

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA**



Faculté des Sciences et des sciences appliquées  
Département Génie Civil

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté par :

**Saadi Lynda**

**Alloun Lylia**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structure**

**Thème :**

**Etude de la résistance au feu des éléments structuraux d'un bâtiment en béton armé en R+5 usage d'habitation contreventé par un système mixte portique / voile**

**Devant le jury composé de :**

Mr : Kennouche Salim

MCB

UAMOB

Président

Mr: Belaid Amran

MCB

UAMOB

Promoteur

Mr : Aouari Issam

MAA

UAMOB

Examineur

**Année Universitaire 2018/2019**

# Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu de nous avoir gardé en bonne santé et donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*À nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

*À notre promoteur Dr AMRANE Belaid, pour nous avoir proposé ce sujet ainsi que pour nous avoir guidés pour la réalisation de cette étude et sa disponibilité à nous écouter à tout moment, et le soutien scientifique et moral qu'il nous a apporté.*

*À tout le personnel du bureau d'étude EL MOUHANDICINE , qui nous ont apporté leur aide et leur soutien,.*

*À tous les enseignants et le personnel administratif de l'UAMOB qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.*

*Aux membres des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste travail.*

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# Dédicaces

*Je m'incline devant Dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À l'être le plus cher de ma vie Qui m'a soutenue durant tout mon parcours, Qui m'a aidée et encouragée sans cesser de garder toujours espoir*

*À ma chère MAMAN.*

*À l'homme qui m'a toujours guidé vers le droit chemin avec son amour ses sacrifices et encouragements son soutien moral*

*À mon cher Père.*

*À ma cher grand-mère Mamas qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, que dieu la garder pour nous*

*À ma chère sœur Farida et ses deux filles Syrine et Maria*

*À mon cher frère Yacine et ma petite sœur Ouerdia*

*À mon cher oncle Omar qui m'a aidé dans mes études.*

*En fin, je remercie mon amie et mon binôme Saadi Lynda qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail*

*À Vous.*

# Dédicaces

*Je m'incline devant Dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À l'être le plus cher de ma vie Qui m'a soutenue durant tout mon parcours, Qui m'a aidée et encouragée sans cesser de garder toujours espoir*

*À ma chère MAMAN.*

*À l'homme qui m'a toujours guidé vers le droit chemin avec son amour ses sacrifices et encouragements son soutien moral*

*À mon cher Père.*

*À mon cher grand frère Mohamed et toute sa famille*

*À mes chères sœurs Amina et Hanan et leur petite famille.*

*À mon frère Hassan et ma petite sœur Razika*

*À mon fiancé Hicham et sa famille*

*En fin, je remercie mon amie et mon binôme Alloun Lydia qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail*

*À Vous.*

# Symboles et Notations

- $T$  : la température au voisinage de l'échantillon en °C
- $T_0$  : la température initiale
- $t$  : temps en minutes
- $\lambda(\theta)$  : Conductivité thermique du béton.
- $\theta$  : la température (°c)
- $\rho(\Theta)$  : la masse volumique du béton à haute température
- $C(\Theta)$  : la chaleur spécifiques
- $a$  : la diffusivité thermique
- $Q_e$  : la quantité d'eau
- $f_{c90}$  : La résistance a la compression du béton à haute température .
- $\phi_b$  : le coefficient d' affaiblissement du béton
- $f_{cj\theta}$  : désigne la résistance du béton porté à la température  $\theta$ .
- $E_b$  : le module d'élasticité du béton
- $E_{b\theta}$  : l'affaiblissement de module du béton
- $F_{bc\theta}$  : La contrainte de calcul pour la température  $\theta$
- $\phi_s$  : le coefficient d'affaiblissement d'un acier .
- $\sigma_{s\theta}$  : la contrainte de traction à haute température
- $\lambda_s$  : Conductivité thermique de l'acier
- $A_{\theta}$  : la section réduite à chaud de l'acier
- $N_s$  : l'effort totale équilibré de l'acier
- $b_{\theta}$  : la section réduite à chaud du béton
- $N_{bc}$  : L'effort totale équilibré de béton
- $M$  : le coefficient de Massivité
- $N_R$  : la force portante
- $\lambda$  : l'élancement
- $\theta_m$  : la température moyenne
- $N$  : la charge évaluée a partir des combinaison à haute température ( $G + Q + T$ ) .
- $C$  : la position du centre de gravité des aciers chauffés
- $P$  : le pourcentage mécanique pour un acier haute adhérence
- $\alpha$  : la position relative
- $M_{Rw}$  : moment résistant ouest
- $M_{Re}$  : moment résistant est

- $M_{Rt}$  : moment résistant total
- $V_{\theta}$  : l'effort tranchant à haute température
- $\tau_{\theta}$  : la contrainte de cisaillement à haute température
- $A', A_s$  : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
- $A_t$  : Section d'un cours d'armature transversal.
- $A$  : Coefficient d'accélération de zone.
- $a$  : Epaisseur.
- $\alpha$  : Coefficient de la fibre neutre
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $B_r$  : Section réduite.
- $b$  : la largeur (m).
- $C_T$  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
- $C_u$  : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).
- $D$  : Diamètre, dalle
- $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen
- ELS : Etat limite de service.
- ELU: Etat limite ultime.
- $E$  : Module d'élasticité longitudinale, séisme.
- $E_i$  : Module d'élasticité instantanée.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $e_v$  : épaisseur du voile.
- $F$  : Force ou action générale.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
- $f_{ji}$  : la flèche correspondant à  $j$ .
- $F$  : Coefficient de sécurité = 1.5
- $G$  : Action permanente.
- $H$  : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
- $h_t$  : hauteur totale du plancher.
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.
- $h_e$  : hauteur libre d'étage.
- $I$  : Moment d'inertie (m<sup>4</sup>).
- $Q$  : Charge variable.
- $Q$  : Facteur de qualité.
- $q_u$  : charge ultime.

- $q_s$  : charge de service. .
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
- $L_x$  : distance entre nus de poutrelles.
- $L_y$  : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
- $l'$  : longueur fictive.
- $l'_g$  et  $l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
- $M$  : Moment en général.
- $M_a$  : Moment sur appui.
- $M_u$  : Moment de calcul ultime.
- $M_{ser}$  : Moment de calcul de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_0$  : moment isostatique.
- $M_i$  : Moment à l'appui  $i$
- $N_s$  : Effort normal de service.
- $N_u$  : Effort normal ultime
- $N$  : Effort normale du aux charges verticales.
- $n$  : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.
- $N_{Tot}$  : Poids total transmis par la superstructure (KN).
- $P$  : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
- $R$  : coefficient de comportement global.
- $S$  : Section, surface
- $St$  : Espacement des armatures.
- $T$  : Effort tranchant.
- $T_2$ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.
- $V$  : Effort tranchant.
- $W$ : poids propre de la structure.
- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.
- $W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
- $X, Y$  et  $Z$  : Coordonnées en général.
- $Y$  : Ordonnée de la fibre neutre.
- $Z$  : Coordonnée, bras de levier
- $Z$  : profondeur au dessous de la fondation (m).
- $b_0$  : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure.
- $d$  : Hauteur utile.

- $e$  : Excentricité, épaisseur.
- $f$  : Flèche.
- $f_{bu}$  : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R
- $f_e$  : Limite d'élasticité.
- $f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression à «  $j$  » jours exprimée en (MPa).
- $f_t$  : Résistance caractéristique à la traction à «  $j$  » jours exprimée en (MPa).
- $h_t$  : hauteur total du radier (m).
- $h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- $\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'acier
- $\nu$  : Coefficient de poisson
- $\sigma$  : Contrainte normale.
- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité.
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité.
- $\varphi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).
- $\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
- $q$  : chargement KN/ml.
- $\tau_{ultim}$  : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).
- $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).
- $\eta$  : Facteur d'amortissement.
- $\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
- $\mu_l$  : Moment réduit limite.
- $\mu_u$  : Moment ultime réduit.

# SOMMAIRE

DEDICACE.....	I
REMERCIEMENTS.....	II
RESUME.....	III
ABSTRACT.....	IV
ملخص.....	V
SOMMAIRE.....	VI
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES FIGURES.....	XVIII
NOTATIONS ET SYMBOLES.....	XXII
INTRODUCTION GENERALE.....	01
<b>CHAPITRE I: Généralité sur le feu</b>	
I.1. Introduction .....	03
I.2.Terminologie feu et incendie .....	03
I.3 . Déroulement d'un incendie .....	03
I.4. Le développement d'un incendie.....	04
I.5.Les facteurs essentiels de transfert de chaleur dans la structure	05
I.6. Les diverses de justifications d'une structure .....	06
I.7.Modélisation d'un incendie .....	07
I.7.1. Feu normalisé ISO834.....	07
I.7.2. Feu réel .....	09
I.8. Notion de résistance au feu.....	09
I.8.1. Définition de la résistance au feu.....	09
I.9. Principe de vérification des calculs au feu .....	10
I.9.1. L'éclatement du béton .....	10
<b>CHAPITRE II: présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux</b>	
II.1.Présentation de l'ouvrage .....	12
II.1.1.Description de l'ouvrage .....	12
II.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	12
II.1.3 Données sismique de la structure .....	12
II.1.4 Réglementation utilisée .....	12

II.1.5. Les éléments de l'ouvrage .....	13
II.1.6 Hypothèses de calcul .....	14
II.1.6.1.Définition des états limitent.....	14
II.2.Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	16
II.2.1. Caractéristiques mécaniques du béton à température ambiante	16
II.2.1.1. Résistance caractéristique du béton à la compression	16
II.2.1.2 .La résistance caractéristique du béton à la traction	17
II.2.1.3. Module de déformation longitudinale.....	18
II.2.1.4 Module de déformation transversal.....	18
II.2.1.5. Les contraintes limites de calcule .....	19
II.2.1.6. Poids volumique de béton .....	21
II.2.2 .Caractéristiques mécaniques du béton a haute température	22
II.2.2.1 Conductivité thermique du béton .....	22
II.2.2.2 .la masse volumique du béton .....	22
II.2.2.3. la chaleur spécifique du béton .....	23
II.2.2.4. la diffusivité thermique .....	23
II.2.2.5 .la quantité d'eau $Q_e$ .....	23
II.2.2.6 .La résistance a la compression du béton .....	23
II.2.2.7. module d'élasticité du béton .....	24
II.2.2.8. Diagramme contraintes - déformation de béton .....	25
II.2.3. Caractéristiques mécaniques de l'acier à température ambiante	26
II.2.3.1 Généralités.....	26
II.2.3.2	Caractéristiques
géométriques .....	27
II.2.3.3 Caractéristiques mécaniques .....	27
II.2.3.4 Module d'élasticité longitudinale de l'acier .....	27
II.2.3.5 Coefficient de poisson des aciers	27
.....	
II.2.3.6 Les contraintes limites de calcule .....	28
II.2.3.7Diagramme contraintes - déformations de l'acier .....	29
II.2.3.8 Le coefficient d'équivalence .....	30
II.2.4 Caractéristiques mécaniques de l'acier à haute température	31
II.2.4.1 Résistance a la traction d'acier .....	31

II.2.4.2 Diagramme contraintes - déformation de l'acier à l'ELU	31
II.2.4.3 Conductivité thermique de l'acier .....	33
II.2.5                            Nation            de            section            réduite            à	33
chaud .....	
II.2.5.1 Définition .....	33
II.2.5.2 Cas d'une section d'armatures .....	33
II.2.5.3 Cas d'une section de béton .....	34
II.2.6 .Protection des armatures .....	34
II.2.7 .Actions et sollicitations .....	35
II.2.7.1 .Définition des actions .....	35
II.2.7.2 Définition des sollicitations .....	36
<b>CHAPITRE III: pré dimensionnement des éléments et descente de charge</b>	
III.Pré-dimensionnement des éléments .....	37
III.1. Introduction .....	37
III.2.1. Plancher .....	37
III.2.1.1. plancher en corps creux.....	37
III.2.1.2. Poutrelles .....	38
III.2.2. Les balcons .....	40
III.2.3. 1 Acrotère .....	40
III.2.4.Les Poutres .....	41
III.2.4.1. Condition de la résistance d'incendie.....	42
III.2.4.2. Dimention à respecter par les poutres .....	42
III.2.5.Les escaliers.....	44
III.2.6. Les Voiles.....	48
III.2.6. 1Condition de la résistance d'incendie .....	49
III.2.7. Evaluation des charges et des surcharges .....	50
III.2.8. les poteaux .....	55
III.2.8. 1.calcul des surfaces d'influence pour poteau le plus sollicité .....	58
III.2.8.2. estimations des charges e des surcharges revenant .....	60
III.2.8. 3. La loi de dgression .....	61
III.2.8.4. descente des charges .....	62
III.2.8.5. vérification .....	64

### **Chapitre IV: Dimensionnement des éléments secondaires**

IV.1.Introduction .....	67
IV.2.Plancher .....	67
IV.2.1. plancher en corps creux.....	<b>67</b>
IV.2.1.1.etude des poutrelles .....	<b>68</b>
IV.2.1.2.ferraillage de la dalle de compression RDC , etage courant .....	<b>93</b>
IV.2.1.3.ferraillage de la dalle de compression terrasse .....	<b>110</b>
<b>IV.3. Etude du balcon .....</b>	<b>119</b>
IV.3.1.Introduction .....	119
IV.3.2. Evaluation des charges .....	119
IV.3.3. Calcul des sollicitations .....	119
IV.3.4.Calcul du Ferrailage à l'ELU type 01.....	121
IV.3.5. Les vérifications .....	122
IV.3.6.Calcul du Ferrailage à l'ELU type 02 .....	127
IV. 3.7. Les vérifications .....	128
IV.4. étude du l'acrotère .....	132
IV.4.1. Introduction .....	132
IV.4.2.Détermination des sollicitations .....	133
IV.4.3. Calcul de la force sismique F .....	133
IV.4.4.Combinaison de sollicitation .....	134
IV.4.5. Ferrailage de l'acrotère.....	134
IV.4.6. Vérification à l'ELU.....	136
IV.4.7.Vérification à l'E.L.S .....	138
IV.4.8. Vérification de l'acrotère au séisme .....	140
IV.5. Etude de l'escalier .....	142
IV.5.1. Définition .....	142
IV.5.2.Predimensionnement des escaliers.....	142
IV.5.3.Calcul des sollicitation.....	143
IV.5.4.Diagramme des moments et des efforts tranchants .....	148
IV.5.5. Ferrailage type 01.....	150
IV.5.6. Vérifications.....	152
IV.5.7. Diagramme des moments et des efforts tranchants .....	162
IV.5.8.Ferraillage type 02.....	164
IV.5.8.Vérifications.....	166

IV.6. Etude de la poutre palière .....	172
IV.6.1.Introduction .....	172
IV.6.2.Pré-dimensionnement de la poutre palière .....	172
IV.6.3.Chargement de la poutre palière .....	172
IV.6.4.Diagramme des moments et des efforts tranchants.....	174
IV. 6.5.Calcul des armatures .....	175
IV.6.6.Vérification à L'ELU.....	176

### **CHAPITRE V: Etude dynamique et sismique**

V.1.Introduction .....	180
V.2. Objectif de l'étude dynamique .....	180
V.3.Modélisation .....	181
V.3.1.Modélisation mathématique .....	181
V.3.2.Détermination des fréquences et modes propres .....	181
V.4. modélisation de la structure étudiée .....	183
V.4.1.Modélisation de la rigidité.....	183
V.4.2.Modélisation de la masse .....	183
V.4.3.présentation du logiciel de calcul ETABS .....	183
V.4.4.Les différents types d'analyse disponible dans ETABS .....	184
V.4.5. Etapes de modélisation .....	184
V.4.6.Présentation de la vue en 3D .....	186
V.5.Choix de la disposition des voiles .....	186
V.5.1.choix de disposition des voiles .....	187
V.6.caractéristiques géométriques et massique de la structure .....	188
V.6.1.déterminationdes masses et centre de masse par étages .....	188
V.7.Présentationdes résultats de la méthode dynamique spectrale etcommentaires .....	189
V.7.1.Nombre de modes à considérer .....	189
V.7.2 .Modes de vibrations obtenus .....	191
V.7.3. calcul de la période fondamentale .....	192
V.8.Etude sismique de bâtiment .....	193
V.8.1.Choix de la méthode de calcul .....	193
V.8.1.1. Méthode dynamique modale spectrale .....	194
V.8.1.2.Méthode statique équivalente .....	200
V.9.Vérification des exigences de RPA99/2003 .....	204

V.9.1. Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R » .....	204
V.9.2.Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure .....	204
V.9.3.Vérification des déplacements latéraux inter-étage .....	205
V.9.4.Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	206
V.9.5 .Vérification vis a vis de l'équilibre d 'ensemble (renversement ).....	208
V.9.6. Vérification de l'effort normal réduit .....	213

## **CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments principaux**

VI.1. Introduction .....	215
VI.2. Ferrailage des poteaux .....	215
VI.2.1. Introduction .....	215
VI.2.2. Recommandations de l'RPA99/V2003 .....	216
VI.2.3. Les combinaisons des charges .....	216
VI.2.3. Sollicitation de calcul .....	217
VI.2.4. Vérification de l'effort normal réduit .....	218
VI.2.5. Calcul des armatures longitudinales.....	219
VI.2.6. Calcul des armatures transversales des poteaux .....	229
.....	
VI.2.7. Vérification des poteaux à l'ELU .....	230
VI.2.8. Vérification des poteaux à l'ELU.....	231
VI.2.9.Vérification des contraintes a l'ELS .....	232
VI.3. Justification des poteaux vis-à-vis du feu .....	235
VI.4.Ferrailage des poutres .....	241
VI.4.1. Introduction .....	241
VI.4.2. Les combinaisons de calcul .....	241
VI.4.3.Recommandations du RPA99 version 2003 .....	241
VI.4.4. Présentation de la méthode de calcul .....	242
VI.4.5. Ferrailage des poutres .....	245
VI.4.5.1.Poutre principale .....	245
VI.4.5.2.Poutre secondaire .....	247
VI.4.Justification des poutres vis-à-vis du feu .....	253
VI.5.Ferrailage des voiles .....	263
VI.5.1. Introduction .....	263

VI.5.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales .....	264
VI.5.3. Rôle de contreventement .....	264
VI.5.4. Les avantages des voiles .....	264
VI.5.5. Recommandations du RPA99/2003 pour les voiles .....	264
VI.5.6. Combinaisons de calcul .....	266
VI.5.7. Calcul du ferrailage des voiles .....	266
VI.5.7.1. Présentation de la méthode de calcul .....	267
VI.5.7.2. Exemple de calcul .....	268
VI.6. Justification des murs au feu .....	275
<b>CHAPITRE VII : Etude de L'infrastructure</b>	
VII.1. Introduction .....	280
VII.2. Différents types de fondations .....	280
VII.3. Etude de sol .....	280
VII.4. Stabilité des fondations .....	280
VII.5. Facteurs de choix du type de fondation .....	281
VII.6. Choix de type de fondations .....	281
VII.7. les surfaces nécessaires des semelles .....	281
VII.8. Semelles isolées sous poteaux .....	283
VII.8.1. Dimensionnement de la semelle isolé .....	283
VII.8.2. Vérification de la contrainte de sol .....	285
VII.8.3. Vérification de la stabilité au renversement .....	286
VII.8.4. Condition de non-poinçonnement .....	286
VII.8.5. Calcul du ferrailage .....	287
VII.9. Semelle filante sous voile.....	290
VII.9.1. Dimensionnement de la semelle filante .....	290
VII.9.2. Vérification de la stabilité .....	291
VII.9.3. Vérification de la contrainte de sol .....	292
VII.9.4. Calcul de ferrailage .....	292
VII.10. Ferrailage des longrines .....	295
VII.10.1. Pré dimensionnement .....	295
VII.10.2. Armatures longitudinales .....	295
VII.10.3. Armatures transversales .....	296
Conclusion .....	297
Bibliographie .....	298

# SOMMAIRE

# LISTE DES TABLEAUX

## I. Généralité sur le feu :

Tableau I. 1 : valeurs température – temps pour la courbe ISO834 temps (heures)..... 8

## II. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Tableau II. 1: Caractéristiques mécaniques du béton utilisé ..... 21

Tableau II. 2 : l'évolution de ce paramètre avec la température..... 23

Tableau II. 4: les valeurs des contraintes pour la température  $\Theta$ ..... 26

Tableau II. 6: Caractéristiques mécaniques d'aciers utilisés..... 29

Tableau II. 8: les valeurs froid de  $\sigma_s$  en fonction  $10^3 \epsilon_s$  pour un acier HA Fe400..... 32

## III. Predimensionnement des éléments résistants :

Tableau III. 1 : Dimensions à respecter par les poutres ..... 42

Tableau III. 2 : Dimensions à respecter par les voiles..... 49

Tableau III.3: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (Corps creux)..... 50

Tableau III. 4: Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant..... 51

Tableau III. 5: Evaluation de charges permanentes du balcon..... 52

Tableau III. 6: Evaluation de charges permanentes de mur extérieur ..... 52

Tableau III. 7 : Evaluation de charges permanentes de mur intérieur..... 53

Tableau III. 8: Evaluation de charges permanentes de palier..... 53

Tableau III. 9: Evaluation de charges permanentes de paillasse ..... 54

Tableau III. 10 : Evaluation de charges permanentes de volée ..... 54

Tableau III. 11: Evaluation de charges permanentes de l'acrotère ..... 55

Tableau III. 12 : dégression des charges d'exploitation ..... 61

Tableau III. 13: Descente de charge (Poteau C16)..... 62

Tableau III. 14 : récapitulatif de vérification au flambement..... 65

Tableau III. 15: Dimensions à respecter par les poteaux..... 66

Tableau III. 16 : récapitulatif de vérification de résistance à l'incendie ..... 66

