2.00))
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.9.....	5.70	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x2,00.....	5.25	
• plancher étage : (5,25x1,9x2,00).....	19.95	
Σ	375.64	32.23
<u>Section 12-12 :</u>		
• poids venant de la section 11-11.....	375.64	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.40.....	10.2	32.23
• poids de mure extérieure : (2.34x2.00x3.40)+(2.34x1.90x3.40).....	31.03	
Σ	416.87	32.23

G total = 416.87KN

Q total = 32.23KN

Tab II-3-1: Descente des charges d'un poteau d'angle

• **Poteau de rive (C-2) :**

Section	G (KN)	Q (KN)
<p><u>Section 1-1 :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • plancher terrasse : $6,43((2.25+1.90+0.4) \times (0.3+2.00))$..... • poutre principale : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$ • poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 2,00$..... • l'acrotère : $2.31 \times (2.25+0.4+1.9)$..... • balcon : $((1.25 \times (1.55+0.4+1.60)) \times 4.73$..... 	67.29 12.45 5.25 10.51 21.00	1,00x(4.55x2.3) 0.9x4.55 3.5x(3.55x1.25)
Σ	116.50	30.09
<p><u>Section 2-2 :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 1-1..... • poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$..... • poids de mure extérieure : $2.34 \times (1.9+2.25 \times 3.06)$..... 	116.50 9.18 29.72	30.09
Σ	155.40	30.09
<p><u>Section 3-3 :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 2-2..... • plancher étage : $5,25((1.90+2.25) \times 2.00)$..... • poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$..... • poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 2.00$..... • balcon : $((1.25 \times (1.55+0.4+1.60)) \times 4.73$..... 	155.40 43.58 12.45 5.25 21.00	30.09+(1.5(4.15x2.00) 15.53
Σ	237.68	58.07
<p><u>Section 4-4 :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 3-3..... • poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$..... • . poids de mure extérieure : $2.34 \times (1.9+2.25 \times 3.06)$..... 	237.64 9.18 29.72	58.07
Σ	276.58	58.07
<p><u>Section 5-5 :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 4-4..... • plancher étage : $5,25((1.90+2.25) \times 2.00)$..... • poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$..... • poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 2.00$..... • balcon : $((1.25 \times (1.55+0.4+1.60)) \times 4.73$..... 	272.22 43.58 12.45 5.25 21.00	58.07+0.9(1.5(4.15x2.00) 15.53
Σ	358.86	84.81
<p><u>Section 6-6:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 5-5..... • poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$..... • . poids de mure extérieure : $2.34 \times (1.9+2.25 \times 3.06)$..... 	358.86 9.18 29.72	84.81
Σ	397.76	84.81

<u>Section 7-7 :</u>		
• poids venant de la section 6-6.....	397.76	
• plancher étage : $5,25((1.90+2.25) \times 2.00)$	43.58	84.81+0.8(
• poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$	12.45	1.5(4.15x2.00)
• poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 2.00$	5.25	
• balcon : $((1.25 \times (1.55+0.4+1.60)) \times 4.73)$	21.00	
Σ	480.04	15.53
		110.30
<u>Section 8-8 :</u>		
• poids venant de la section 7-7.....	480.04	
• poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$	9.18	110.30
• . poids de mure extérieure : $2.34 \times (1.9+2.25 \times 3.06)$	29.72	
Σ	518.94	110.30
		110.30
<u>Section 9-9 :</u>		
• poids venant de la section 8-8.....	518.94	110.30+0.7(
• plancher étage : $5,25((1.90+2.25) \times 2.00)$	43.58	1.5(4.15x2.00)
• poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$	12.45	
• poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 2.00$	5.25	
• balcon : $((1.25 \times (1.55+0.4+1.60)) \times 4.73)$	21.00	15.53
Σ	601.22	134.545
		134.545
<u>Section 10-10 :</u>		
• poids venant de la section 9-9.....	601.22	
• poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$	9.18	134.545
• . poids de mure extérieure : $2.34 \times (1.9+2.25 \times 3.06)$	29.72	
Σ	640.12	134.545
		134.545
<u>Section 11-11 :</u>		
• poids venant de la section 10-10.....	640.12	134.545+0.6(
• plancher étage : $5,25((1.90+2.25) \times 2.00)$	43.58	1.5(4.15x2.00)
• poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$	12.45	
• poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 2.00$	5.25	15.53
• balcon : $((1.25 \times (1.55+0.4+1.60)) \times 4.73)$	21.00	
Σ	722.4	157.545
		157.545
<u>Section 12-12 :</u>		
• poids venant de la section 11-11.....	722.4	
• poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.40$	10.20	157.545
• . poids de mure extérieure : $2.34 \times (1.9+2.25 \times 3.40)$	33.02	
Σ	765.62	157.545
		157.545