#### **IV. Calcul des éléments secondaires :**

<b>Tableau IV. 1</b> : charges et surcharge supporté par la poutelle.....	70
<b>Tableau IV. 2</b> : Valeur des moments et des efforts tranchants .....	71
<b>Tableau IV. 3</b> : Evaluation des charges et des surcharges .....	73
<b>Tableau IV. 4</b> : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELU.....	76
<b>Tableau IV. 5</b> : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELS.....	77
<b>Tableau IV. 6</b> : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELU .....	79
<b>Tableau IV. 7</b> : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELS.....	80
<b>Tableau IV. 8</b> : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELU .....	82
<b>Tableau IV. 9</b> : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELS.....	84
<b>Tableau IV. 10</b> : Valeurs des moments et des efforts tranchants a L'ELU .....	85
<b>Tableau IV. 11</b> : Valeurs des moments et des efforts tranchants a L'ELS .....	85
<b>Tableau IV. 12</b> : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELU .....	96
<b>Tableau IV. 13</b> : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELS.....	98
<b>Tableau IV. 14</b> : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELU .....	99
<b>Tableau IV. 15</b> : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELS.....	101
<b>Tableau IV. 16</b> : Valeurs des moments et des efforts tranchants a L'ELU .....	102
<b>Tableau IV. 17</b> : Valeurs des moments et des efforts tranchants a L'ELU .....	102
<b>Tableau IV.18</b> : température des aciers en travée du plancher étage courant (b=12cm)	
<b>Tableau IV.19</b> : Tableau récapitulatif des sections réduites a chaude.....	114
<b>Tableau. IV.21</b> : calcul des armatures principales.....	121
<b>Tableau. IV.22</b> : calcul des armatures principales.....	127
<b>Tableau IV.23</b> : combinaison des charges .....	134
<b>Tableau IV.24</b> : Tableau récapitulatif des moments .....	143

#### **V. Etude dynamique :**

<b>Tableau V. 1</b> : centre de masse et de rigidité des différents niveaux.....	189
<b>Tableau V. 2</b> : Mode de vibration et participation massique .....	190
<b>Tableau V. 3</b> : Valeurs des pénalités.....	196
<b>Tableau V. 4</b> : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX).....	198
<b>Tableau V. 5</b> : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY).....	198
<b>Tableau V. 6</b> : Combinaisons des réponses modales .....	199
<b>Tableau V. 7</b> : Résumé des résultats .....	203
<b>Tableau V. 8</b> : Les charges reprises par les voiles et par les portiques .....	203
<b>Tableau V. 9</b> : Les charges reprises par les voiles et par les portiques .....	205

<b>Tableau V. 10:</b> vérification de résultante des efforts tranchants a la base .....	206
<b>Tableau V. 11:</b> Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY' .....	207
<b>Tableau V. 12:</b> Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY' .....	208
<b>Tableau V. 13:</b> Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX' .....	211
<b>Tableau V. 14:</b> Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY' .....	211
<b>Tableau V. 15:</b> Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX' .....	212
<b>Tableau V. 16:</b> Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY' .....	216
<b>Tableau V. 17:</b> vérification du renversement.....	218

## **VI. Ferrailage des éléments principaux :**

<b>Tableau VI. 1 :</b> Valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations.....	216
<b>Tableau VI. 2:</b> Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux .....	218
<b>Tableau VI. 3:</b> Vérification de l'effort normal réduit .....	219
<b>Tableau VI. 4:</b> Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul .....	227
<b>Tableau VI. 5 :</b> calcul des sections des armatures longitudinal des poteaux .....	228
<b>Tableau VI. 6:</b> Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux.....	229
<b>Tableau VI. 7:</b> Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales dans les poteaux .....	230
<b>Tableau VI. 8 :</b> Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU .....	231
<b>Tableau VI. 9:</b> Vérification des contraintes .....	231
<b>Tableau VI. 10:</b> Vérification de flambement .....	232
<b>Tableau VI. 13:</b> Température des aciers en travée du poteau (45x45).....	238
<b>Tableau VI.14:</b> Tableau récapitulatif des températures des aciers.....	239
<b>Tableau VI.15 :</b> Tableau récapitulatif des sections réduites a chaude.....	239
<b>Tableau VI.16 :</b> Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.....	245
<b>Tableau VI.17 :</b> Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales.....	245
<b>Tableau VI.18 :</b> Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELS.....	246
<b>Tableau VI.19:</b> Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales.....	246
<b>Tableau VI.20:</b> récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELU.....	246
<b>Tableau VI.21 :</b> Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.....	247
<b>Tableau VI.22:</b> Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres secondaires.....	247
<b>Tableau VI.23 :</b> Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELS.....	247

<b>Tableau VI.24:</b> Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres de la secondaire.....	248
<b>Tableau VI.25:</b> Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELU.....	248
<b>Tableau VI.26 :</b> Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres ...	248
<b>Tableau VI.28:</b> Température des aciers en travée de la poutre principale (b=28).....	255
<b>Tableau VI.30:</b> Température des aciers en travée de la poutre principale (b=32) .....	256
<b>Tableau VI.31:</b> Tableau récapitulatif des températures des aciers.....	256
<b>Tableau VI.32 :</b> Tableau récapitulatif des sections réduites a chaude.....	257
<b>Tableau VI.35 :</b> Température des aciers en travée de la poutre principale (b=28) .....	261
<b>Tableau VI.36:</b> Température des aciers en travée de la poutre principale (b=32).....	261
<b>Tableau VI.37 :</b> Ferrailage verticale du voile.....	272
<b>Tableau VI.38:</b> Choix des barres verticales du voile .....	272
<b>Tableau VI.39 :</b> Choix des barres horizontales du voile.....	272
<b>Tableau VI.40 :</b> Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.....	273
<b>Tableau VI.45 :</b> Tableau récapitulatif des caractéristiques du mur.....	277
<b>Tableau VI.46:</b> Tableau récapitulatif des sections réduites a chaude.....	278

**VII. Etude de L'infrastructure :**

<b>Tableau VII. 1 :</b> Les surfaces revenant aux semelles.....	282
<b>Tableau VII. 2:</b> Sollicitations de poteau le plus défavorable.....	283
<b>Tableau VII. 3:</b> calcul de la section d'armature. ....	293

# LISTE DES FIGURES

## I. Généralité sur le feu :

Figure I.1 : triangle du feu.....	4
Figure I. 2: phases de développement d'un incendie.....	5
Figure I. 3 : courbe nominale du feu conventionnel ISO834.....	8
Figure I. 4 : Exemple de feu naturel.....	9

## II. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux :

Figure II. 1 : Diagramme des déformations limites de la section.....	15
Figure II. 2 : Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	17
Figure II. 3: Evolution de la résistance à la traction $f_{tj}$ en fonction de celle à la compression $f_{cj}$ .....	18
Figure II. 4: Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU. ....	19
Figure II. 5:Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS.....	20
Figure II. 6: la plage l'évolution de conductivité thermique en fonction de la température.....	22
Figure II. 7: la plage l'évolution de coefficient d'affaiblissement en fonction de la Température .....	24
Figure II. 8: la plage l'évolution d'affaiblissement de module de béton en fonction de la Température .....	25
Figure II. 9:modèle mathématique de relation contrainte –déformation du béton en compression aux températures élevées .....	26
Figure II. 10 : Diagramme contrainte déformation réel de l'acier.....	29
Figure II. 11:Diagramme contraintes- déformations réel de l'acier . ....	30
Figure II. 12: diagramme contrainte déformation de l'acier à haute température .....	31
Figure II. 13: Conductivité thermique de l'acier au carbone en fonction de la température ..	33
Figure II. 14 : diagramme des contraintes déformation d'acier.....	34

## III. Predimensionnement des éléments résistants :

Figure III. 1 : Dalle à corps creux.....	37
Figure III. 2 : dimensions des poutrelles .....	39
Figure III. 3: Acrotère.....	40

<b>Figure III. 4 :</b> Dimensions à respecter par les poutres .....	41
<b>Figure III. 5:</b> Dimensions de poutre .....	42
<b>Figure III. 6 :</b> Schéma d'un escalier .....	44
<b>Figure III. 7 :</b> Schéma du volée et du palier type 01.....	46
<b>Figure III. 8 :</b> Schéma de la volée et du palier type 02.....	47
<b>Figure III. 9:</b> coupe de voile en élévation .....	48
<b>Figure III. 10 :</b> Pré dimensionnement des voiles .....	49
<b>Figure III. 11:</b> Coupe de plancher terrasse.....	51
<b>Figure III. 12:</b> Coupe de plancher étage courant .....	51
<b>Figure III. 13:</b> Coupe maçonnerie extérieur .....	52
<b>Figure III. 14:</b> Coffrage du poteau.....	59
<b>Figure III. 15:</b> section appliqué sue le poteau étudié.....	59
<b>Figure III.16:</b> coupe verticale de poteau plus sollicité.....	60

### **III. Calcul des l'élément secondaires :**

<b>Figure IV. 1 :</b> Schéma statique de la coupe du plancher .....	67
<b>Figure IV. 2 :</b> dimension des poutrelles .....	68
<b>Figure IV. 3 :</b> Les schéma statiques des trois types des poutrelles de plancher RDC et étage . Courant.....	69
<b>Figure IV. 4:</b> Le schéma statiques des deux types des poutrelles de plancher terrasse .....	69
<b>Figure IV. 5:</b> Schéma isostatique de la poutrelle .....	71
<b>Figure IV. 6:</b> section transversale de la poutrelle.....	72
<b>Figure IV. 7:</b> Schéma isostatique de la poutrelle .....	75
<b>Figure IV. 8:</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.....	76
<b>Figure IV. 9:</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU. ....	77
<b>Figure IV. 10 :</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELS. ....	78
<b>Figure IV. 11:</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELS. ....	78
<b>Figure IV. 12:</b> Schéma isostatique de la poutrelle .....	78
<b>Figure IV. 13:</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.....	79
<b>Figure IV. 14 :</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	80
<b>Figure IV. 15:</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELS. ....	81
<b>Figure IV. 16:</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELS. ....	81
<b>Figure IV. 17:</b> Schéma isostatique de la poutrelle .....	82
<b>Figure IV. 18 :</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.....	83
<b>Figure IV. 19:</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	83

<b>Figure IV. 20:</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELS. ....	84
<b>Figure IV. 21:</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELS. ....	85
<b>Figure IV. 22 :</b> schéma ferrailage de dalle de compression .....	95
<b>Figure IV. 23:</b> Schéma de ferrailage de poutrelle .....	95
<b>Figure IV. 24:</b> Ferrailage du plancher corps creux .....	95
<b>Figure IV. 25:</b> Schéma isostatique de la poutrelle .....	96
<b>Figure IV. 26:</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.....	97
<b>Figure IV. 27 :</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	97
<b>Figure IV. 28 :</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELS. ....	98
<b>Figure IV. 29:</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELS .....	99
<b>Figure IV. 30 :</b> Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.....	100
<b>Figure IV. 31:</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELU. ....	100
<b>Figure IV. 32:</b> Diagramme de moment fléchissant à L'ELS. ....	101
<b>Figure IV. 33:</b> Diagramme des efforts tranchants à L'ELS. ....	102
<b>Figure IV. 34 :</b> schéma ferrailage de dalle de compression .....	112
<b>Figure IV. 35:</b> Schéma de ferrailage de poutrelle .....	112
<b>Figure IV. 36:</b> Ferrailage de plancher corps creux.....	112
<b>Figure IV.37 :</b> Schéma statique de la poutrelle.....	113
<b>FigureIV.38:</b> Ferrailage de plancher corps creux.....	113
<b>Figure IV.39</b> section transversale de la poutrelle.....	117
<b>FigureIV.40 :</b> Diagramme des déformations limites de la section.....	118
<b>Figure IV.41:</b> Diagramme des déformations limites de la section.....	118
<b>FigureIV.42:</b> schéma de balcon rectangulaire en dalle pleine .....	119
<b>Figure IV.43:</b> Schéma de ferrailage pour le balcon.....	125
<b>Figure IV.44 :</b> schéma de balcon rectangulaire en dalle pleine .....	126
<b>Figure IV.45:</b> Schéma de ferrailage pour le balcon.....	131
<b>FigureIV.46 :</b> coupe verticale de l'acrotère.....	132
<b>Figure IV.47:</b> Schéma statique de l'acrotère.....	132
<b>FigureIV.48 :</b> Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	141
<b>Figure IV.49 :</b> diagrammes des moments et des efforts tranchant a ELU.....	148
<b>FigureIV.50:</b> diagramme des moments et des efforts tranchant a ELS.....	149
<b>FigureIV.51:</b> schéma de ferrailage de l'escalier rez de chaussé.....	157
<b>FigureIV.52 :</b> diagramme des moments et des efforts tranchants a ELU.....	162
<b>FigureIV.53:</b> diagramme des moments et des efforts tranchants a ELS.....	163
<b>FigureIV.54 :</b> schéma de ferrailage escalier étage courant.....	171

<b>FigureIV.55</b> : Schéma statique de la poutre palière .....	172
<b>FigureIV.56</b> : Diagrammes des sollicitations poutre palière (ELU, ELS).....	174
<b>FigureIV.57</b> : Ferrailage de la poutre palière.....	179

#### **IV. Etude dynamique et sismique**

<b>Figure V. 1</b> : schéma de la structure en 3D .....	186
<b>Figure V.2.</b> : disposition des voiles.....	187
<b>Figure V. 3</b> : 1 <sup>er</sup> Mode de translation suivant le sense x x de periode T =0.5809s .....	191
<b>Figure V. 4</b> : 2 <sup>eme</sup> Mode de translation suivant le sense y y de periode T =0.5331s .....	192
<b>Figure V. 5</b> : 3 <sup>eme</sup> Mode de rotation autour de laxe Z de periode T =0.3904s.....	193
<b>Figure V. 6</b> : Présentation de l'effet P-Δ sur la structure .....	207
<b>Figure V. 7</b> : moment de renversement et moment de stabilité .....	209
<b>Figure V. 8</b> : La position des poteaux dans le plan de la structure.....	214

#### **V. Ferrailage des éléments principaux :**

<b>Figure VI. 1</b> : Schéma de ferrailage des poteaux .....	234
<b>Figure VI. 2</b> : la disposition des aciers dans les poteaux .....	236
<b>Figure VI. 3</b> : schéma de Ferrailage de poteau C16 à froid.....	237
<b>Figure VI.4</b> : Ferrailage de la poutre principale.....	251
<b>Figure VI.5</b> : Ferrailage de la poutre secondaire.....	252
<b>Figure VI.6</b> : Travée de poutre principale la plus défavorable.....	253
<b>Figure VI.7</b> : Ferrailage de la poutre principale en travée.....	254
<b>Figure VI.8</b> : Ferrailage de la poutre principale en appuis.....	254
<b>Figure VI.9</b> : diagramme de la contrainte de compression d'aciers.....	259
<b>Figure VI.10</b> : Diagramme des déformations limites de la section.....	259
<b>Figure VI.11</b> : Sollicitations des voiles.....	263
<b>Figure VI.12</b> : Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue.....	269
<b>Figure VI.13</b> : Schéma de ferrailage de voile zone 1.....	273
<b>Figure VI.14</b> : Schéma de ferrailage de voile zone 2.....	274
<b>Figure VI.15</b> : Schéma de ferrailage de voile zone 3.....	274
<b>Figure VI.16</b> : Températures des aciers des murs proches a la face froide.....	275
<b>Figure VI.17</b> : Températures des aciers des murs non coupe feu.....	276
<b>Figure VI.18</b> : schéma de Ferrailage de voile .....	278

#### **VI. Etude de L'infrastructure :**

<b>Figure VII. 1</b> : Représentation des semelles isolées sous poteaux carrée.....	284
<b>Figure VII. 2</b> : Schéma de ferrailage d'une semelle isolé .....	289

<b>Figure VII. 3 :</b> Représentation des semelles isolées sous poteaux carrée.....	290
<b>Figure VII. 4 :</b> Schéma de ferrailage d'une semelle filante sous voile.....	294
<b>Figure VII. 5:</b> Schéma de ferrailage des longrines .....	296

# RESUME

Dans notre société moderne, l'incendie reste un risque permanent qui doit être pris en compte lors de la conception et de la construction des bâtiments. Malheureusement, en Algérie, les bureaux d'études techniques et les règles de calcul des structures en béton armé ne prennent pas en compte ce risque. L'objectif de ce projet vise justement à prendre ce risque en prenant comme exemple un bâtiment en **R+5** à usage d'habitation contreventé par un système mixte portiques/voiles, implanté dans la région de Bouira classée en Zone **IIa** selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Le logiciel **ETABS.V9.7** a été utilisé pour étudier et analyser le comportement dynamique de la structure étudiée.

Le calcul du ferrailage et le dimensionnement de tous les éléments résistants à température ambiante ont été menés conformément aux règles **CBA 93** et **RPA99 version 2003**.

L'incendie étant le même quel que soit le lieu et la géographie, la justification de la stabilité au feu des éléments résistants est faite selon les **DTU étrangers**.

L'infrastructure est constituée par un système de fondations isolées sous poteaux et continues sous voiles.

**Mots clés:** Incendie, résistance au feu, **ETABS**, **DTU**, **CBA93**, **RPA99/2003**.

# Abstract

In our modern society, fire remains a permanent risk that must be taken into account in the design and construction of buildings. Unfortunately, in Algeria, the technical design offices and the calculation rules for reinforced concrete structures do not take this risk into account.

The objective of this project is precisely to take this risk by taking as an example a building in **R + 5** for residential use braced by a mixed system gantry / walls, located in the region of Bouira classified Zone **IIa** according to the Parasismic Regulation Algerian (**RPA 99 version 2003**).

The software **ETABS.V9.7** was used to study and analyze the dynamic behavior of the studied structure.

---

The calculation of the reinforcement and the dimensioning of all resistant elements were carried out according to the rules **CBA 93** and **RPA99 version 2003**.

Since the fire is the same regardless of location and geography, the justification for the fire stability of the resistant elements is made according to foreign **DTUs**.

The infrastructure consists of a system of isolated foundations under columns and continuous under the walls.

**Key words:** Fire, fire resistance, **ETABS**, **DTU**, **CBA93**, **RPA99 / 2003**.

## ملخص

لسوء الحظ ، في الجزائر في مجتمعنا الحديث ، لا تزال الحرائق تشكل خطراً دائماً يجب مراعاته في تصميم وبناء المباني ، لا تأخذ مكاتب التصميم الفني وقواعد حساب الهياكل الخرسانية المسلحة هذا الخطر في الاعتبار .

يشتمل هذا المشروع دراسة عمارة سكنية مكونة من (طابق أرضي+5طوابق) ، يقع في منطقة البويرة (الجزائر)، المصنفة في المنطقة الزلزالية **IIa** وفقاً للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99 version 2003**).

نركز في هذه الدراسة على مدى استقرار المنشأة في حالة زلزال وحريق ، بالإضافة إلى جانب الاقتصاد و الحماية .

خصائص نشوب الحريق و كيفية تطوره و حتى طريقة تجسيمه و التي تمكننا من تقييم سلوك المنشآت المعرضة للنار .

ثبوت الهيكل مضمون بنظام تدعيم مختلط إطار/حائط .

تم استخدام البرنامج **ETABS V9.7** لدراسة و تحليل السلوك الديناميكي للهيكل المدروس .

حساب تسليح و تحديد ابعاد كل العناصر المقاومة خلال الحرارة العادية تم وفقاً للمعايير المعمول بها (**BAEL91**)

**modifié99RPA99 version 2003, CBA93**)

تبرير ثبوت العناصر المقاومة خلال الحرارة العالية و ذلك وفقاً للمعايير المعمول بهاب **DTU** والنتائج المبينة في التطبيق العددي .

و اخيراً ,نوع الأساس المختار عبارة عن أساس سطحي منعزل (منفرد) تحت العمود , وأساس سطحي مستمر(شريطي تحت الجدار

**الكلمات المفتاحية:** الحريق , تجسيم سلوك المنشآت المعرضة للنار , مقاومة النار, أساس سطحي منعزل (منفرد) تحت العمود , أساس سطحي مستمر(شريطي) تحت الجدار

# Introduction générale :

Dans notre société moderne, l'incendie reste un risque permanent qui doit être pris en compte lors de la conception et du dimensionnement des structures de bâtiments. En dépit de la gravité de ce risque et des pertes matérielles et humaines qu'il peut induire, les étudiants en génie civil accordent très peu d'importance à l'action du feu sur les éléments de structures dans leurs projets de fin d'études. Pire encore, les notes de calcul établies dans les bureaux d'études spécialisés font fi de ce risque majeur ! Une réglementation anti-incendie visant à limiter autant que possible les risques liés aux incendies, dans notre pays est inexistante ou... presque !

Pourtant, dans d'autres pays des règles claires et précises sont établies pour définir les méthodes de prévision par le calcul du comportement au feu des structures et des structures en béton notamment, en fonction de la nature des ouvrages, des éléments d'ouvrages (plancher, voile, poteau, poutre) et des matériaux.

Le but recherché dans un calcul justificatif au feu est la sauvegarde des personnes ; aussi l'ouvrage doit-il rester stable pour une durée suffisante à l'intervention des secours, mais peu importe s'il devient inutilisable après l'incendie.

La résistance mécanique et de rigidité des matériaux habituels de constructions diminuent avec la montée de la température qui croît avec l'allongement de la durée d'exposition. Cette diminution se traduit par la prise au compte de coefficient d'affaiblissement appliqué à la résistance mécanique initiale du béton et de l'acier.

La capacité portante de l'ouvrage diminue au fur et à mesure que sa température augmente. Si la durée et l'intensité de cet incendie sont trop importantes, la capacité portante de la structure peut décroître jusqu'au niveau des charges appliquées ; il peut alors en résulter une ruine complète ou partielle.

Quand un incendie se déclare dans une partie de bâtiment, la température monte très rapidement, du moins s'il y a suffisamment de matériel combustible et d'oxygène. Les parties exposées de la construction se réchauffent en fonction de la conductivité thermique des matériaux: très rapidement pour l'acier exposé, assez lentement pour le béton. Deux

phénomènes viennent s'ajouter au niveau des matériaux: une réduction de la résistance mécanique et des dilatations thermiques.

Dans ce projet, nous nous proposons de prendre en compte le risque incendie à travers l'étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en **R+5** à contreventement mixte.

L'étude de ce projet est structurée en plusieurs parties:

- ❖ La première partie est consacrée à des généralités sur le feu: définition du feu et de l'incendie... développement d'un incendie.....etc.
- ❖ La deuxième partie consiste en une présentation complète du bâtiment étudié: définition des différents éléments, choix des matériaux à température ambiante et à haute température ...
- ❖ Dans la troisième partie du projet nous avons procédé au pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de la structure.
- ❖ La quatrième partie est entièrement consacrée à l'étude des éléments secondaires (planchers, acrotère, escalier...)
- ❖ L'étude dynamique du bâtiment fait l'objet de la cinquième partie. La modélisation de la structure du bâtiment sera faite à l'aide du logiciel de calcul **ETABS**.
- ❖ C'est dans la sixième partie de l'étude que les éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) sont calculés à température ambiante et justifiés à haute température en exploitant les résultats obtenus par ETABS.
- ❖ Enfin, nous terminerons notre étude par l'étude de l'infrastructure.

L'étude de notre projet est faite conformément aux règlements suivants :

- ✓ **RPA 99/version 2003.**
- ✓ **DTR B.C2.2** (charges et surcharges applique sur la structure).
- ✓ **CBA 93: Règles** de conception et de calcul des structures en béton armé
- ✓ **DTR C.3.2, C.3.3, C.3.4:** réglementation thermique des bâtiments
- ✓ **Document étrangers** techniques relatifs à la sécurité contre l'incendie.

## I. Généralité sur le feu :

### I.1. Introduction :

-Chaque année certaines des personnes décèdent à cause du feu et des dégâts matériels considérables sont enregistrés.

Les objectifs de la sécurité incendie sont la protection efficace contre les risques d'incendie sur les personnes et les biens, et plus précisément ils concernent :

- La sauvegarde des vies des occupants de l'immeuble.
- La protection des vies des services d'intervention.
- La protection de l'intégrité du bâtiment.
- La sauvegarde des bâtiments adjacents.

Les exigences de base de la protection incendie consistent à :

- Réduire le développement de l'incendie.
- Eviter la propagation du feu.
- Assurer l'évacuation rapide des occupants avec une relative sécurité.
- Faciliter l'intervention du corps des sapeurs pompiers.

### I.2. Terminologie feu et incendie :

Un feu est une combustion. On le trouve dans des fours, des chaudières sous forme de Combustion contrôlée. Dans le domaine de l'incendie il devient une combustion incontrôlée. Le feu prend alors une dimension telle qu'il peut provoquer un incendie.

### I.3 . Déroulement d'un incendie :

**I.3.1. Le triangle du feu :** Pour qu'un feu (une combustion) prenne naissance, trois conditions doivent être réunies Simultanément :

➤ **Présence d'un combustible :**

matière inflammable solide : (bois, charbon, papier..); Liquide : (essence, alcools...); gazeux: (butane, propane...).

➤ **Présence d'un carburant :** corps qui se combinant avec le combustible qui permet la Combustion (oxygène, air, peroxyde...).

- **source d' inflammation** : source d'énergie nécessaire au démarrage de la combustion (Flamme étincelle décharge électrique...).

-Ces trois composantes sont souvent représentées graphiquement sous forme d'un triangle. Appelé **triangle du feu**.



**Figure I.1** : triangle du feu

#### **I.4. Le développement d'un incendie :**

Un incendie comporte une phase de développement où la température s'élève, puis une phase de décroissance où cette température diminue.

Les caractéristiques d'un incendie réel sont montrées sur la figure [I.2] et comportent :

- **Une phase couvante :**

Feu couvant à très basse température avec une durée souvent difficile à estimer.

Cette phase n'est pas montrée sur la figure [I.2].

- **Une phase de croissance appelée « pré-flashover » (feu localisé) :**

La durée de cette phase dépend principalement des caractéristiques du compartiment.

Le feu reste localisé jusqu'à une généralisation probable du feu.

- **Un « flashover » (feu généralisé):**

C'est un feu généralisé. Cette phase est généralement très courte.

➤ Une phase de « post flashover » :

Cette phase correspond à un feu généralisé dont la durée dépend de la charge calorifique et de la ventilation.

➤ Une phase décroissante :

Le feu commence à diminuer jusqu' à ce que tous les matériaux combustibles aient complètement brûlé.

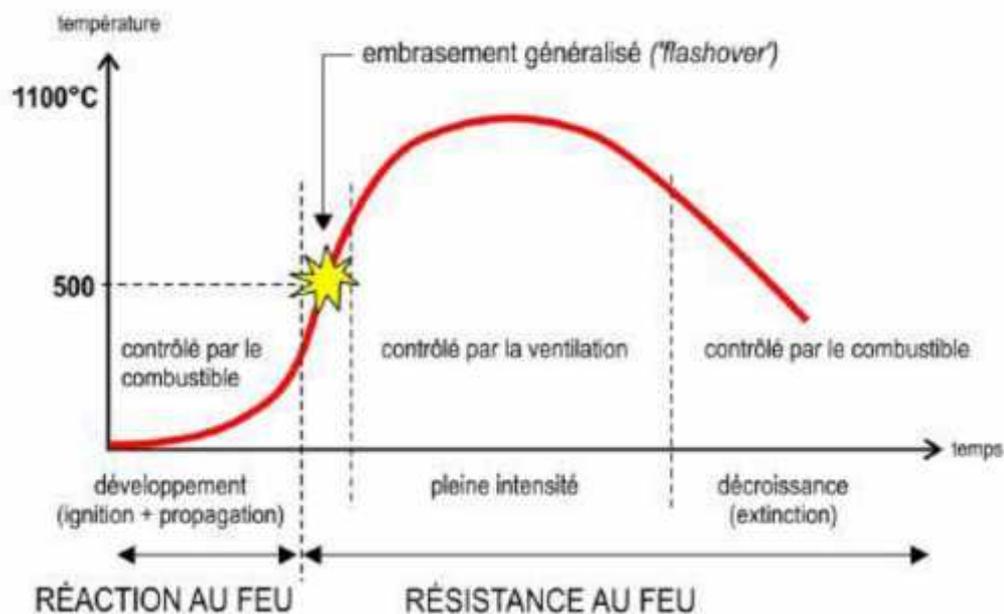


Figure I. 2: phases de développement d'un incendie

### I.5. Les facteurs essentiels de transfert de chaleur dans la structure :

Les facteurs les plus importants affectant les transferts de chaleur dans un élément de structure sont [2] :

- Les conditions d'exposition au feu : la face supposée exposée au feu est: la sous -face pour les plancher, toute la surface pour les poteaux isolés , l'une ou les deux faces pour les murs et les poteaux incorporés dans des murs suivant que le mur est ou n'est pas une cloisons de compartimentage
- Les propriétés physiques des matériaux : la masse volumique, la conductivité thermique, chaleur spécifique.

- Les dimensions des éléments en particuliers celles des sections droites
- La teneur en eau libre des matériaux

**I.6 . Les diverses de justifications d’une structure :**

**I . 6. 1. Les critères de classement :**

Le classement est établi en tenant compte du temps pendant lequel sont satisfaites, sous l’effet d’un programme thermique normalisé, les conditions suivantes :

**A.** la résistance mécanique : elle concerne la tenue de l’élément pour qu’il continue à remplir son office

**B.** l’étanchéité aux flammes et l’absence d’émission de gaz inflammables.

**C.** l’isolation thermique : les échauffements moyen et maximum de la face froide ne doivent respectivement 140°C et 180°C.

Les classements suivant peuvent être retenus :

<b>Symbole</b>	<b>Designation</b>	<b>Critère retenus</b>
<b>S.F</b>	Stabilité au feu	A
<b>P.F</b>	Pare –flamme	A+B
<b>C.F</b>	Coupe – feu	A+B+C

-Le classement (S.F ; P.F ; C.F) s’exprime en degré en fonction du temps pendant lequel l’élément a satisfait a l’essai ; les degrés retenus, exprimés en heures , sont :

1/4 , 1/2 , 1 , 1.5 , 2 , 3 , 4 , 6 .

**I .6.2 .Les méthode de classement :**

Les règles de calcul au feu dans leur ensemble prévoient quatre méthodes de classement :

- A.** faire exécuter un essai normalisé dans un four par un laboratoire agréé a cet effet.

**B** .procéder a une interprétation analogique a partir de cas voisins ou en tenant compte des résultats au cours d'essais exécutés par un laboratoire agréé. le classement est fixé par laboratoire qui a procédé aux essais de référence

**C** . Établir un calcul justificatif d'après les règles données dans le document technique unifié (**D.T.U**) relatifs au comportement au feu des structures.

**D** .conduire des essais réels de structure sous le contrôle d'un laboratoire agréé.

### **I.7.Modélisation d'un incendie :**

La façon la plus simple de représenter un incendie est d'utiliser des courbes nominales , soit une relation donnant l'évolution de la température des gaz en fonction du temps .

Des courbes ont été établies à partir de l'expérience sur des feux réels et les plus fréquemment utilisées sont :

#### **I.7.1. Feu normalisé ISO834:**

Le feu conventionnel est caractérisé par une température ambiante qui augmente de façon Continue avec le temps mais avec un taux de croissance. Une courbe logarithmique est utilisée en laboratoire pour modéliser le feu la valeur de durée de résistance au feu n'indique pas la durée réelle pendant laquelle une composante résiste dans un incendie de bâtiment. elle constitue une comparaison indiquant la sévérité d'un Incendie au quel la composante peut résister. que traduit l'expression suivante :

$$\mathbf{T - T_0 = 345 \log (480 t + 1 )}$$

Avec :

**T** : représente la température au voisinage de l'échantillon en °C

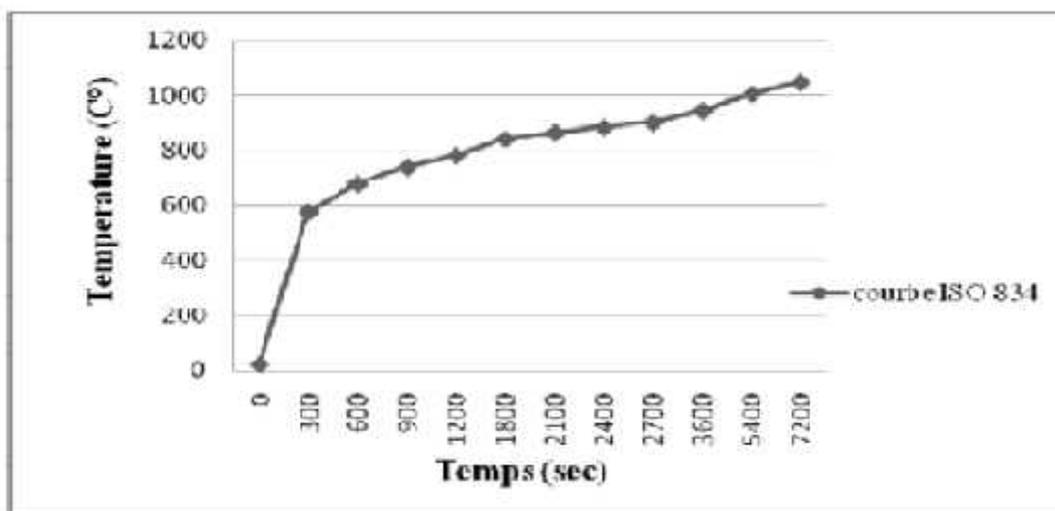
**T<sub>0</sub>** : représente la température initiale

**t** : temps en minutes

le tableau suivant précise les principales valeurs :

Temps en heures	(T-T <sub>0</sub> ) en °C
0.25	719
0.5	822
1	925
1.5	986
2	1029
3	1090
4	1133
6	1194

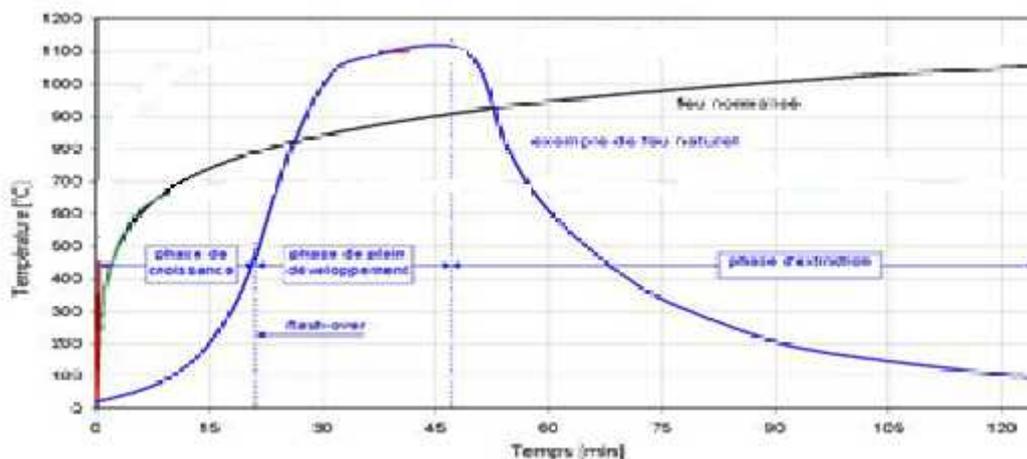
**Tableau I 1 :** valeurs température - temps pour la courbe ISO834 temps (heures) et température (C° )



**Figure I. 3 :** courbe nominale du feu conventionnel ISO834

### I.7.2. Feu réel :

Les courbes température-temps naturelles devront être déterminées pour un compartiment spécifique ; Si le projet a été mené avec une approche performancielle , la capacité portante ou la capacité de compartimentage en alternative à la méthode qui fait référence aux classes est vérifiée vis- vis de l' action thermique en utilisant la courbe température-temps naturelle, mais en l'état actuel de la réglementation française , seul l'incendie conventionnel doit être pris en compte



**Figure I. 4 :** Exemple de feu naturel.

### I.8. Notion de résistance au feu

Les éléments de construction, lorsqu'ils sont soumis à l'action d'un incendie, subissent un accroissement de leur température interne. Etant donné que les propriétés mécaniques (Résistance, rigidité...) des matériaux de construction se dégradent au fur et à mesure de l'élévation de température, un élément de structure se déforme et peut même s'effondrer : ce qui entraîne le concept de la durée de résistance au feu.

#### I.8.1. Définition de la résistance au feu

La résistance au feu d'un élément de construction, d'un ensemble d'éléments ou d'une construction entière, est définie par la durée pendant laquelle cet élément ou cette construction continue à remplir le rôle qui lui est dévolu malgré l'action de l'incendie.

On considère à cet égard diverses résistances au feu. Selon les Euro codes [1,2,3], la résistance au feu d'un élément de construction est appréciée en fonction des 3 critères à savoir

la résistance mécanique, l'étanchéité aux flammes et l'isolation thermique.

Compte tenu du caractère conventionnel de la courbe thermique normalisée, la durée de résistance au feu est aussi essentiellement une quantité conventionnelle. Elle ne doit pas être interprétée comme le temps disponible pour évacuer un bâtiment, mais comme un moyen pratique, suffisamment représentatif, pour classer les éléments de construction vis-à-vis de leur performance au feu. Les exigences de résistance au feu dépendent des circonstances (comme la hauteur et l'occupation du bâtiment, la charge d'incendie) et diffèrent sensiblement d'un pays à l'autre.

### **I.9. Principe de vérification des calculs au feu :**

La sollicitation que peut équilibrer une section droite d'une pièce prismatique est évaluée à partir des hypothèses définies dans les **règles BAEL**.

Des hypothèses complémentaires sont posées pour tenir compte que l'incendie est une action accidentelle de courte durée. Par ailleurs, le but recherché dans un calcul justificatif au feu est la sauvegarde des personnes ; aussi l'ouvrage doit –il rester stable mais peu importe s'il devient inutilisable après l'incendie : en conséquence, tous les phénomènes d'adaptions possibles peuvent être envisagés.

#### **I.9.1. l'éclatement du béton :**

Plusieurs explications existent au phénomène :

- Les températures au sein d'un élément en béton sont très variables d'un point à un autre, elles donnent lieu à dilatation différentielles génératrices de contraintes qui conduisent à des ruptures localisées du béton sur sa surface.
- La chaleur provoque une vaporisation de l'eau non chimiquement liée au béton, la vapeur d'eau emprisonnée est portée à très fortes pressions qui conduisent à des ruptures localisées du béton. Une explication théorique de ce phénomène recoupée par des résultats expérimentaux.

L'éclatement du béton en surface peut conduire à un dégarnissage prématuré d'une armature qui sera alors très rapidement portée à la température de l'incendie pour laquelle elle perdra toute capacité résistante. Le risque d'éclatement est pris en compte dans les calculs en supprimant parmi les aciers de la préférence celui qui peut équilibrer l'effort le plus important pour la durée d'exposition au feu retenue.

Il est admis [2] de ne pas envisager le risque d'éclatement dans les cas suivantes :

- Poutres comportant plus de huit barres en travée
- Dalles
- Présence d'une protection complémentaire.

## II.1.Présentation de l'ouvrage :

### II.1.1.Description de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment de **(R+5)** à usage d'habitation dont chaque niveaux contient deux appartements.

L'ouvrage est implanté à **BIR GHBALOU** wilaya **BOUIRA** qui est une ville classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

### II.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale : L=18.40m
- Largeur totale : L=11.65m
- Hauteur totale (y compris l'acrotère) H= 19.98m
- Hauteur du R.D.C :4.08m
- Hauteur d'étage:3.06 m

### II.1.3 Données sismique de la structure :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le **RPA 99/ version 2003**

- comme une zone de sismicité moyenne **IIa**
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- La contrainte admissible du sol  $\bar{\tau} = 2$  bars.
- Le site est considéré comme **meuble** (S3).

### II.1.4 Réglementation utilisée :

- **RPA** :(règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- **BAEL 91**: (Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites).
- **CBA 93** :(règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- **DTR B.C.2.2** :(Charges permanents et charges d'exploitation).
- **DTR C.3.2 , C.3.3 , C.3.4** :réglementation thermique des bâtiments .
- **Décret exentif , N76-37** du 20/02/1976 relatif à la sécurité contre l 'incendie .

### II.1.5. Les éléments de l'ouvrage :

a) **L'ossature:** Conformément au règlement parasismique algérien, nous prévoyons de concevoir le bâtiment par un système porteur composé de portiques et de voiles qui reprennent conjointement les charges verticales et horizontales au prorata de leur rigidité. Le système porteur composé de voiles et portiques peut être de deux types :

- 1) Système de contreventement mixte **(4a)**
- 2) Système de contreventement en portique par des voiles **(4b)**

b) **Les planchers :** Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Principalement, ils assurent deux fonctions :

- **Fonction de la résistance mécanique :** les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.
- **Fonction d'isolation :** ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

- ❖ les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.
- ❖ Plancher à dalle pleine pour RDC, sous sol, entre sol, balcons et dalle machine.

c) **Les escaliers :** un escalier est un ouvrage constitué d'une suite des marches permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment est muni d'une cage d'escalier en béton armé de type escalier à paillasse à deux volées droites et coulé sur place et la réalisation s'effectuera d'étage par étage.

d) **Balcons :** Les balcons sont réalisés en dalles pleines : RDC et première étage et étage courant .et Etage courant et dernier étage et RDC en corps creux.

e) **Terrasses :** Notre bâtiment compte d'une terrasses inaccessible.

f) **Le remplissage (maçonnerie) :** La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseurs), séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de la brique d'épaisseur 10 cm.

**i) L'acrotère:** Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

**j) Les revêtements :**

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

**k) Les fondations :** La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**l) Système de coffrage :** On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

### II.1.6 Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement CBA93 (règles de conception et de calcul des structure en béton armé ) basé sur la théorie des états limites , dans le respect des règles parasismiques algérienne RPA99/2003.les élément résistants seront justifiés par rapport au règlement anti – incendie .

#### II.1.6.1.Définition des états limites:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service.

❖ **Etats limites ultimes (ELU) :** Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

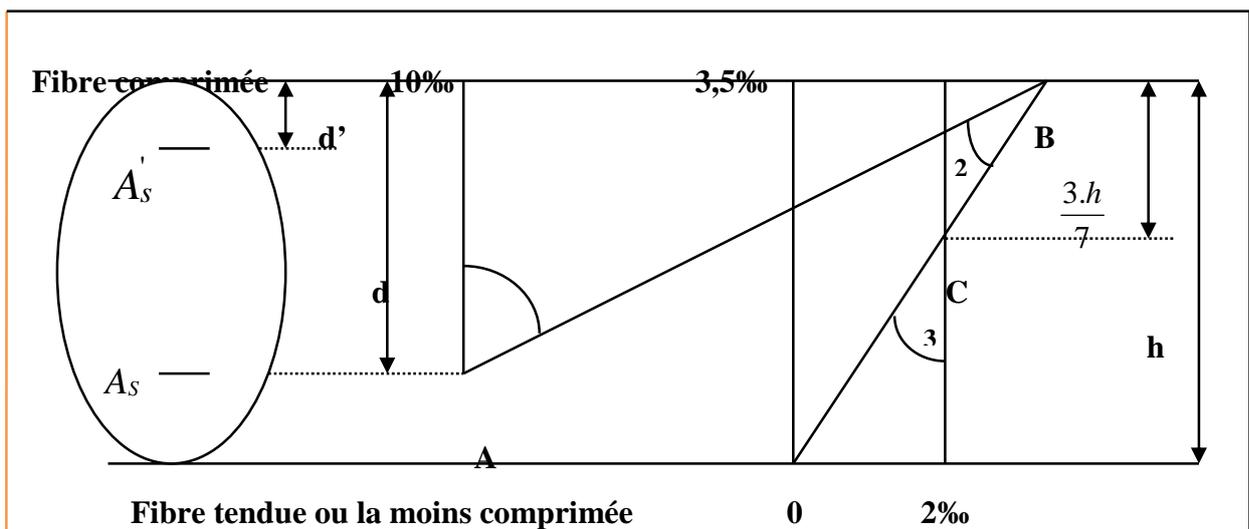
- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

**••• Hypothèses :**

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à **3.5‰** en flexion simple et **2‰** en Compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 ‰**.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.



**Figure II. 1 :** Diagramme des déformations limites de la section

❖ **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 ( $E = 15E_b$ ;  $n = 15$ )  $n=15$  : coefficient d'équivalence.