G total =765.62KN

Q total =157.545KN

Tab II-3-2. Descente des charges d'un poteau de rive

• **Poteau intermédiaire (E-2) :**

Section	G (KN)	Q (KN)
<u>Section 1-1 :</u> <ul style="list-style-type: none"> • plancher terrasse : $6,43 \times (4.10 \times 4.55)$..... • poutre principale : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$..... • poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3.8$..... 	119.95 12.45 9.98	$1,00 \times (4.10 \times 4.55)$
Σ	142.38	18.66
<u>Section 2-2 :</u> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 1-1..... • poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$..... 	142.38 9.18	18.66
Σ	151.56	18.66
<u>Section 3-3 :</u> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 2-2..... • plancher étage : $5,25 \times ((1.8+2.00) \times (1.9+2.25))$..... • poutre principale : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$..... • poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3.8$..... 	151.56 82.79 12.45 9.98	$18.66 + 1.5(3.8 \times 4.15)$
Σ	256.78	42.315
<u>Section 4-4 :</u> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 3-3..... • poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$..... 	256.78 9.18	42.315
Σ	265.96	42.315
<u>Section 5-5 :</u> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 4-4..... • plancher étage : $5,25 \times ((1.8+2.00) \times (1.9+2.25))$..... • poutre principale : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$..... • poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3.8$..... 	265.96 82.79 12.45 9.98	$42.315 + 0.9(1.5(3.8 \times 4.15))$
Σ	371.18	64.60
<u>Section 6-6 :</u> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 5-5..... • poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$..... 	371.18 9.18	64.60
Σ	380.36	64.60
<u>Section 7-7 :</u> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 6-6..... • plancher étage : $5,25 \times ((1.8+2.00) \times (1.9+2.25))$..... • poutre principale : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$..... • poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3.8$..... 	380.36 82.79 12.45 9.98	$64.60 + 0.8(1.5(3.8 \times 4.15))$
Σ	485.58	83.52

Section 8-8 :		
• poids venant de la section 7-7.....	485.58	
• poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$	9.18	83.52
Σ	494.76	83.52
Section 9-9 :		
• poids venant de la section 8-8.....	494.76	83.52+0.7(1.5(3.8
• plancher étage : $5,25((1.8+2.00) \times (1.9+2.25))$	82.79	x4.15)
• poutre principale : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$	12.45	
• poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3.8$	9.98	
Σ	599.98	100.08
Section 10-10 :		
• poids venant de la section 9-9.....	599.98	
• poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.06$	9.18	100.08
Σ	609.18	100.08
Section 11-11:		
• poids venant de la section 10-10.....	609.18	100.08+0.6(1.5(3.8
• plancher étage : $5,25((1.8+2.00) \times (1.9+2.25))$	82.79	x4.15)
• poutre principale : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 4.15$	12.45	
• poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3.8$	9.98	
Σ	714.38	114.27
Section 12-12 :		
• poids venant de la section 11-11.....	714.38	
• poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3.40$	10.20	114.27
Σ	724.58	114.27

G total = 724.58 KN

Q total = 114.27KN

Tab II-3-3.Descente des charges d'un poteau intermédiaire

II.3.3.Vérification de section pour le poteau :