**II.2.Caractéristiques mécaniques des matériaux :****II.2.1 Caractéristiques mécaniques du béton a température ambiante :**

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **ALGERIE**.

• A titre indicatif le dosage courant par  $1\text{m}^3$  est comme suit :

- ❖ Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :
  - Gravions : 800L
  - Sable : 400 L
- ❖ Ciment : 300 à 400  $\text{kg/m}^3$
- ❖ Eau de gâchage : 150 à 200 L

**II.2.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression :(art 2.1.11)BAEL91**

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée  $f_{c28}$ , dans notre projet on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ . La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

$$f_{cj} = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \times f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 j. \\ f_{c28} & \text{Si } j > 28 j. \end{array} \right.$$

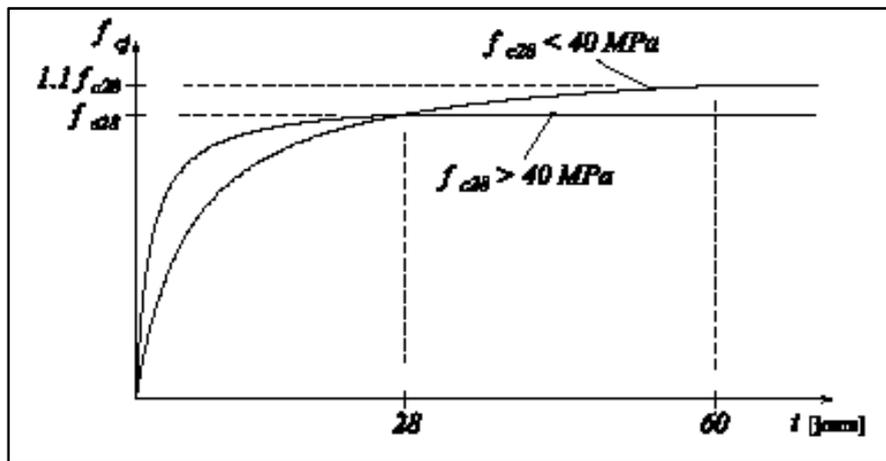


Figure II. 2 : Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

**II.2.1.2 La résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction est faible ; elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression ; elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots\dots\dots(\text{BEAL 91, art A.2.1, 12}) .$$

Dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa ou (N/mm<sup>2</sup>).

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} < 60$  MPa.

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

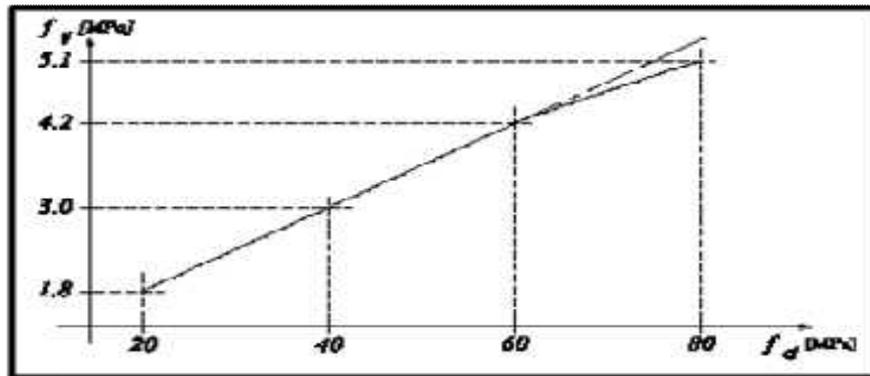


Figure II. 3: Evolution de la résistance à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$

### II.2.1.3 Module de déformation longitudinale:

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- ✓ **Module de déformation instantanée** : la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,195 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 21})$$

- ✓ **Module de déformation différée** : Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et du retrait).

$$E_j = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_j = 10\,818,86 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1 22}).$$

### II.2.1.4 Module de déformation transversal:

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante:

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

E : module de YOUNG.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

- **Le coefficient de poisson** : C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal : **(BAEL 91, art A.2.1 ,3)**

$$\epsilon = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

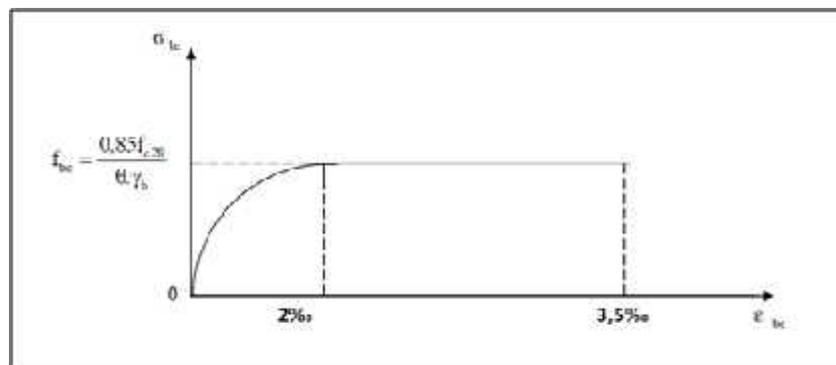
$$\left\{ \begin{array}{l} = 0 \quad (\text{E.L.U}) \text{ pour le calcul des sollicitations..... (Section fissurée à ELU).} \\ = 0.2 \quad (\text{E.L.S}) \text{ pour le calcul des déformations..... (Section non fissurée à ELU)} \end{array} \right.$$

**II.2.1.5. Les contraintes limites de calcul :**

**a).Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure 1.3, avec cette figure :



**Figure II. 4:** Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

0  $E_{bc}$  2‰ B c'est une section entièrement comprimée

2‰  $E_{bc}$  3,5‰ : compression avec flexion.

Avec :

$E_{bc}$  : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.3,41})$$

✓  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$  situation courante.

✓ 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

✓ : Coefficient d'application des actions considérées :

= 1 : si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

= 0,9 : si la durée d'application des actions est entre 1 h et 24h.

= 0,85 : si la durée d'application des actions est inférieure à 1 h.

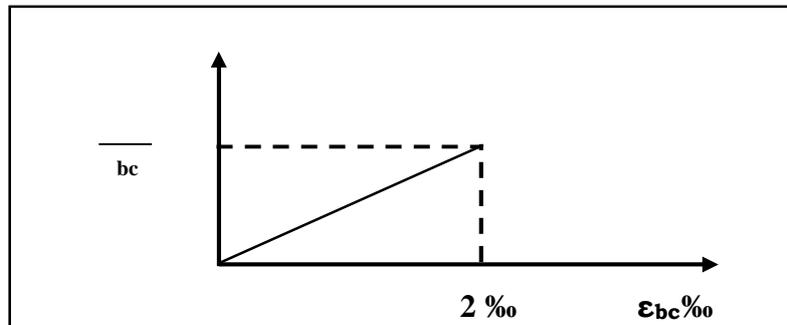
$$\text{A 28 jours on a } f_{bu} = \frac{0,85}{1 \times \chi_b} f_{c28} = \frac{0,85}{1 \times 1,5} \times 25 = 14,2 \text{ MPa.}$$

**b). Contraintes limites à l'état limite service (ELS): (BAEL 91, art A.4.5,2)**

la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$f_{bc} = 0,6 f_{cj}$$

$$f_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$



**Figure II. 5:** Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS

**c) Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.5.1, 21}).$$

$V_u$ : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

$b_0$ : Largeur de la section cisailée.

$d_{bc}$ : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limite suivantes : Si les armatures sont droites :

❖ **Fissuration peu nuisible :** (BAEL91 modifié99 / Art A- 4.5.32)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

❖ **Fissuration préjudiciable** : (BAEL91 modifié99 / Art A-4.5.33)

$$s \quad \bar{f}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{y \cdot f_{c28}}) \text{ MPa}$$

$$\bar{f}_{st} = \min(266.66, 201.6) = 201.6 \text{ MPa}$$

❖ **Fissuration très préjudiciable** : (BAEL91 modifié99 / Art A-4.5.34)

$$s \quad \bar{f}_{st} = \min(0,5 f_e, 90 \sqrt{y \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

$$\bar{f}_{st} = \min(200, 164.9) = 164.9 \text{ MPa}$$

Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire  $45^\circ < \alpha < 90^\circ$ : il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de  $\mu$ .

### II.2.1.6 Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m<sup>3</sup> s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m<sup>3</sup> s'il est armé.

❖ **Tableau récapitulatif :**

**Tableau II. 1:** Caractéristiques mécaniques du béton utilisé

Caractéristiques mécanique	Valeurs( MPa)
$F_{c28}$	25
$F_{t28}$	2.1
$\mu$	14.2
$\bar{f}_{bu}$	15
$E_i$	32164.195
$E_v$	10818.86

## II.2.2 Caractéristiques mécaniques du béton a haute température :

Au cours d'un incendie, les caractéristique mécanique des matériaux varient en fonction des températures auxquelles ils sont portés .dans cette partie, sont examinée les évolutions des principal les caractéristiques, a savoir :

-**pour le béton** : la résistance a la compression et le module de déformation longitudinale.

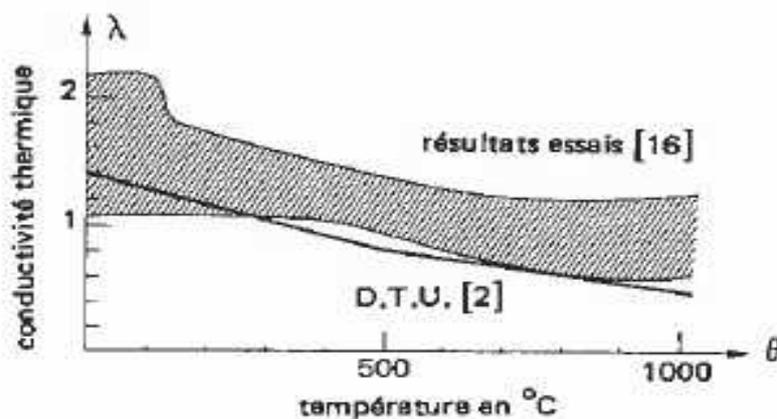
-**pour l'acier** : la résistance a la traction.

### II.2.2.1 Conductivité thermique du béton :

Les recherches montrent que la conductivité thermique de béton dépend essentiellement de celle des agrégats qui entrent dans sa composition, les agrégats à base de quartz présentent conductivités les plus élevées ; les plus faibles sont obtenues avec des agrégats du type anorthosite. Sur la figure sont reportés les résultats expérimentaux ainsi que la courbe proposée par le document technique unifié (D.T.U. .U), on peut y faire correspondre l'équation suivante :

$$\lambda(\theta) = 1.4 - 1.5 \cdot 10^{-3} \theta + 6 \cdot 10^{-7} \theta^2 \quad (\text{kcal/m}^2 \text{h}^\circ\text{C})$$

$\theta$  : la température ( $^\circ\text{C}$ )



**Figure II. 6:** la plage l'évolution de conductivité thermique en fonction de la température

### II.2.2.2 la masse volumique du béton :

la masse volumique du béton diminue légèrement avec la température il peut être retenue :

$$\rho(\Theta) = 2400 - 0.56 \Theta \quad \text{kg/m}^3$$

$\Theta$  : la température ( $^\circ\text{C}$ )

### II.2.2.3 la chaleur spécifiques du béton :

les recherches expérimentales indiquent que les matériaux relativement stables chimiquement ont une chaleur spécifique augmentant faiblement avec la température (augmentation de 0.2 à 0.3 kcal /kg°C entre 0 et 100°C). Le béton a une chaleur spécifique variant dans les mêmes limites que ci-dessus mais en présentant quelques irrégularités il est recommandé de prendre une valeur constante :

$$C(\Theta)=0.22 \text{ kcal /kg}^\circ\text{c}$$

**II.2.2.4 la diffusivité thermique :** on diminue légèrement avec la température, il peut être

retenue : 
$$a=\frac{\lambda}{c\rho}$$

$\Theta$	$\lambda$	C	$\rho$	A
0	1.4	0.22	2400	739
100	1.23	0.22	2344	634
250	1.06	0.22	2260	527
500	0.8	0.22	2120	373
750	0.61	0.22	1980	266

**Tableau II. 2 :** l'évolution de ce paramètre avec la température.

### II.2.2.5 la quantité d'eau $Q_e$ :

la quantité d'eau contenue dans le béton est en générale une inconnue ; l'incendie pouvant survenir à un temps très éloigné du coulage du béton, la quantité de l'eau peut être très faible, voire nulle sur la périphérie de la section à l'évaporation dans le temps.

des recherches sont en cours pour déterminer la quantité minimale de l'eau libre que l'on peut raisonnablement trouver au bout d'un temps très long. Les répartitions des températures données ont été établies en prenant  $Q_e$ .

### II.2.2.6 La résistance à la compression du béton :

la résistance caractéristique à la compression d'un béton à j jours d'âge est désignée par  $f_{cj}$  cette résistance est habituellement mesurée à 28 jours, mais pour les vérifications au feu, on considère la résistance à 90 jours et on suppose :

$$f_{c90} = 1.1 f_{c28}$$

la résistance du béton diminue avec la l'élévation de la température ;cette variation est influencée par un grand nombre de facteurs ,en particulier :la vitesse d'échauffement ,le chargement subi par l'échantillon ,le dosage en ciment , la nature des agrégats .

le coefficient d'affaiblissement de la résistance du béton est noté :

$$\phi_b = f_{cj} / f_{cj}$$

Ou

$f_{cj}$  : désigne la résistance du béton porté à la température .

La figure 4.1 précise la plage des résultats publiés a ce jour ;Sur cette figure ,a également été représenté l'évolution réglementaire prévue par le document techniques unifiés (DTU ).

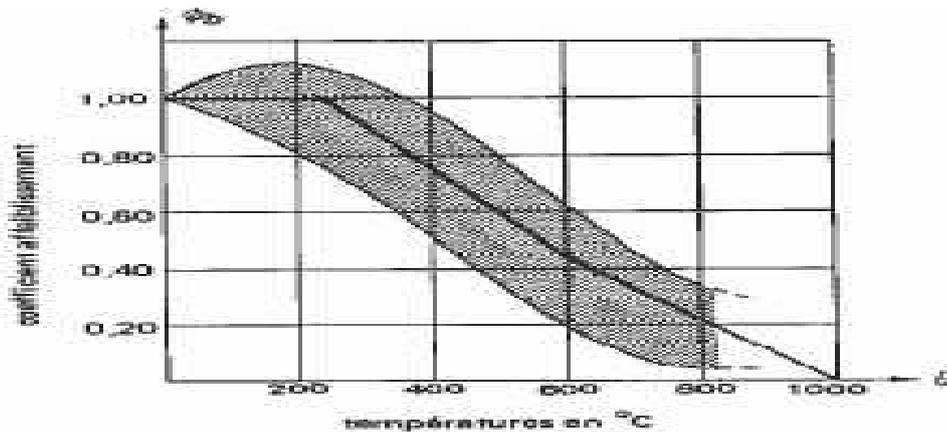


Fig. 4.1.

**Figure II. 7:** la plage l'évolution de coefficient d'affaiblissement en fonction de la .  
Température

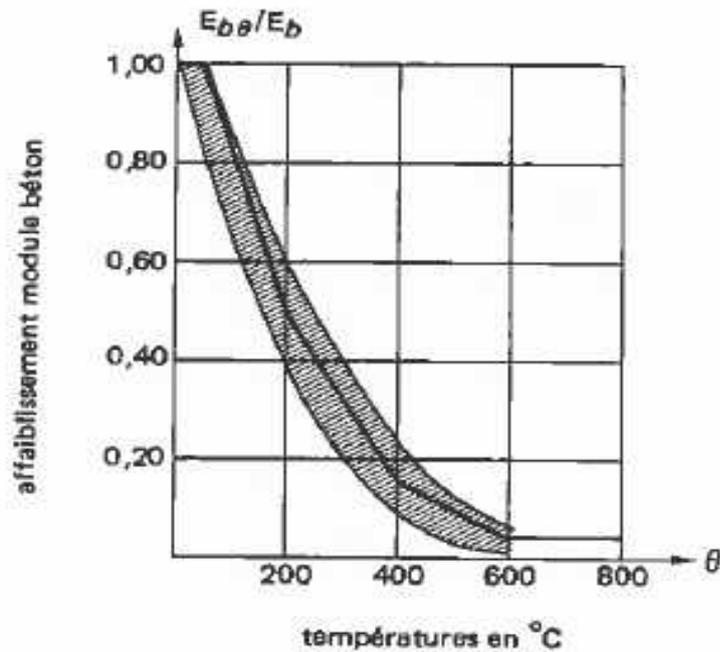
Pour les valeurs réglementaire du coefficient  $\phi_b$  en fonction de la température  $\theta$  voir annexe (Tableau II.3 )

### II.2.2.7 module d'élasticité du béton :

l'influence de l'élévation de température sur le module d'élasticité de divers bétons est montrée sur la figure II.8 :la plage représentée est déduire d'un grande nombre de résultants publiés ,la courbe retenue par document techniques unifiés(DTU ).est également tracée.

Il est rappelé que les règles B.A.E.L.80 définissent le module instantané à froid par la formule suivante :

$$E_b = 12000 \sqrt{f_t} = 36220.864 \text{ MPA}$$



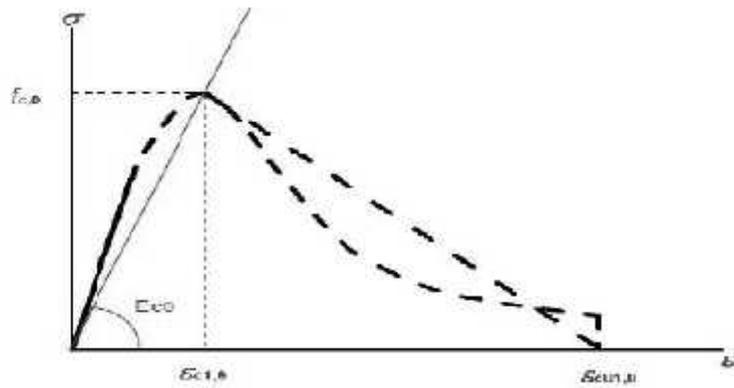
**Figure II. 8:** la plage l'évolution d'affaiblissement de module de béton en fonction de la Température

les valeurs retenues dans le **D.T.U** sont donnes dans les tableaux suivants :

$\Theta$	$E_b$ (MPa)	$E_{b\Theta} / E_b$	$E_{b\Theta}$ (MPa)
0	36220.864	1	36220.864
200	36220.864	0.50	18110.432
400	36220.864	0.15	5433.129
600	36220.864	0.05	1811.043
800	36220.864	0.05	1811.043

### II.2.2.8 Diagramme contraintes - déformation de béton :

Les propriétés de résistance et de déformation du béton sous contrainte uniaxiale à températures élevées sont obtenues à partir de la relation contrainte-déformation illustrée à la figure :



**Figure II. 9:** modèle mathématique de relation contrainte –déformation du béton en compression aux températures élevées

La contrainte de calcul pour la température est écrite :

$$F_{bc} = \frac{\varnothing_b F_{c90}}{1.3}$$

**Tableau II. 3:** les valeurs des contraintes pour la température  $\Theta$

$\Theta$	$\varnothing_b$	$F_{c90}$	$F_{bc}$
250	1.000	27.5	21.153
300	0.922	27.5	19.503
400	0.764	27.5	16.161
500	0.607	27.5	12.840
600	0.450	27.5	9.519
700	0.336	27.5	7.107
800	0.225	27.5	4.759
900	0.113	27.5	2.390
1000	0.00	27.5	0.00

## II.2.3 Caractéristiques mécaniques de l'acier à température ambiante:

### II.2.3.1 Généralités :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la **traction**, et une bonne résistance à la **compression** dans le cas d'élancements faibles.

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.

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec  **$f_e = 500 \text{ MPa}$** , l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à **5%**.

### II.2.3.2 Caractéristiques géométriques :

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal

**Tableau II. 4:** les caractéristiques géométriques de l'acier

$\varnothing$ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm <sup>2</sup> )	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,222	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

### II.2.3.3 Caractéristiques mécaniques :

$f_e$  = la limite d'élasticité granite (résistance caractéristique) en MPa.

Nous utilisons pour le ferrailage :

- ❖ des barres à hautes adhérences (HA) :

Fe E 400  $f_e = 400 \text{ MPa} \implies$  armatures longitudinales.

- ❖ des fils tréfilés lisses qui sont assemblés en treillis soudés (TS):

FeE 520  $f_e = 520 \text{ MPa} \implies$  Dalles de compression

### II.2.3.4 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :  **$E_s = 200000 \text{ MPa}$** . (BAEL 91, art A.2.2, 1)

### II.2.3.5 Coefficient de poisson des aciers :

il est pris égal à  $\nu = 0,3$

### II.2.3.6 Les contraintes limites de calcul :

#### a). Contraintes limites ultimes :

$$\sigma_s = f_e / s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{en situation courante.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$\sigma_s$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$s$ : Coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} s = 1,15 \text{ en situation courante.} \\ s = 1 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

**b). Contrainte limite de service :** A fin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- ✓ **Fissuration peu nuisible (FPN):** (BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 32).

cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\sigma_s = f_e / s \longrightarrow \text{(celle de l'ELU)}$$

- ✓ **Fissuration préjudiciable (FP) :** (BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 33)

cas des éléments exposés aux agressions non sévères : chimiques, atmosphériques, ... etc.

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

$$\sigma_s = \min(266.66, 201.6) = 201.6 \text{ MPa}$$

- ✓ **Fissuration très préjudiciable (FTP) :** (BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 34)

cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\overline{\sigma_s} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

$$\sigma_s = 0.8 \min(266.66, 201.6) = 161.3 \text{ MPa}$$

Avec :

: Coefficient de fissuration

= 1, 6 pour les aciers a haut adhérence (HA) de diamètre 6 mm

= 1, 3 pour les aciers a haut adhérence (HA) de diamètre 6 mm

= 1 pour les aciers ronds lisses (RL).

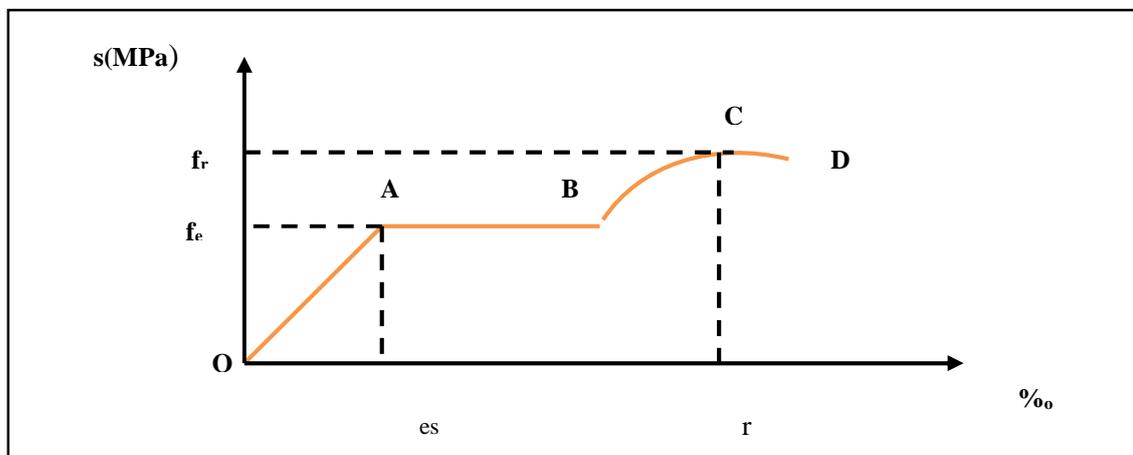
❖ **Tableau récapitulatif :**

**Tableau II. 5:** Caractéristiques mécaniques d 'aciers utilisés

Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa )	
$F_e$	400	
$s$	348	
$\dagger_s$	FPN	400
	FP	201.63
	FTP	161.30
$E_s$	$2 \cdot 10^5$	

**II.2.3.7 Diagramme contraintes - déformations de l'acier :** la mise en évidence des caractéristique mécanique de l'acier se fait a partir de l'essai de traction ;qui consiste a rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple .

le diagramme contraint déformation d'acier : **(BAEL 91, art A.2.2, 2)**



**Figure II. 10 :** Diagramme contrainte déformation réel de l'acier

Avec :

$f_r$  : Résistance à la rupture

$f_e$  : Limite d'élasticité

$v_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

$v_r$  : Allongement à la rupture

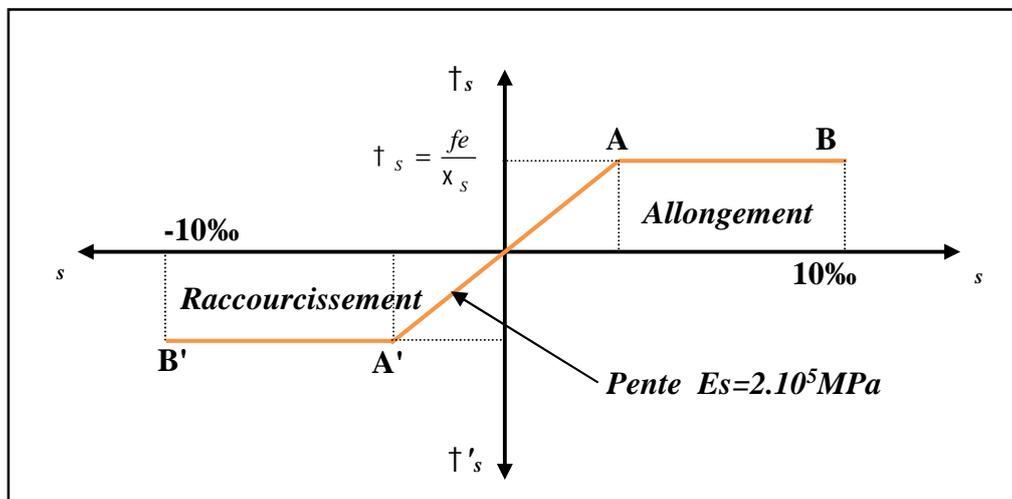
On distingue du diagramme précédent 04 parties :

**Zone 0A** : Domaine élastique linéaire.

**Zone AB** : Domaine plastique.

**Zone BC** : Domaine de raffermissement.

**Zone CD** : Domaine de striction



**Figure II. 11:**Diagramme contraintes- déformations réel de l'acier .

### II.2.3.8 Le coefficient d'équivalence

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

Avec

$E_s$  : Module de déformation de l'acier,

$E_b$  : Module de déformation du béton

**II.2.4 Caractéristiques mécaniques de l'acier à haute température :**

**II.2.4.1 Résistance a la traction d'acier :**

Par définition, le coefficient d'affaiblissement d'un acier est :

$$\phi_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_s}$$

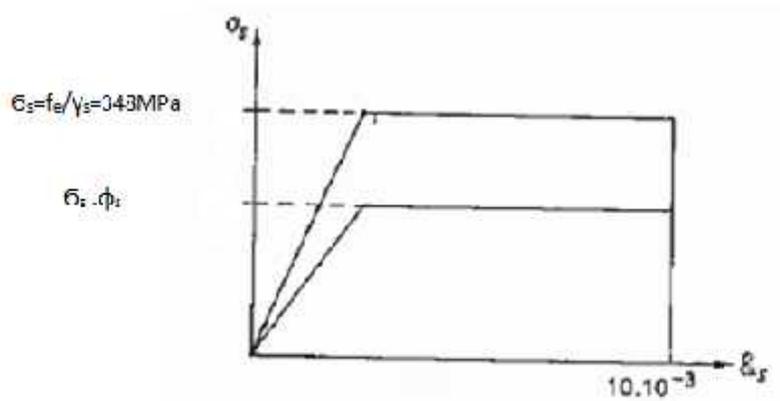
Ou  $\sigma_s$  est la contrainte caractéristique de traction correspondant à un allongement donné  $\epsilon_s$  et  $\sigma_s$  la contrainte pour le même allongement, l'acier étant porté à la température  $T$ . Conventionnellement, l'évaluation du coefficient  $\phi_s$  est faite expérimentalement en comparant les valeurs de la limite élastique à froid et celle à la température  $T$ .

les valeurs retenues dans le D.T.U sont donnes dans le **tableau II.7** voir l'annexe

**II.2.4.2 Diagramme contraintes - déformation de l'acier à l'ELU :**

le diagramme de contrainte – déformations se déduit du diagramme caractéristique à froid par une affinité de rapport  $\phi_s$  parallèle à l'axe des  $\epsilon_s$ .

Cas des aciers lisses , des barres HA :



**Figure II. 12:** diagramme contrainte déformation de l'acier à haute température

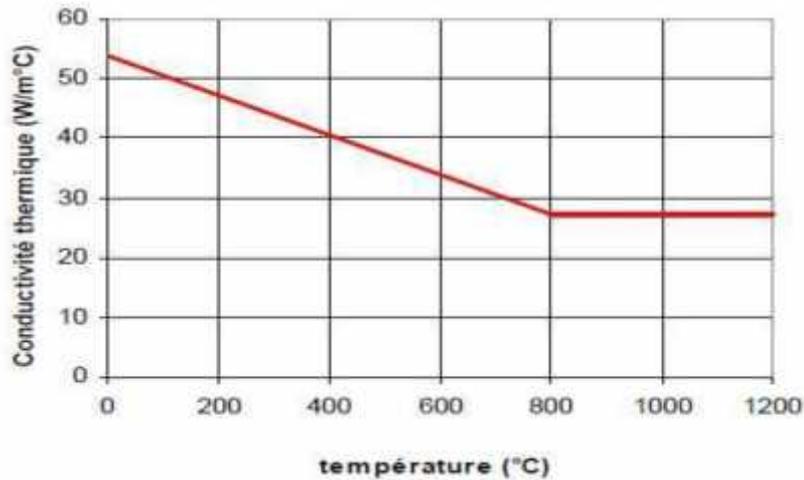
les valeurs retenues dans le D.T.U sont donnes dans les tableaux suivants :

**Tableau II. 6:** les valeurs froid de  $\sigma_s$  en fonction  $10^3$  s pour un acier HA Fe400

<b>10-3Es</b>	<b>s</b>	<b>10-3Es</b>	<b>s</b>	<b>10-3Es</b>	<b>s</b>	<b>10-3Es</b>	<b>s</b>
<b>0.5</b>	100	<b>2.9</b>	364	<b>5.3</b>	412	<b>7.7</b>	427
<b>0.6</b>	120	<b>3.0</b>	386	<b>5.4</b>	413	<b>7.8</b>	428
<b>0.7</b>	140	<b>3.1</b>	388	<b>5.5</b>	414	<b>7.9</b>	428
<b>0.8</b>	160	<b>3.2</b>	389	<b>5.6</b>	414	<b>8.0</b>	429
<b>0.9</b>	180	<b>3.3</b>	391	<b>5.7</b>	415	<b>8.1</b>	429
<b>1.0</b>	200	<b>3.4</b>	392	<b>5.8</b>	416	<b>8.2</b>	430
<b>1.1</b>	220	<b>3.5</b>	394	<b>5.9</b>	417	<b>8.3</b>	430
<b>1.2</b>	240	<b>3.6</b>	395	<b>6.0</b>	417	<b>8.4</b>	431
<b>1.3</b>	260	<b>3.7</b>	396	<b>6.1</b>	418	<b>8.5</b>	431
<b>1.4</b>	280	<b>3.8</b>	398	<b>6.2</b>	419	<b>8.6</b>	432
<b>1.5</b>	300	<b>3.9</b>	399	<b>6.3</b>	419	<b>8.7</b>	432
<b>1.6</b>	319	<b>4.0</b>	400	<b>6.4</b>	420	<b>8.8</b>	433
<b>1.7</b>	323	<b>4.1</b>	401	<b>6.5</b>	420	<b>8.9</b>	433
<b>1.8</b>	343	<b>4.2</b>	402	<b>6.6</b>	420	<b>9.0</b>	433
<b>1.9</b>	351	<b>4.3</b>	403	<b>6.7</b>	422	<b>9.1</b>	434
<b>2.0</b>	357	<b>4.4</b>	404	<b>6.8</b>	422	<b>9.2</b>	434
<b>2.1</b>	362	<b>4.5</b>	405	<b>6.9</b>	423	<b>9.3</b>	435
<b>2.2</b>	366	<b>4.6</b>	406	<b>7.0</b>	423	<b>9.4</b>	435
<b>2.3</b>	369	<b>4.7</b>	407	<b>7.1</b>	424	<b>9.5</b>	436
<b>2.4</b>	372	<b>4.8</b>	408	<b>7.2</b>	425	<b>9.6</b>	436
<b>2.5</b>	375	<b>4.9</b>	409	<b>7.3</b>	425	<b>9.7</b>	436
<b>2.6</b>	376	<b>5.0</b>	410	<b>7.4</b>	426	<b>9.8</b>	437
<b>2.7</b>	380	<b>5.1</b>	411	<b>7.5</b>	426	<b>9.8</b>	437
<b>2.8</b>	382	<b>5.2</b>	411	<b>7.6</b>	427	<b>10.0</b>	438

### II.2.4.3 Conductivité thermique de l'acier :

La variation de la conductivité thermique  $\lambda_s$  de l'acier en fonction de la température est illustrée à la figure :



**Figure II. 13:** Conductivité thermique de l'acier au carbone en fonction de la température

## II.2.5 Nation de section réduite à chaud :

### II.2.5.1 Définition :

On appelle «section réduite à chaud » (acier ou béton) la section capable d'équilibrer avec la résistance à froid l'effort que peut équilibrer à chaud la section réelle .Cela revient à appliquer les coefficients d'affaiblissement  $\alpha_b$  ou  $\alpha_s$  sur l'aire de la section au lieu de l'appliquer sur les caractéristiques des matériaux

L'intérêt du recours à cette nation est de pouvoir se ramener à l'étude d'une section constituée de matériaux conservant leurs caractéristiques mécaniques.

### II.2.5.2 Cas d'une section d'armatures :

Soit une section d'armatures constituée de  $n$  barres, l'aire d'une barre est désignée par  $A_i$ , sa température par  $\Theta_i$ , le coefficient d'affaiblissement correspondant par  $\alpha_{si}$ . On peut faire l'hypothèse que tous les aciers subissent le même allongement  $\epsilon_s$ ; à cet allongement correspond à froid une contrainte  $\sigma_s$ . Pour la barre  $i$  portée à une température  $\Theta_i$  correspond une contrainte  $\sigma_{si}$ ; ainsi l'effort total équilibré par les  $n$  barres s'écrit :

$$N_s = \sum_{i=1}^n A_i \sigma_{si}$$

Avec :

La section réduite est :  $A_{\theta} = \frac{n}{1} A$  si

Donc :

$$N_s = A_{\theta} \sigma_s$$

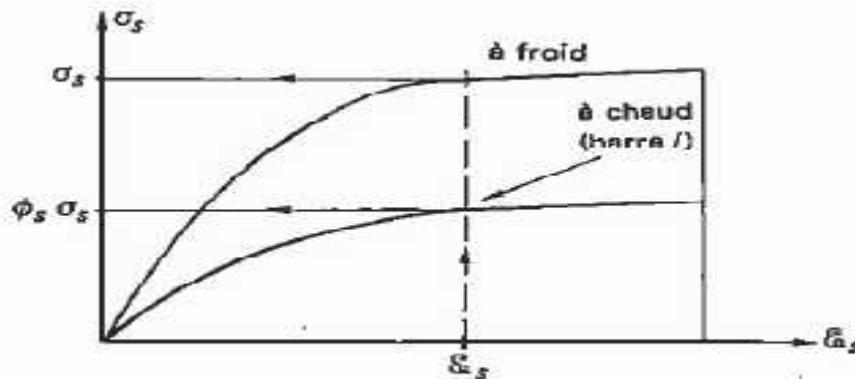


Figure II. 14 : diagramme des contraintes déformation d'acier

### II.2.5.3 Cas d'une section de béton :

soit **b** la largeur de la section du béton à froid .L'effort que peut équilibrer la section :

$$N_{bc} = \frac{\phi_b f_{c90}}{1,3} \quad b \Delta x = \frac{f_{c90}}{1,3} \Delta x (\phi_b b)$$

La largeur de cette section de béton à chaud est :

$$b_{\theta} = \phi_b \cdot b$$

$\phi_b$  : coefficient d'affaiblissement

$$\phi_b = f_{cj} / f_{cj}$$

### II.2.6 Protecion des armatures : (CBA93, art A.7.2, 4)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ❖ C= 5cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

- ❖  $C= 3\text{cm}$  : pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ❖  $C= 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

### II.2.7 Actions et sollicitations :

#### II.2.7.1 Définition des actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

➤ **Action permanents (G):**

Ce sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- le poids propre de la section.
- le poids des équipements fixes.
- le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

**On note:**

$G_{\max}$  : actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$  : actions permanentes favorables.

➤ **Actions variables (Qi) :**

Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.
- Les actions climatiques.

**On note :**

$Q$  : action variable de base.

➤ **Actions accidentelles (FA) :**

Ce sont des actions rares avec une faible durée d'application tel que :

les chocs violents, les séismes et les explosions, les feux

**II.2.7.2 Définition des sollicitations :**

les sollicitations ce sont des efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée

➤ **Les combinaisons d'action :**

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'action à considérer :

❖ **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

❖ **Combinaison du BAEL 91:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

**Avec :**

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Charges accidentelles

➤ **Sollicitation à prendre en compte à haute température :**

Dans le cas d'une justification de la résistance au feu les combinaisons d'action à considérer:

❖ **Combinaison du CBA93:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q + 0.8T \\ \text{ELS : } G + Q + T \end{array} \right.$$

### III. Predimensionnement des éléments résistants :

#### III.1 Introduction :

Le but de pré-dimensionnement est de définir les dimensions de différents éléments de la structure.

Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version2003**, **CBA93**, **BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

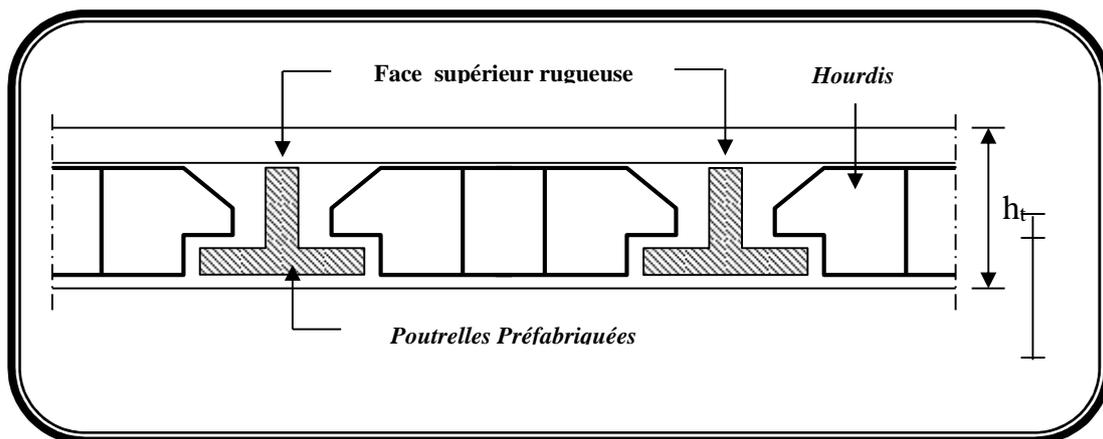
#### III.2 Pré-dimensionnement des éléments résistants :

##### III.2.1 Les planchers :

Les planchers, quelque soit leur nature, ils servent à déterminer les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux.

##### III.2.1.1. Planchers en Corps Creux :

Dans notre ouvrage on utilise des planches en corps creux qui sont constitués de hourdis et d'une dalle de compression ferraillée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée.



**Figure III. 1** : Dalle à corps creux

$h_t$  : L'épaisseur totale du plancher.

$h_0$ : L'épaisseur de la dalle de compression.

$L$  : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

Les dimensionnements de ces planchers doivent respecter les conditions suivantes :

**a. Condition de flèche: (CBA93, art. B.6.8, 424)**

L'épaisseur du plancher ( $e$ ) est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$e = \min(L_{X_{\max}}, L_{Y_{\max}}) / 22.5$$

Avec :

$L_{X_{\max}}, L_{Y_{\max}}$  : les distances entre axe des poteaux

$$L_{X_{\max}} = 405 \text{ cm}$$

$$L_{Y_{\max}} = 480 \text{ cm}$$

$$e = \min(L_{X_{\max}}, L_{Y_{\max}}) / 22.5 = \frac{4}{2.5} = 18 \text{ cm}$$

**b. Condition de coupe- feu :**

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe feu.

Soit:  $e = 7 \text{ cm}$

**c. Condition acoustique :**

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de **16 cm**

✓ Finalement l'épaisseur à retenir est :  $h_t = (16+4) \text{ cm}$

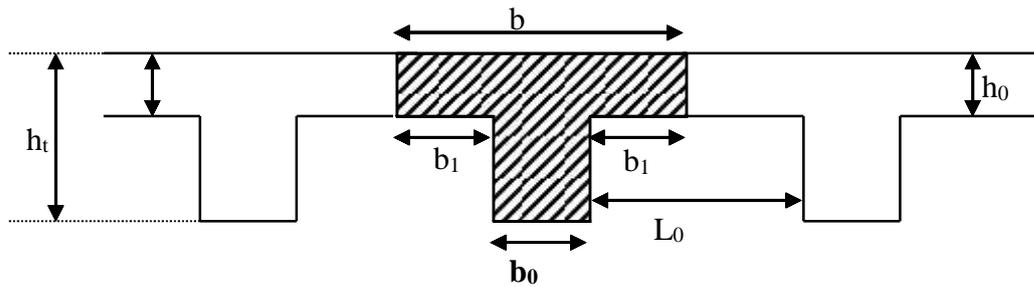
$$\text{Avec : } h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm : Epaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm : Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

**III.2.1.2 Les poutrelle :**

Les poutrelles sont des sections en **T** en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères

- Sont disposées parallèles à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.



**Figure III. 2 :** dimensions des poutrelles

La section transversale des nervures est considérée comme à une section en T de hauteur totale ( $h_t=20$  cm) et hauteur utile «d» défini par :

$$d = 0,9h_t \Rightarrow d = 18 \text{ cm.}$$

La largeur de la table de compression : **(CBA93,art A4-1,3)**

$$b = b_0 + 2b_1.$$

$$\text{Avec : } 0,3h \leq b_0 \leq 0,7h \Rightarrow 6 \leq b_0 \leq 14$$

$b_0 = 12$  cm pour des raisons constructives.

Avec :

la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles  $L_0 = 65 - 12 = 53$  cm

La longueur de la plus grande travée  $L = 405$  cm.

Le  $b_1$  est calculer à l'aide la formule suivant  $b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right\}$

$$b_1 = \min \{26,5, 40,5\} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm.}$$

Donc :

$$b = 12 + 2(26,5) \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

❖ **Tableau récapitulatif :**

<b>Epaisseur de la dalle de compression</b>	4cm
<b>Epaisseur de l'entrevous</b>	16cm
<b>Entraxe des nervures</b>	65cm
<b>Largeur <math>b_0</math> des nervures</b>	12cm
<b>Distance <math>L_0</math> entre deux nervures</b>	53cm

### III.2.2 Les balcons :(dalle pleine)

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine ; ils sont encastres dans les planchers et sont calculés comme étant des consoles.

Selon **BAEL91** :

✓ Condition de la flèche :

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par :  $e = L/10$

$L$  :largeur du balcon  $l = 1.35\text{m}$ .

$$e = 135/10 \quad e = 0.135 \text{ m}$$

On prend comme épaisseur :

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

### III.2.3 L'acrotère :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur les façade. il est assimilé à une console encastree au plancher terrasse.