Poteau	G(KN)	Q(KN)	$N_u = 1,35G + 1,5Q$	$N_s = G + Q$
A-7	416.87	32.23	611.12	449.10
C-2	765.62	157.545	1269.9	923.17
E-2	724.58	114.27	1173.89	838.85

Tab II-3-4.Vérification de section pour le poteau

- **Poteau d'angle A-1 :**

Br : section réduite du béton.

$$Br : (40.30) = 1200 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{611120}{1,1 \times 14,20} = 39124.20 \text{ mm}^2 \quad 391.24 = \text{cm}^2$$

$$Sp = 1200 \text{ cm}^2 > 391.24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Poteau de rive D-3 :**

Br : section réduite du béton.

$$Br : (40.30) = 1200 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{126990}{1,1 \times 14,20} = 8129.96 \text{ mm}^2 \quad 813 = \text{cm}^2$$

$$Sp = 1200 \text{ cm}^2 > 813 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Poteau intermédiaire B-2 :**

Br : section réduite du béton.

$$Br : (40.30) = 1200 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{1173890}{1,1 \times 14,20} = 75153.01 \text{ mm}^2 \quad 751.53 \text{ cm}^2$$

$$Sp = 1200 \text{ cm}^2 > 751.53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

II.3.4.Vérification du flambement :

- **Poteau d'angle A-7 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b}$$

$$Br = (b-2)(h-2) = (30-2)(40-2) = 1064\text{cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times Lf}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 340}{40} = 20,60$$

Dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \cdot (\lambda/30)^2} = \frac{0,85}{1+0,2(20,60/30)^2} = 0,77$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma b}{\alpha \cdot Fc28} = \frac{611120 \times 0,9 \times 1,5}{0,77 \times 25 \times 100} = 428,577\text{cm}^2$$

$$Br = 1064\text{cm}^2 > 428,577\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Donc, la section adoptée (40.30) cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente et sera valable pour tous les autres poteaux...

- **Poteau de rive C-2 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b}$$

$$Br = (b-2)(h-2) = (30-2)(40-2) = 1064\text{cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times Lf}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 340}{40} = 20,60$$

Dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \cdot (\lambda/30)^2} = \frac{0,85}{1+0,2(20,60/30)^2} = 0,77$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma b}{\alpha \cdot Fc28} = \frac{126990 \times 0,9 \times 1,5}{0,77 \times 25 \times 100} = 890,57\text{cm}^2$$

$$Br = 1064\text{cm}^2 > 890,57\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Donc, la section adoptée (40.30) cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente et se sera valable pour tous les autres poteaux...

- **Poteau intermédiaire E-2 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b}$$

$$Br = (b-2)(h-2) = (30-2)(40-2) = 1064 \text{cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times Lf}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 340}{40} = 20,60$$

Dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \cdot (\lambda/30)^2} = \frac{0,85}{1+0,2(20,60/30)^2} = 0,77$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma b}{\alpha \cdot Fc28} = \frac{1173890 \times 0,9 \times 1,5}{0,77 \times 25 \times 100} = 823,25 \text{cm}^2$$

$$Br = 1064 \text{cm}^2 > 823,25 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc, la section adoptée (40.30)cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente, et sera valable pour tous les autres poteaux.

Liste des symboles

A_s	Aire d'une section d'acier.
A_t	Section d'armatures transversales
B	Aire d'une section de béton.
ϕ	Diamètre des armatures
Q	Charge d'exploitation.
R	Force résultante.
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u	Contrainte ultime de cisaillement.
τ	Contrainte tangentielle
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol.
σ_m	: Contrainte moyenne
G	Charge permanente.
ξ	Déformation relative.
V_0	Effort tranchant a la base.
E.L.U	Etat limite ultime.
E.L.S	Etat limite service
N_{ser}	Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u	Effort tranchant ultime.
T	Effort tranchant, Période.
S_t	Espacement.
λ	Elancement.
e	Epaisseur,
F	Force concentrée.
f	Flèche.
\bar{f}	Flèche admissible.
D	Fiche d'ancrage
L	Longueur ou portée.
L_f	Longueur de flambement..