L'acrotère soumise à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

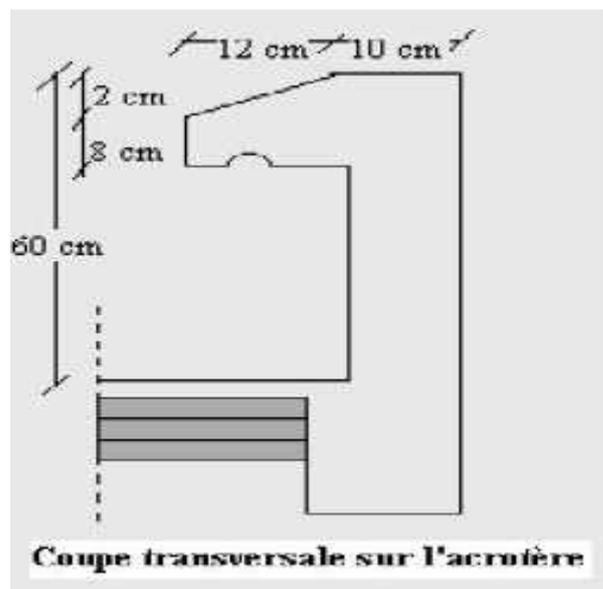


Figure III. 3: Acrotère

$S$  : la surface transversale totale de l'acrotère

: le poids volumique de béton :  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

✓ La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.12 \times 0.02) / (2) + (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) \\ = 0.069 \text{ m}^2$$

✓ Le poids propre de l'acrotère pour 1ml :  $G = \gamma \times s$

✓  $G = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/m}$

### III.2.4 Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifie les dimensions données par le **RPA2003 version 2003**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

la hauteur totale de la poutre :

$$L/20 \leq h_t \leq L/13$$

selon **CBA93(Art B.6.5.1)** : la largeur de la poutre :

$$0.3h_t \leq b \leq 0.6h_t$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99(Art 7-5-1)** :

$$h_t/b \leq 4.0$$

$$b_{\text{max}} \leq 1.5h + b_1$$

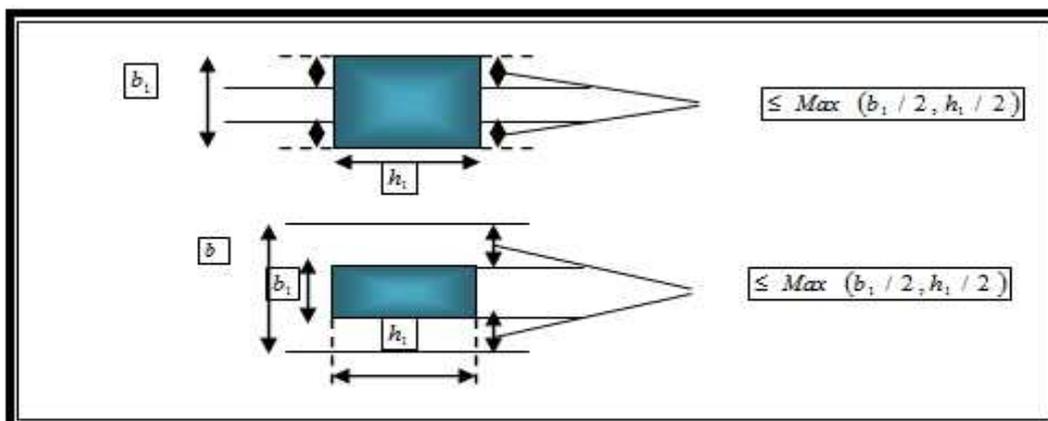


Figure III. 4 : Dimensions à respecter par les poutres

III.2.4.1 Condition de la résistance d'incendie : (BAEL 91 révisé 99)

Prise en compte de la sécurité d'incendie pour pré dimensionner la poutre ; La durée de coupe feu C.F = 1h ; b 16cm

Avec :

**b**: est la largeur de la poutre.

**h** : hauteur utile de la poutre.

**L** : la largeur de la poutre .

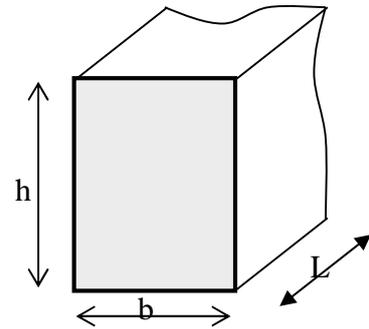


Figure III. 5:Dimensions de poutre

Tableau III. 1 : Dimensions à respecter par les poutres

Durée CF ou SF en heures	½ h	1 h	1h ½	2h	3h	4h
La largeur minimale en cm	12	16	20	24	32	40

III.2.4.2 Dimension à respecter par les poutres :

a- Poutre principale (sens porteur):

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max}/20 \leq h_t \leq L_{\max}/13 \\ 0.3h_t \leq b \leq 0.6 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 480/20 \leq h_t \leq 480/13 \\ 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.6 \times 40 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t = 40 \text{ cm} \\ 12 \leq b \leq 24 \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ cm} > 30\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$

**Poutre principale :(30X40)**

**b-Poutre secondaire (sens non porteur):**

$$\left\{ \begin{array}{l} L/20 \quad ht \quad L/13 \\ 0.3ht \quad b \quad 0.6 ht \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 405/20 \quad ht \quad 405/13 \\ 0.3 \times 35 \quad b \quad 0.6 \times 35 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} ht = 35 \text{ cm} \\ 10.5 \quad b \quad 21 \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :**

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4$$

**Poutre secondaire :(30X35)**

❖ **Tableau récapitulatif :**

	<b>Poutre principale</b>	<b>Poutre secondaire</b>	<b>Vérification</b>
<b>b 20 cm</b>	30	30	<b>C.V</b>
<b>h 30 cm</b>	40	35	<b>C.V</b>
<b>h/b 4</b>	1,33	1,16	<b>C.V</b>

❖ **Vérifications la Condition de la résistance d'incendie :**

<b>Durée CF (h)</b>	<b>Dimensions à respecter par poutres</b>	<b>Poutre principale</b>	<b>Poutre secondaire</b>	<b>Vérification</b>
1h	b 16cm	30	30	<b>C.V</b>

### III.2.5 Pré Dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier se compose par un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche s'appelle le giron ( $g$ ). On désigne par ( $h$ ) la hauteur d'une marche. Les escaliers sont simplement appuyés à leurs deux extrémités

Notre ouvrage comporte un escalier de type « droit » à deux volées.

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

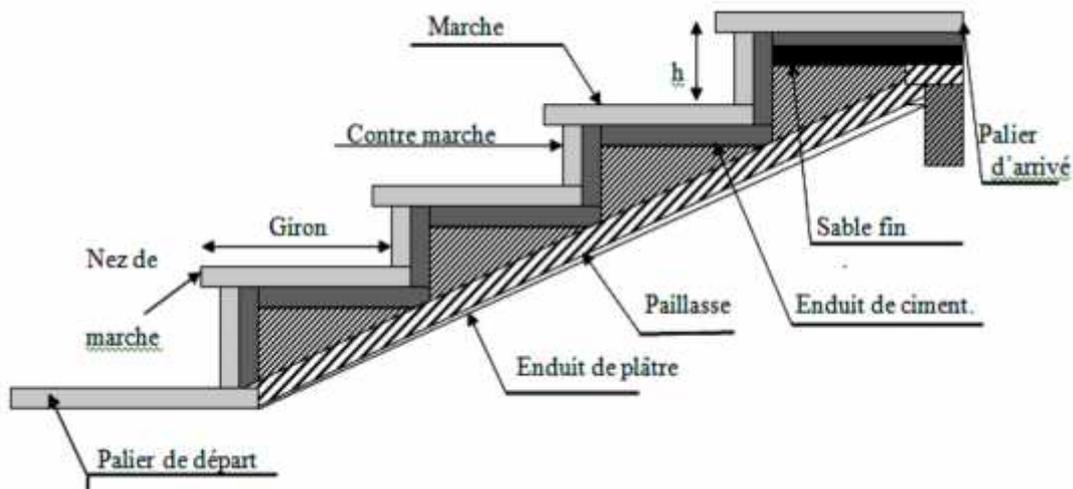


Figure III. 6 : Schéma d'un escalier

#### ❖ Caractéristiques techniques :

Un escalier est caractérisé par :

$g$  : largeur de marche (giron).

$h$  : hauteur de la contre marche.

$L$  : largeur la volée.

$n$  : le nombre de contre marche

$n-1$  : le nombre de marche

➤ Dans notre projet on a deux types d'escalier :

- **Type I** : escalier d'une seule volée
- **Type II** : escalier a deux volées

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$\bullet \quad 59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :  $h = H/n$

$$g = L / (n-1)$$

Si :  $g + 2h = 64 \dots \dots \dots (1)$

Remplaçant dans(1) on trouve :

$$L / (n-1) + 2 H/n = 64$$

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

**n** : est la solution de l'équation

❖ **Type I** : au niveau de RDC.

➤ **Hauteur** :  $H = 1.02 \text{ m}$ .

➤ **la longueur projetée de la paillasse** :

$$L = 1.50 \text{ m}$$

➤ **détermination du nombre de contre marches** :

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 102 + 150) + 2 \times 102 = 0$$

$$n = 6$$

Donc : le nombre de contre marche **n = 6**

➤ **Hauteur de contre marche** :  $h = H/n = 102/6 = 17$

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

On prend : **h = 17 cm**

➤ **Le giron** :  $g = L / (n-1) = 26 \text{ cm}$

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

On prend : **g = 30 cm** (la largeur des marches)

➤ **L'emmarchement :**

$$L_e = 1.20 \text{ m}$$

➤ **Hauteur de la paillasse :**

$$H' = 0,17 * 6 = 1.02$$

$$H' = 1.02 \text{ m.}$$

➤ **détermination de l'inclinaison de la paillasse :**

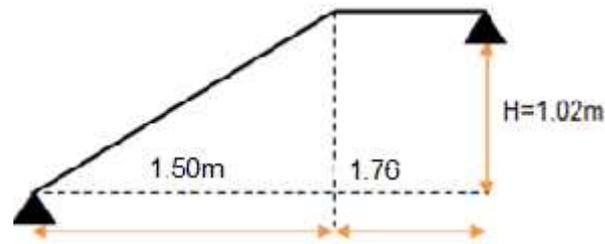
$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{1}{1} \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

➤ **détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$e_p \text{ max } (l/30; 10 \text{ cm})$$

$$e_p \text{ max } (4.33; 10 \text{ cm})$$

On prend épaisseur de paillasse :  $e_p = 15 \text{ cm}$



**Figure III. 7 :** Schéma du volée et du palier type 01

❖ **Type II :** au niveau de RDC et l'étage courant :

➤ **Hauteur :**  $H = 3.06 \text{ m.}$

➤ **la longueur projetée de la paillasse :**

$$L = 2.4 \text{ m.}$$

➤ **détermination du nombre contre de marches :**

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 306 + 240) + 2 \times 306 = 0$$

$$n = 18$$

Donc : le nombre de contre marche  $n = 18$  (9+9)

- **Hauteur de contre marche :**  $h = H/n = 306/18 = 17$

Avec : 14 h 18 cm

On prend **h = 17cm**

- **Le giron :**  $g=L/(n-1)= 14.11\text{cm}$

Avec 25cm g 32cm

On prend **g=30 cm** (la largeur des marches)

- **L'emmarchement :**

$Le = 1.20 \text{ m}$

- **Hauteur de la paillasse :**

$H'=0,17*9=1.53$

**H'=1.53m.**

- **détermination de l'inclinaison de la paillasse :**

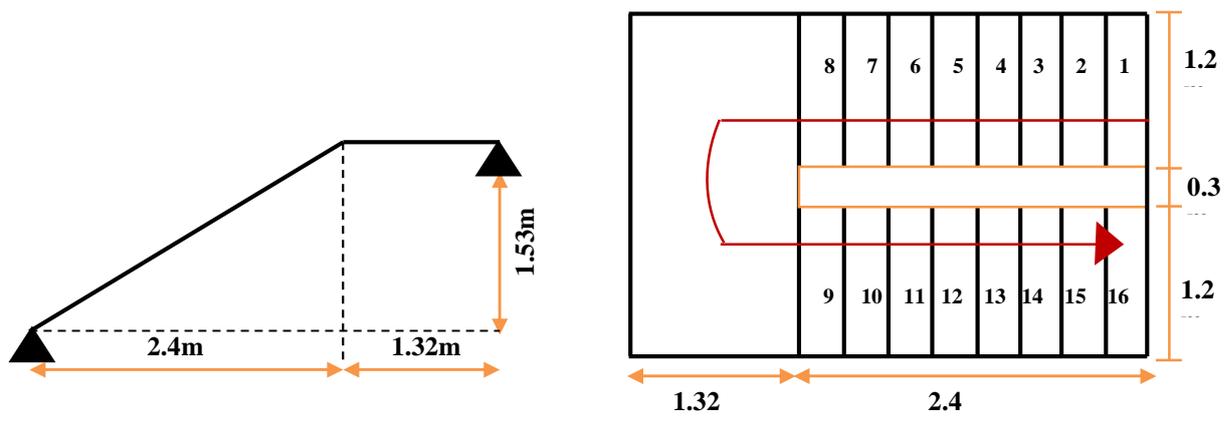
$$\text{Tg}(r) = \frac{1}{2} \Rightarrow r = 32.51^\circ$$

- **détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$ep \max(l/30; 10\text{cm})$

$ep \max(8; 10\text{cm})$

On prend épaisseur de paillasse :  **$e_p = 15 \text{ cm}$**  .



**Figure III. 8 :** Schéma de la volée et du palier type 02

### III.2.6 Pré Dimensionnement des voiles :

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99V2003**.

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

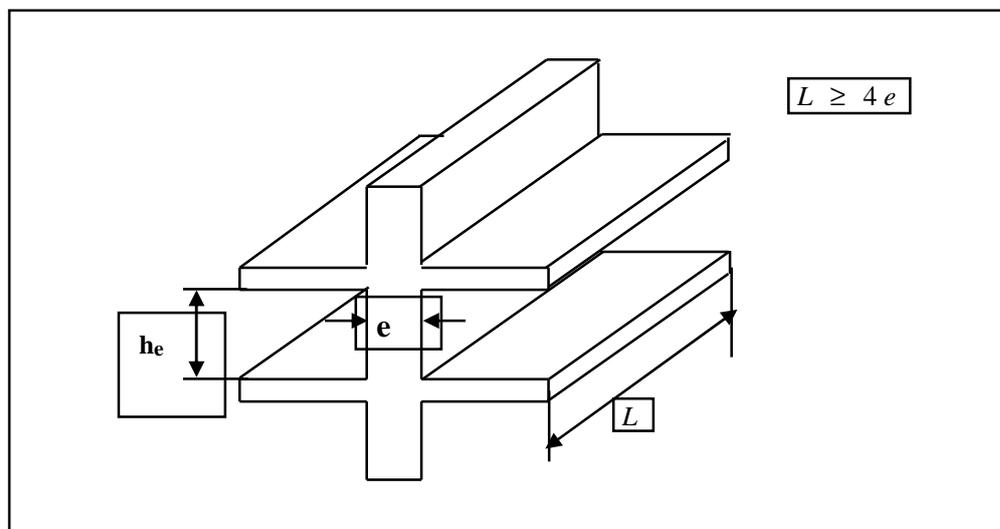
- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99V2003** article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition (**L 4e**) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Où **L** et **e** sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

D'après les règles **BAEL91 (CBA93)** « les éléments satisfaisants la condition (**L 5e**) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

L'article 7.7.1 du l' **RPA99V2003** « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indique la figure ci-après :



**Figure III. 9:** coupe de voile en élévation

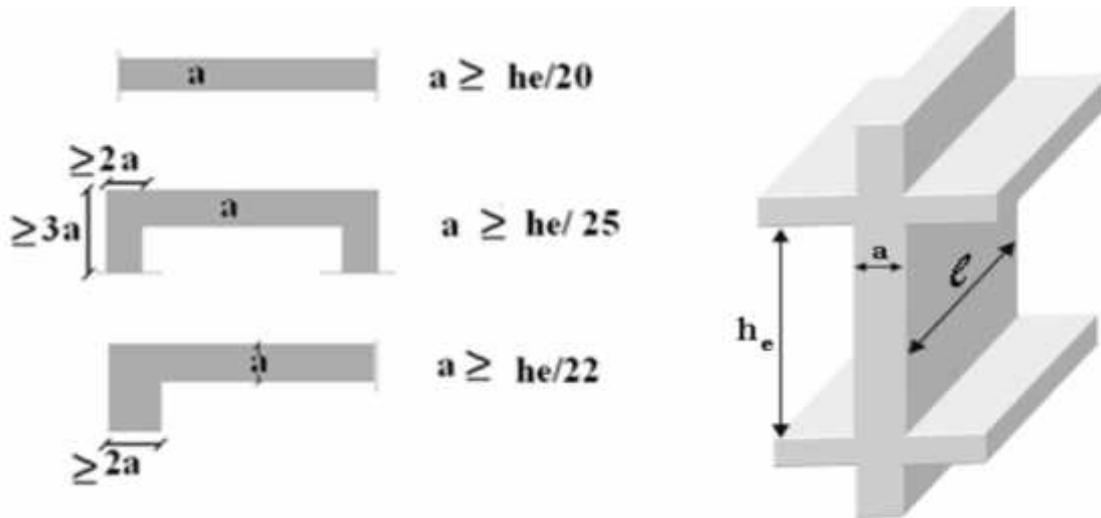


Figure III. 10 : Pré dimensionnement des voiles

$e = \text{Max}(h_e/25, h_e/22, h_e/20)$

1- Pour R D C ( $h_e = 4,08 \text{ m}$ )

$e = h_e / 20 = 408 / 20 = 20,4 \text{ cm.}$

Donc on prend comme épaisseur: **e = 20 cm**

2- pour l'étage courant : ( $h_e = 3.06 \text{ m}$ )

$e = h_e / 20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm.}$

Donc on prend comme épaisseur : **e=15 cm**

**III.2.6.1 Condition de la résistance d'incendie :**

Prise en compte de la sécurité d'incendie pour pré dimensionner les voiles ; La durée de coupe feu C.F = 1h ; **e 11cm**

Tableau III. 2 : Dimensions à respecter par les voiles.

Durée CF ( h )	½ h	1 h	1h ½	2h	3h	4h
L'épaisseur minimale ( cm )	10	11	13	15	20	25

## ❖ Conclusion :

$e_{\max} (20 ; 15) \text{ cm}$  et  $e = 11 \text{ cm}$

Ainsi, on adopte l'épaisseur des voiles :  $e = 20 \text{ cm}$  sur toute la hauteur de la structure.

Les portés des voiles utilisé :

D'après :

**RPA99V2003 :**                      **L = 4e = 80cm**

**BAEL91 :**                              **L = 5e = 100cm**

**III.2.7 Evaluation des charges et des surcharges : DTR B.C. 2.2****III.2.7.1.charges et Surcharges :**

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

➤ **Les charges permanentes "G":****a) Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :**

**Tableau III.3:** Evaluation des charges permanents du plancher terrasse inaccessible  
(Corps creux)

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	10	0.03	0.3
Dalle en corps creux (16+4)	/	(16+4)	2.8
Béton de pente	22	0.12	2.64
Isolation thermique	0.4	0.04	0.016
Etanchéité	6	0.02	0.12
multicouche	/	2feuilles	0.5
Papier kraft	16	0.05	0.8
Gravillon de protection			
<b>Total</b>			<b>7.18</b>

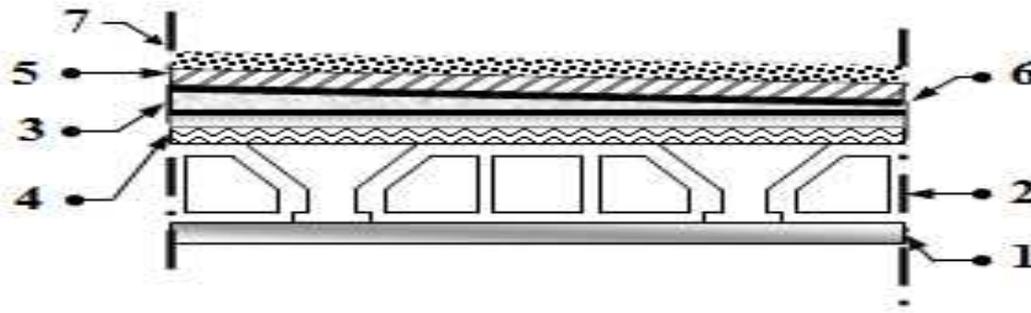


Figure III. 11: Coupe de plancher terrasse

## b).Plancher étage courant (corps creux) :

Tableau III. 4: Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	10	0.03	0.3
Dalle en corps creux (16+4)	/	(16+4)	2.8
Lit de sable	18	0.03	0.54
Chape de ciment	20	0.04	0.40
Carrelage en granito	22	0.02	0.44
Cloisons de répartition	/	/	1
<b>Total</b>			<b>5.48</b>

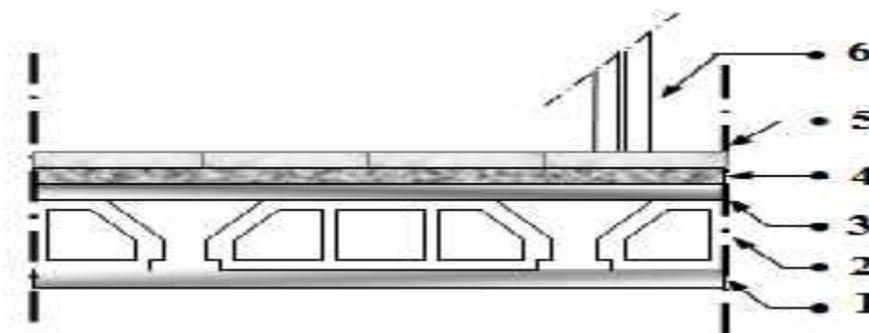


Figure III. 12: Coupe de plancher étage courant

c).Balcon :

Tableau III. 5: Evaluation de charges permanentes du balcon

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment.	18	0,02	0,36
Poids propre de la dalle en B.A.	25	0,15	3,75
Lit de sable.	18	0,03	0,54
Chape de ciment.	20	0,02	0,4
Carrelage en granito.	22	0,02	0,44
Garde corps	/	/	1
<b>Total</b>	/	/	<b>6.49</b>

d).Maçonnerie extérieure :

Tableau III. 6: Evaluation de charges permanentes de mur extérieur

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m <sup>2</sup> )
Chape de ciment.	18	0,02	0,36
Enduit de plâtre.	10	0,02	0,2
Brique extérieure.	9	0,15	1,35
Brique intérieure.	9	0,10	0,9
<b>Total</b>	/	/	<b>2,81</b>

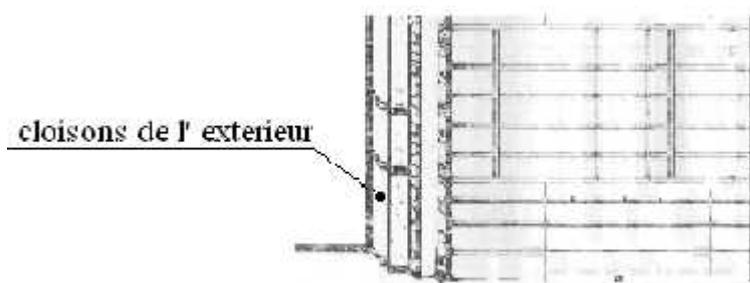


Figure III. 13: Coupe maçonnerie extérieur

## e).Maçonnerie intérieur :

Tableau III. 7 : Evaluation de charges permanentes de mur intérieur

Constituants d'un mur intérieur	Epaisseur (e) (cm)	Masses surfaciques (KN/m)	Masses volumiques (KN/m)
Brique creuse	10	0.9	9
Enduit de plâtre	2×2	0.4	9
<b>totale</b>			<b>G = 1.3</b>

## f) Les escaliers :

## f.1. Palier :

Tableau III. 8: Evaluation de charges permanentes de palier

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment.	20	0,02	0,4
Poids propre de la dalle en B.A.	25	0,15	3,75
Lit de sable.	18	0,03	0,54
Chape de ciment.	20	0,02	0,4
Carrelage en granito.	20	0,02	0,4
<b>Total</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>5.49</b>

## f.2.Paillasse :

Tableau III. 9: Evaluation de charges permanentes de paillasse

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m <sup>2</sup> )
Poids propre de paillasse	25	0.15	4.3
Poids propre de la marche	22	0.17	0.6
Carrelage	20	0.02	0,4
Mortier de pose	20	0.03	0 ,6
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Garde du corps	/	/	1
Couche de sable	18	0.02	0.36
<b>Total</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>7.46</b>

## f.3. Volée :

Tableau III. 10 : Evaluation de charges permanentes de volée

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	20	0.02	<b>0.4</b>
Paillasse	25	0.15/cos	4.30
Marches	22	0.17/2	1.87
Couche de sable	18	0.03	0.54
Chape de ciment	20	0.02	0.40
Carrelage en granito	20	0.02	0.4
Garde-corps	/	/	1
<b>Total</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>8.91</b>

g).L'acrotère :

Tableau III. 11: Evaluation de charges permanentes de l'acrotère

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Masses linéaires (KN/ m)
Béton armée	25	0.069	1.725
Total	/	/	1.725

➤ Les charges d'exploitations "Q": DTR B.C. 2.2

.Etage terrasse non accessible :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

.RDC et étage courant (habitations):  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

.Escalier :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

.Plancher étage courant en dalle pleine :  $1.5 \text{ KN/m}^2$

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

III.2.8 .Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton

➤ Les étapes de calcul :

Ñ On considère les poteaux les plus sollicités.

Ñ On calcule la surface reprise par les poteaux.

Ñ On détermine les charges et les surcharges revenant aux poteaux.

Ñ On amènera le calcul à L'ELU (**BAEL91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**)

➤ La formule générale :

$$Br \leq (k \cdot Nu) / ((\theta_{fu} / 0.9) + (0.85 / 100) \cdot f_{cd})$$

Où

$$Nu = (Br f_{c28} / 0.9 \gamma_b) + (A_s f_e / \gamma_s)$$

**Tel que :**

**Br :** La section réduite de poteau (en cm<sup>2</sup>) et  $Br = (a-2cm) \times (b-2cm)$

**Nu :** L'effort normal ultime  $Nu = 1.35G + 1.5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} k=1.10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k=1.20 \text{ si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours} \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{tj} \\ K=1 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a **k=1**.

$$f_{bu} = 0.85f_{c28} / \Theta \gamma_b$$

$$f_{ed} = f_e / \gamma_s$$

**f<sub>c28</sub> :** résistance à la compression de béton **f<sub>c28</sub>=25Mpa ;**

**f<sub>e</sub> :** limite d'élasticité de l'acier utilisé **f<sub>e</sub>=400Mpa**

**Avec :**

**χ<sub>b</sub> :** coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \chi_b = 1.5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \chi_b = 1.15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

**χ<sub>s</sub> :** coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \chi_s = 1.15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \chi_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

**Θ :** est en fonction de la durée **T** d'application des combinaisons d'actions :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \Theta=1 & : T > 24h \dots\dots\dots \text{c'est notre cas} \\ \Theta=0.9 & : 1h \leq T \leq 24h \\ \Theta=0.85 & : T < 1h \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \chi_b = 1, 5 \\ \chi_s = 1, 15 \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = 0,85.25/1,1,5 = 14.2 \text{Mpa} \quad ; \quad f_{cd} = 400/1,15 = 348 \text{Mpa}.$$

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

$$\begin{cases} \text{Si :} & 50 : = 1 + 0,2 \cdot ( /35)^2 \\ \text{Si :} & 50 < < 70 : = 0,60(50/ )^2 \end{cases}$$

Avec :

$$= l_f \cdot 12 / a$$

**a** : le petit coté.

**l<sub>f</sub>** : la longueur de flambement.

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

(Pour que toutes les armatures participent à la résistance) d'après le **BAEL91** :

**On aura :**

$$\begin{cases} \mathbf{a} = (12/35 \times l_f) & \mathbf{a} = l_f / 10 \\ = 0,85 / (1 + 0,2 \times ( /35)^2) & \mathbf{pour} \quad 50 \\ = 0,60 \times (50/ )^2 & \mathbf{pour} \quad 50 \quad 70 \end{cases}$$

On choisi un élançement mécanique = **35** pour faire par

$$= 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708$$

**D'où :** = 1 + 0,2.1 = 1.2

$$Br = (k \cdot Nu) / ((\Theta \cdot f_{bu} / 0,9) + (0,85/100) \cdot f_{cd})$$

$$Br = ((1,1,2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}) / (1 \cdot (14,2/0,9) + (0,85/100) \cdot 348)) \cdot 10^4 = 0,64 Nu \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\mathbf{Br = 0,64 Nu \text{ (cm}^2\text{)}}$$

$$Br = (a - 0,02)^2$$

$$\mathbf{a = b = \sqrt{Br} + 2} \quad \text{pour une section carré.}$$

**III.2.8.1 Calcul des surfaces d'influence pour poteau plus sollicité :**

- Pour tenir compte du problème de continuité on doit majorer la surface de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas d'une poutre comportant au moins 3 travées.

- Pour tenir compte du poids des poteaux et des poutres en doit majorer la charge surfacique au niveau des planchers terrasses et étage courant de 10 %.

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

**❖ Charge Permanente**

$$N_G = G \times S$$

G: charge Permanente

S: surface offerte.

**❖ Charge d'exploitation**

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression des charges)

S : surface offerte.

**❖ Calcul de la charge limite ultime  $N_{ul}$  :**

$$N_{ul} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_{ul} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

L'article **7.4.1** du **RPA99/V2003** exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone **IIa** on a :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

Toutes ces conditions sont vérifiées mais pour des raisons de facilité la réalisation on choisit une section uniforme soit celle du poteau le plus sollicité.

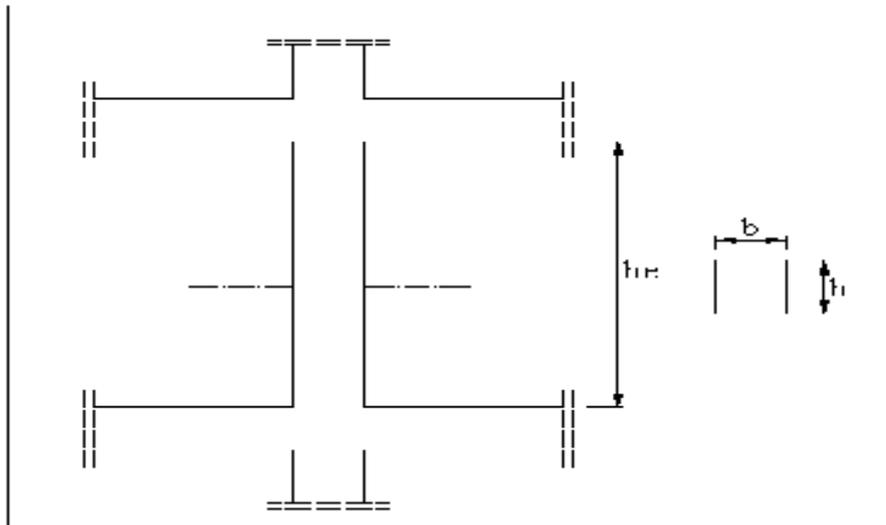


Figure III. 14: Coffrage du poteau

## ❖ Poteau centrale C16:

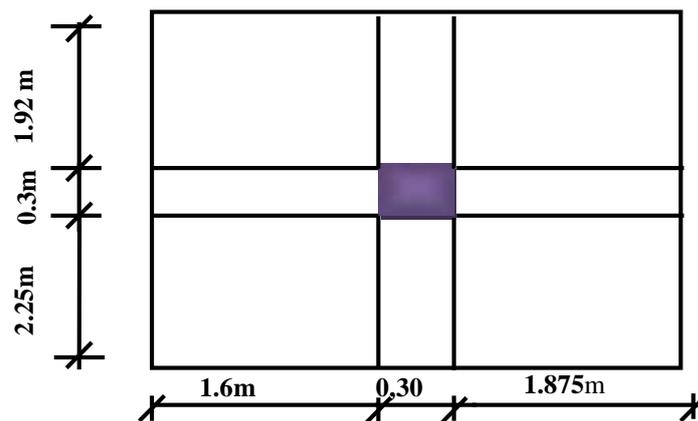


Figure III. 15: section appliqué sur le poteau étudié

-Calcul l'aire de chargement du poteau :

$$S = (1.6 + 0.3 + 1.875) \times (2.25 + 0.3 + 1.92) = 16.87 \text{ m}^2$$

Pour tenir compte la continuité on doit majorer la surface offerte de poteau d'après le **BAEL91**

➤ Pour tenir compte du poids propre du poteau, on doit majorer la charge permanente ( $G_{\text{terrasse}}$ ) de 15%

$$S' = 1.15 \times 16.87 = 19.40 \text{ m}^2$$

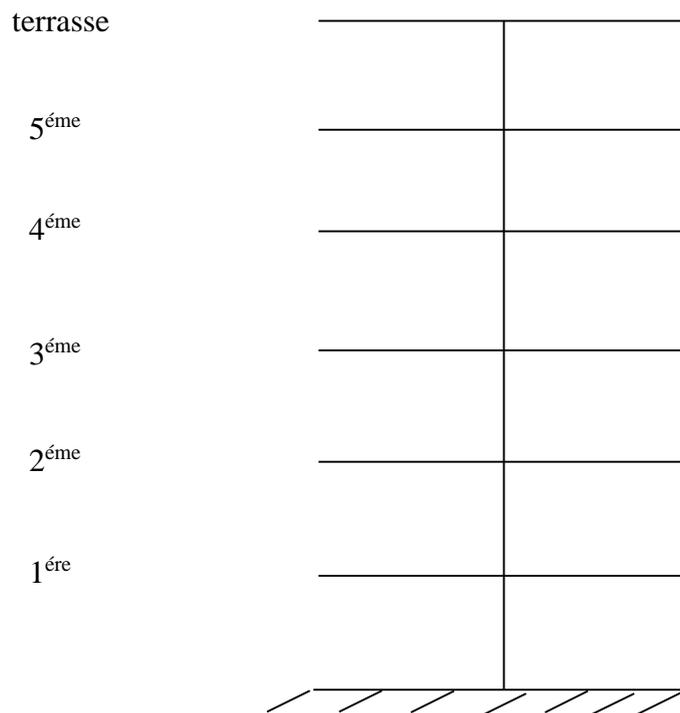


Figure III. 16: coupe verticale de poteau plus sollicité

### III.2.8.2 Estimation des charges et des surcharges revenant :

- **Au Niveau de la terrasse :**

$$G (\text{plancher terrasse}) = 121.12 \text{ KN /m}^2$$

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

- **Au Niveau de l'étage courant et RDC:**

$$G (\text{plancher de l'étage courant}) = 92.44 \text{ KN}$$

$$Q (\text{plancher de l'étage courant}) = 1.5 \text{ KN}$$

- **Calculer G(poutre principale ) = 14.4KN**
- **Calculer G(poutre secondaire ) = 10.63KN**
- **Calculer G(poteaux ) = 6.88KN**

### III.2.8.3 Loi de dégression : d'après le DTRBC2.2 5

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de **10%** jusqu'à **0,5Q**.

Les règles « **BAEL 91 modifié 99** » nous imposent d'appliquer la dégression des charges d'exploitation.

Avec :

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

n : Nombre d'étage.

Q<sub>0</sub> : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>,....., Q<sub>n</sub> : Les charges d'exploitation des planchers courants.

#### ➤ Dégression des charges d'exploitation :

**Tableau III. 12** : dégression des charges d exploitation

Niveau des plancher	Charge d'exploitation	La valeur des charges	Charges d'exploitations	Des charges d'exploitations
Terrasse	Q <sub>0</sub>	1	Q <sub>0</sub>	1.00
P5	Q <sub>1</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub>	2.5
P4	Q <sub>2</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> + 0.95(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	3.85
P3	Q <sub>3</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0.9(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )	5.05
P2	Q <sub>4</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0.85(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> )	6.10
P1	Q <sub>5</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0.80(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )	7
RDC	Q <sub>6</sub>	1.5	Q <sub>0</sub> +0.75(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> )	7.75

III.2.8.4 Descente de charge :

Tableau III. 13: Descente de charge (Poteau C16)

Niveau		G (KN/ m <sup>2</sup> )	G (KN/ m <sup>2</sup> )	Q en K N	Q <sub>cum</sub> en KN	N <sub>u</sub> (KN/ m <sup>2</sup> )	N <sub>maj</sub> (KN/ m <sup>2</sup> )	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm <sup>2</sup> )	axb (cm <sup>2</sup> ) section adopté
<b>Terrasse</b>	Plancher terrasse	121.12	146.15	1	1	198.80	228.62	146.31	14.09	<b>35x35</b>
	Poutre principale	14.4		/						
	Poutre secondaire	10.63		/						
<b>5</b>	Venant de terrasse	146.15	240.5	1	2.5	328.42	377.68	241.71	17.54	<b>35x35</b>
	Poteau 5	6.88		/						
	Poutre principale	14.4		/						
	Poutre secondaire	10.63		/						
	Etage courant 5	92.44		1.5						
<b>4</b>	Venant de N5	270.5	394.85	2.5	3.85	538.82	619.64	396.56	21.91	<b>40x40</b>
	Poteau 4	6.88		/						
	Poutre principale	14.4		/						
	Poutre secondaire	10.63		/						
	Etage courant 4	92.44		1.5						

Niveau		G (KN /m <sup>2</sup> )	G (KN /m <sup>2</sup> )	Q en KN	Q <sub>cum</sub> en KN	N <sub>u</sub> (KN /m <sup>2</sup> )	N <sub>maj</sub> (KN /m <sup>2</sup> )	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm <sup>2</sup> )	axb (cm <sup>2</sup> ) section adopté
<b>3</b>	Venant de N4	394.85	519.2	3.85	5.05	708.49	814.76	521.44	24.83	<b>40x40</b>
	Poteau 3	6.88		/						
	Poutre principale	14.4		/						
	Poutre secondaire	10.63		/						
	Etage courant 3	92.44		1.5						
<b>2</b>	Venant de N3	519.2	643.55	5.05	6.10	811.94	933.73	597.58	26.44	<b>45x45</b>
	Poteau 2	6.88		/						
	Poutre principale	14.4		/						
	Poutre secondaire	10.63		/						
	Etage courant 2	92.44		1.5						
<b>1</b>	Venant de N2	643.55	767.9	6.10	7.00	1047.1	1204.2 3	770.70	29.76	<b>45x45</b>
	Poteau 1	6.88		/						
	Poutre principale	14.4		/						
	Poutre secondaire	10.63		/						
	Etage courant 1	92.44		1.5						
<b>RDC</b>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

## ➤ Conclusion :

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>
Poteau	(45*45) cm <sup>2</sup>	(40*40) cm <sup>2</sup>	(35*35) cm <sup>2</sup>

## III.2.8.5Vérification :

## ➤ Vérification des poteaux aux exigences de l'RPA 99:

L'article 7.4.1 de RPA99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
45x45	Min (b, h) 30	Min (45x45) = 45	CV
	Min (b, h) (h <sub>e</sub> /20)	(408/20)= 20.4	CV
	1/4<b/h< 4	(b <sub>1</sub> / h <sub>1</sub> ) = 1	CV
40x40	Min (b, h) 30	Min (40x40) = 40	CV
	Min (b, h) (h <sub>e</sub> /20)	(3.06/20)= 15.3	CV
	1/4<b/h< 4	(b <sub>1</sub> / h <sub>1</sub> ) = 1	CV
35x35	Min (b, h) 30	Min (35x35) = 35	CV
	Min (b, h) (h <sub>e</sub> /20)	(3.06/20)= 15.3	CV
	1/4<b/h< 4	(b <sub>1</sub> / h <sub>1</sub> ) = 1	CV

## ➤ Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non)des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement  $\lambda$  qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99}).$$

Avec : : élancement du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement  $L_f = 0.7 L_0$

$L_0$  : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

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

$I$  : Moment d'inertie  $I = \frac{ab^3}{12}$

$B = a.b$  = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

**Tableau III. 14** : récapitulatif de vérification au flambement

Niveau	La section		35
RDC	(45*45)	21.98	Vérifiée
1 <sup>ère</sup> étage	(45*45)	16.48	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	(40*40)	18.56	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	(35*35)	21.20	Vérifiée

- **Conclusion :**

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement

➤ **Vérification de Condition de résistance a l'incendie :** Pour l'élancement 35

Prise en compte de la sécurité d'incendie pour pré dimensionner des poteaux carrée avec durée de coupe feu C.F =1h  $\implies a = b$  20cm.

Tableau III. 15: Dimensions à respecter par les poteaux

Durée CF ou SF en heures	½ h	1 h	1h ½	2h	3h	4h
Dimension minimale en cm	15	20	24	30	36	45

Tableau III. 16 : récapitulatif de vérification de résistance à l'incendie

Niveau	La section	a	a 20cm
RDC	(45*45)	45	Vérifiée
1 <sup>ere</sup> étage	(45*45)	45	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	(40*40)	40	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	(35*35)	35	Vérifiée

## IV. Calcul des éléments secondaires :

### IV.1.Introduction :

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

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

Dans les présent chapitres nous considérons études des éléments que comporte notre bâtiment nous citons l'acrotère, les escaliers ; et enfin le plancher dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendent de la géométrie interne de la structure .

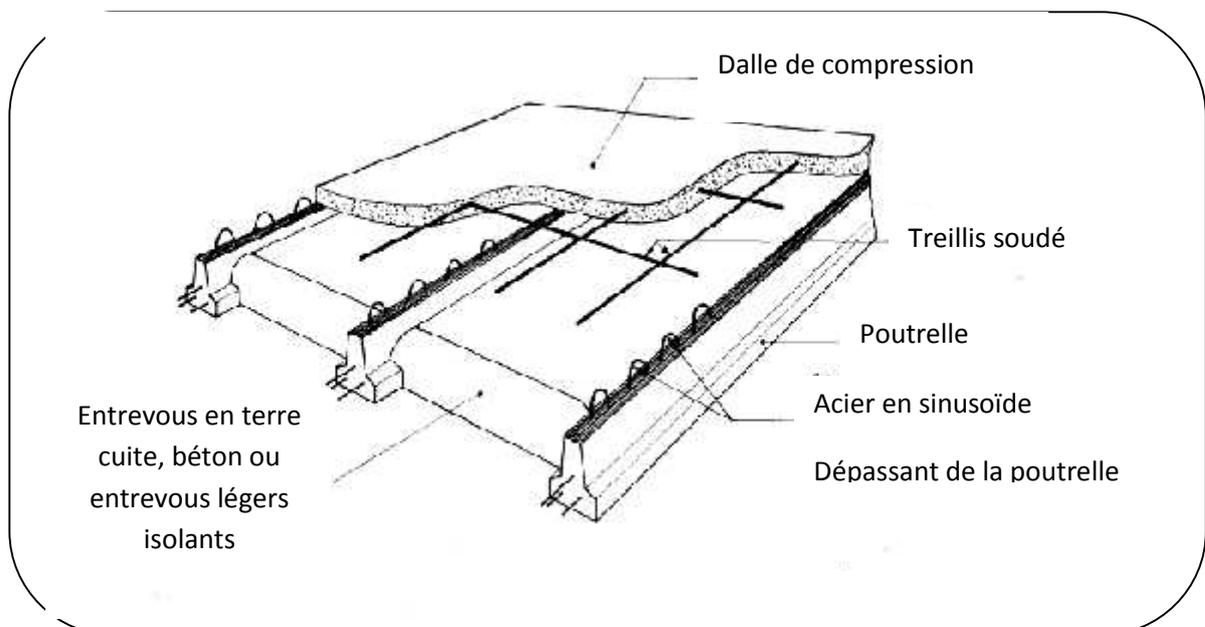
### IV.2. les planchers :

#### IV.2.1.Plancher en corps creux :

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

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

Les plancher de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4cm.