W	Poids total de la structure.
F_e	Limite d'élasticité de l'acier
M_u	Moment à l'état limite ultime
M_{ser}	Moment à l'état limite de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment sur appuis
M_0	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base
I	Moment d'inertie
f_i	Flèche due aux charges instantanées
f_v	Flèche due aux charges de longue durée.
I_{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées
M	Moment, Masse
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
P	Rayon moyen.
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
K	Coefficient de raideur de sol
δ	Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton
Y	Position de l'axe neutre.
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène
ε	déformation relative
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
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

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي + 5 طوابق, يتم انجازها بولاية خنشلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم I حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي

(ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99).

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات و الجدران الخرسانية) والعناصر الثانوية تم يدويا. في نهاية ، فإن دراسة عناصر البنية التحتية، وهي الأساسات، هو أيضا جزء من هذا المشروع. **كلمات مفتاحية:** برج. خرسانة مسلحة. برنامج الروبو. روافد باعمدة و جدران خرسانية .

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation composée d'un R.D.C + 5 étages qui sera implanté dans la wilaya de Khenchela, classé en zone I selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel :

.(ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONA2014)

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Calcul le ferrailage des éléments résistants et les éléments secondaire manuellement

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Les mots clés : une tour, béton arme, logiciel ROBOT, contreventement mixte.

Summary

The aim of this study is the conception of an for dwelling composer of R.D.C + 5 stages which will be established in the wilaya of Khenchela , classified in zone I according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software:

.(ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONA2014)

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 -Version 2003).

The calculation the reinforcement of all the resistant elements and secondary elements

In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project.

Key words: tower, Reinforced concrete, Robot program, mixed bracing

Sommaire

Introduction générale01

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

I.1.Introduction03

I.2.présentation de l'ouvrage.....03

I.3.caractéristiques des matériaux.....03

I.4. Conception de la structure04

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....06

I.6.Hypothèses de calcul.....11

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges :

II.1.Introduction :12

II.1.Pré dimensionnement :12

II.2.Evaluation des charges:20

II.3. descente des charges :27

Chapitre III :Férrailage des éléments secondaire :

III. Introduction :38

III.1. Balcon.....38

III.2. L'acrotère.....41

III.3.Les escaliers.....47

III.4. Les plancher71

Chapitre IV :Etude sismique :

IV.1.Introduction.....98

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :99

IV.3. Méthodes de calcul :99

IV.4.choit de la méthode de calcul :101

IV.5. modélisation de la structure :102

IV.6.Méthode d'analyse modale spectrale:	107
IV.7.Disposition des voiles :	112
IV.8. Application de la méthode d'analyse modale spectrale:	110
IV.9. Calcul de la force sismique totale :	124
IV.10. Vérification de déplacement	125
IV.11. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	126
IV.12. Conclusion	133

Chapitre V : Ferrailage des éléments de contreventement :

V.1.Introduction :	134
V.2. Hypothèses :	134
V.3.Ferrailage des portiques :	134
V.3.1. Ferrailage des poutres :	134
V.3.2. Ferrailage des poteaux :	144
V.4.Ferrailage des voiles:	164

Chapitre VI :Etude de l'infrastructure :

VI.1.Introduction :	170
VI.2. Différents types de fondations:	158
VI.3. Etude du sol:	158
VI.4. Déterminations du type de fondation.....	171
VI.4.1.Choix de type de fondation.....	171
VI.5 Calcul des fondations	172
VI.5.1 Semelle isolé sous poteau.....	172
VI.5.2 Semelles filantes sous voiles.....	178
VI.6 Calcul des longrines.....	181
VI-7 Vérification de tassement.....	182
VI-8 Etude du voile périphérique.....	184
Conclusion	189