**Figure IV. 1 :** Schéma statique de la coupe du plancher

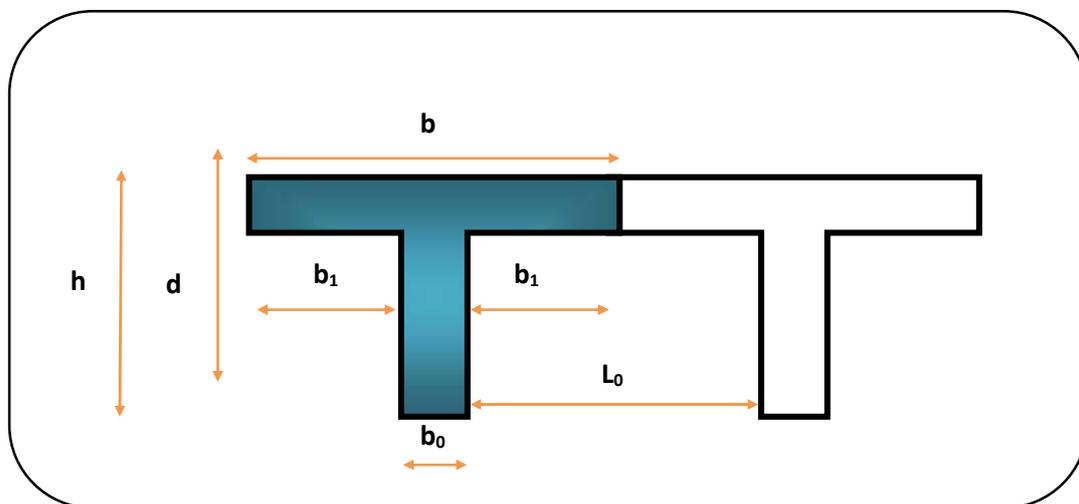
### IV.2.1.1. étude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en  $T_c$  en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- ❖ Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- ❖ Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

#### 1. Pré dimensionnement des poutrelles :



**Figure IV. 2 :** dimension des poutrelles

Le tableau représente les prédimensionnement des poutrelles :

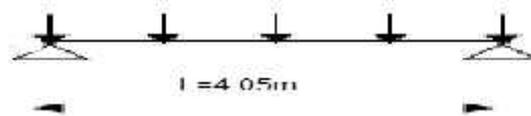
<b>Epaisseur de la dalle de compression</b>	4cm
<b>Epaisseur de l'entrevous</b>	16cm
<b>Entraxe des nervures b</b>	65cm
<b>Largeur <math>b_0</math> des nervures</b>	12cm
<b>Distance <math>L_0</math> entre deux nervures</b>	55cm

**2. types de poutrelles**

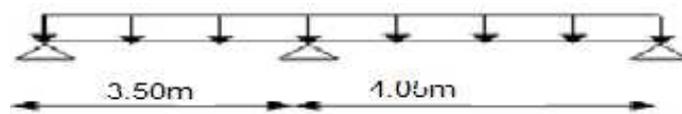
Selon la conception du plancher 2 types de poutrelles sont analysées pour plancher terrasse et planchers étages courants.

**A).Plancher RDC, 1 étage ,étage courant , dernière étage :**

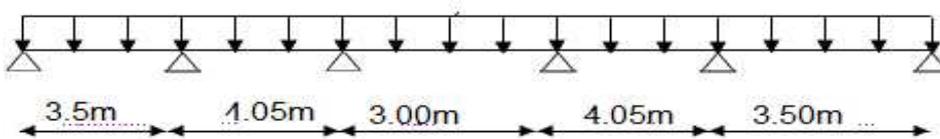
- **Type01 (un travée):**



- **Type02(deux travée) :**



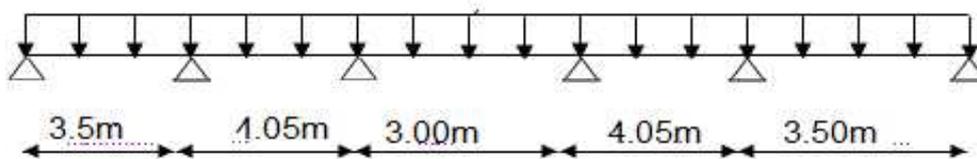
- **Type 03( cinq travée ) :**



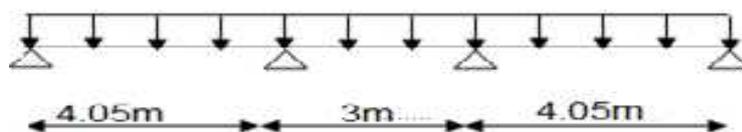
**Figure IV. 3 :**Les schéma statiques des trois types des poutrelles de plancher RDC et étage Courant

**B) .Terrasse :**

- **Type 01( cinq travée ) :**



- **Type 03( trois travée ) :**



**Figure IV. 4:**Le schéma statiques des deux types des poutrelles de plancher terrasse

### 3. Calcul des poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage.
- Le calcul après coulage.

#### A). Avant coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis (simplement appuyée) ; elle supporte :

- son poids propre
- le poids du corps creux
- la surcharge due à la main d'œuvre qui est prise égale à 1KN/ml (d'après DTR B.C.2.2).

#### A. 1. Evaluation des charges et surcharges :

**Tableau IV. 1** : charges et surcharge supporté par la poutrelle

<b>Charge permanente</b>	<b>Poids propre des poutrelles</b>	$25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/m}$
	<b>Poids propre du corps creux</b>	$0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/m}$
	<b>Total</b>	$G = 0.74 \text{ KN/ml}$
<b>Charge d'exploitation</b>	<b>Main d'œuvre</b>	$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \times 0.65 \text{ m}$ $Q = 0.65 \text{ KN/ml}$

#### A.2. Sollicitations combinées :

- **ELU** :  $1.35 G + 1.5 Q$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 0.65$$

$$q_u = 1.97 \text{ KN/m}$$

- **ELS** :  $G + Q$

$$q_{ser} = 0.74 + 0.65$$

$$q_{ser} = 1.39 \text{ KN/m}$$

## A.3. Sollicitations de calcul :

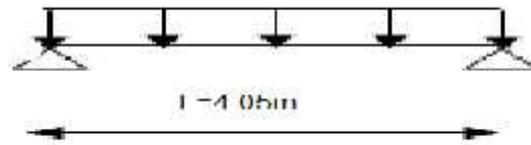


Figure IV. 5: Schéma isostatique de la poutrelle

Tableau IV. 2 : Valeur des moments et des efforts tranchants

	ELU	ELS
$M = ql^2/8$	4.04	2.85
$T = ql/2$	3.99	2.81

## A.4. Calcul de ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple à l'ELU.

$b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 \cdot h = 3,6 \text{ cm}$  ;  $h = 4 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $M_u = 4,04 \text{ KN.m}$  ;  
 $M_{ser} = 2,85 \text{ KN.m}$

pour FeE400  $\mu_1 = 0,392$

$$\tilde{\mu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 1,84 > \mu_1 = 0,392$$

$f_{bu}$	$\mu_{bu}$	$\mu_{lu}$	$f_{c28}$	$f_e$
14.20	1.84	0.392	25	400

Donc :  $\tilde{\mu}_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow A' \neq 0$ , La section est doublement armée.

## ➤ Remarque :

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armatures mais on est limité par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étaitements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

**A.4.1. Calcul la distance entre les étaieiments :**

$$\mu_1 = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \leq \mu_1$$

$$M_u \leq \mu_1 bd^2 f_{bu}$$

$$M_u = 0.865 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1.35 G L^2 / 8 + 1.5 Q L / 4$$

$$M_u = 1.35(0.74 \times L^2) / 8 + 1.5(0.65 \times L) / 4 = 0.865 \text{ KN.m}$$

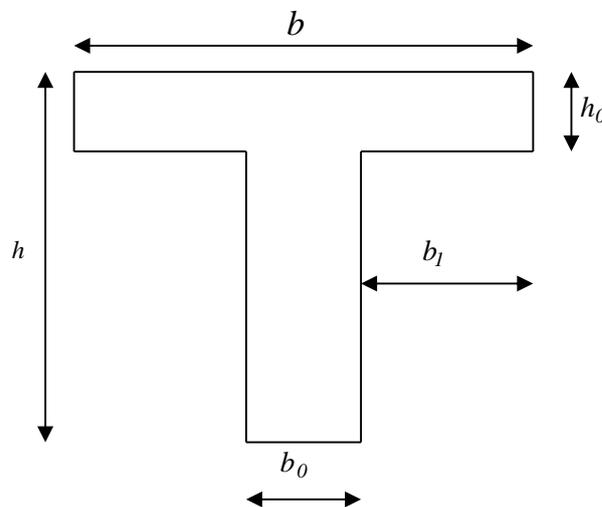
$$L = 1.87 \text{ m}$$

On prend la distance entre les étaieiments:  $L = 2 \text{ m}$

**B).Après coulage :**

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T, elle sera donc sur des appuis continus et elle travaille hyper statiquement ;avec les dimensions suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}.$$



**Figure IV. 6:** section transversale de la poutrelle

**B.1.Charges et surcharges :****Tableau IV. 3 :** Evaluation des charges et des surcharges

Plancher	G(/m2)*0.65 (KN/ml)	Q(/m2)*0.65 (KN/ml)	q <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>ser</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	4.67	0.65	7.28	5.32
Etage courant	3.56	0.98	6.28	4.54

**B.2.choix de la méthode de calcul :**

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

**B.2.1. Méthode forfaitaire:**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1)  $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :  $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- 4) Fissuration peu préjudiciable

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

❖ **Application de la méthode :**

✓ **1<sup>er</sup> condition :**

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 10,96 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.} \end{cases}$$

✓ **2<sup>eme</sup> condition :**

Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

✓ **3<sup>eme</sup> condition :** La fissuration est peu préjudiciable

✓ **4<sup>eme</sup> condition**

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.5}{4.05} = 0.86 \Rightarrow 0,8 \quad 0,86 \quad 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.05}{3.00} = 1.35 \Rightarrow 0,8 \quad 1,35 \quad 1,25 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.00}{4.05} = 0.74 \Rightarrow 0,8 \quad 0,74 \quad 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.05}{3.50} = 1.15 \Rightarrow 0,8 \quad 1,15 \quad 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

**Note :**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 4<sup>eme</sup> condition n'est pas vérifiée, c'est-à-dire nous utilisons alors la méthode de Caquot.

**B.2.2.Méthode de Caquot :**

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

➤ **Principe de calcul :**

Notation de longueur :

$$L' = 0,8 L \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.}$$

$$L = L \dots\dots\dots \text{travée de rive}$$

Cas des charges uniformément réparties :

$$\text{Moment en appuis : } M_i(q) = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{a_i < x_0} P_i x \end{cases}$$

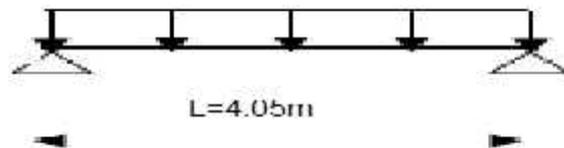
$$\text{Efforts tranchants : } \begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + qL + \sum P_i \end{cases}$$

❖ **Application de la méthode (Caquot) :**

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

**A. Plancher RDC, 1 étage ,étage courant , dernier étage :**

➤ **Type01 (un travée):**



**Figure IV. 7:** Schéma isostatique de la poutrelle

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{à L'ELU} & \Rightarrow \quad q_u = 6.28 \text{KN/m} \\ \text{à L'ELS} & \Rightarrow \quad q_s = 4.54 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

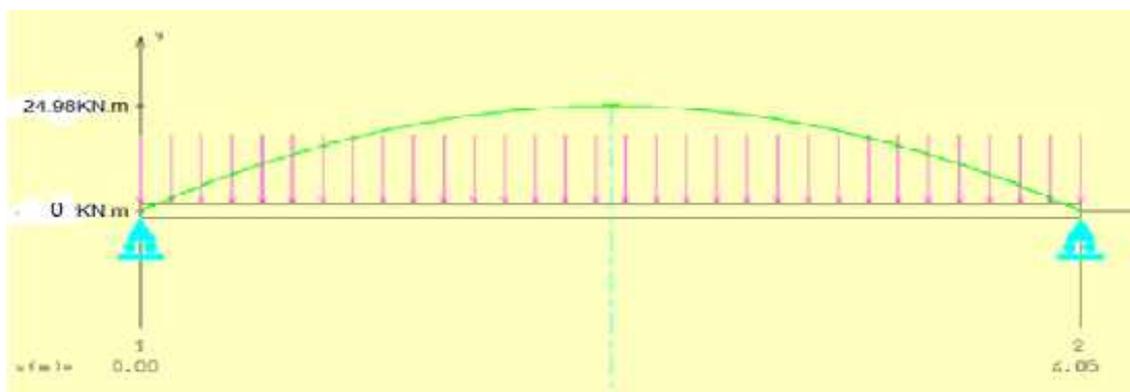
✓ à L'ELU :

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 4** : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELU

<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	
<b><math>q_u</math>(KN/m)</b>	6.28	
<b>L(m)</b>	4.05	
<b>L'(m)</b>	4.05	
<b>Appui</b>	<b>1</b>	<b>2</b>
<b>L'<sub>w</sub>(m)</b>	0	4.05
<b>L'<sub>e</sub>(m)</b>	4.05	0
<b>M<sub>a</sub>(KN.m)</b>	0	0
<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	
<b>M<sub>w</sub>(KN.m)</b>	0	
<b>M<sub>e</sub>(KN.m)</b>	0	
<b>V<sub>w</sub>(m)</b>	-12.71	
<b>V<sub>e</sub>(m)</b>	12.71	
<b>X<sub>0</sub>(m)</b>	2.02	
<b>M<sub>t</sub>(KN.m)</b>	24.98	

• Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :



**Figure IV. 8**: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

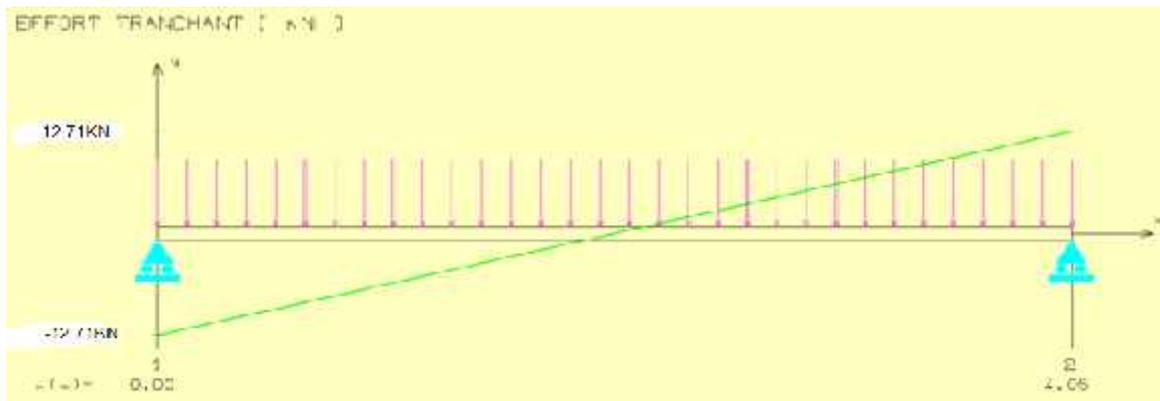


Figure IV. 9: Diagramme des efforts tranchants à L’ELU.

✓ à L’ELS :

D’après l’utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau IV. 5 : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l’ELS

<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	
<b>q<sub>u</sub>(KN/m)</b>	4.54	
<b>L(m)</b>	4.05	
<b>L’(m)</b>	4.05	
<b>Appui</b>	<b>1</b>	<b>2</b>
<b>L’<sub>w</sub>(m)</b>	0	4.05
<b>L’<sub>e</sub>(m)</b>	4.05	0
<b>M<sub>a</sub>(KN.m)</b>	10.69	10.69
<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	
<b>M<sub>w</sub>(KN.m)</b>	10.69	
<b>M<sub>e</sub>(KN.m)</b>	10.69	
<b>V<sub>w</sub>(m)</b>	-11.21	
<b>V<sub>e</sub>(m)</b>	11.21	
<b>X<sub>0</sub>(m)</b>	2.02	
<b>M<sub>t</sub>(KN.m)</b>	10.73	

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

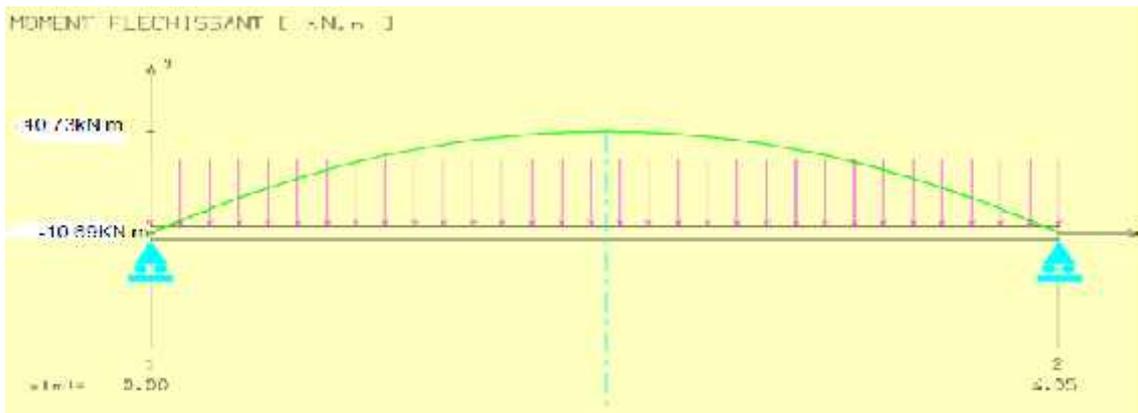


Figure IV. 10 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

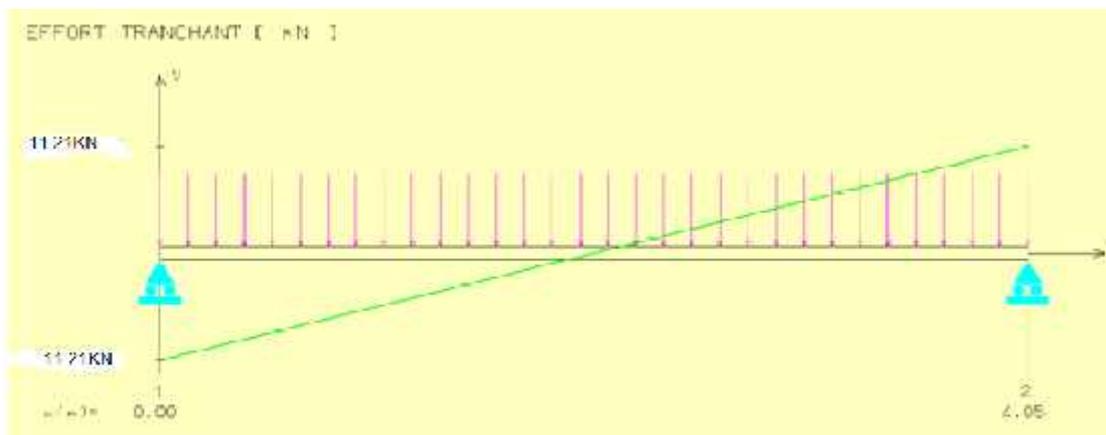


Figure IV. 11: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

- 2<sup>er</sup> type: ( Poutrelle a 2 travée ) :

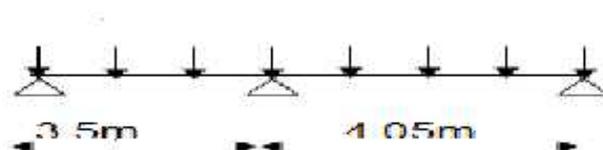


Figure IV. 12: Schéma isostatique de la poutrelle

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à L'ELU} \Rightarrow q_u = 6.28 \text{ kN/m} \\ \text{à L'ELS} \Rightarrow q_s = 4.54 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

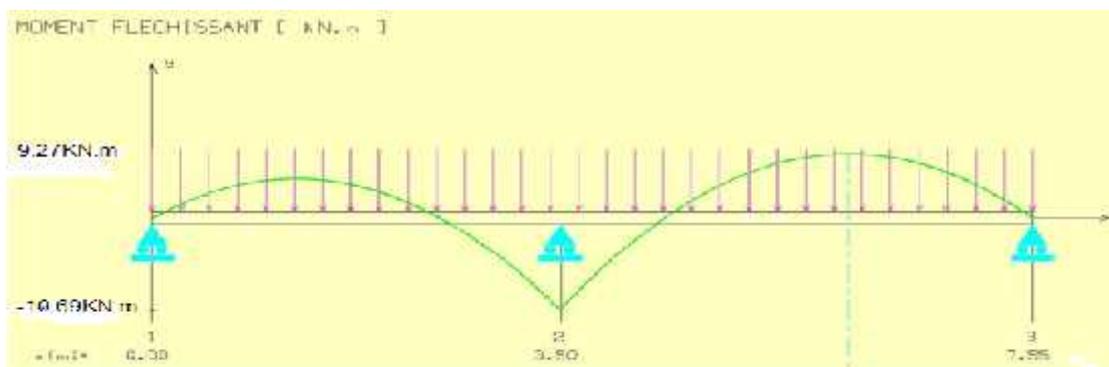
✓ à L'ELU :

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 6:** Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELU

<b>Travée</b>	<b>1-2</b>		<b>2-3</b>
<b>q<sub>u</sub>(KN/m)</b>	6.28		6.28
<b>L(m)</b>	3.5		4.05
<b>L'(m)</b>	3.5		4.05
<b>Appui</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
<b>L'<sub>w</sub>(m)</b>	0	3.5	0
<b>L'<sub>e</sub>(m)</b>	3.5	4.05	0
<b>M<sub>a</sub>(KN.m)</b>	0	-10.69	0
<b>Travée</b>	<b>1-2</b>		<b>2-3</b>
<b>M<sub>w</sub>(KN.m)</b>	0		-10.69
<b>M<sub>e</sub>(KN.m)</b>	-10.69		0
<b>V<sub>w</sub>(m)</b>	-7.94		-14.04
<b>V<sub>e</sub>(m)</b>	14.04		11.39
<b>X<sub>0</sub>(m)</b>	1.26		2.23
<b>M<sub>t</sub>(KN.m)</b>	5.82		9.27

- **Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :**



**Figure IV. 13:** Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

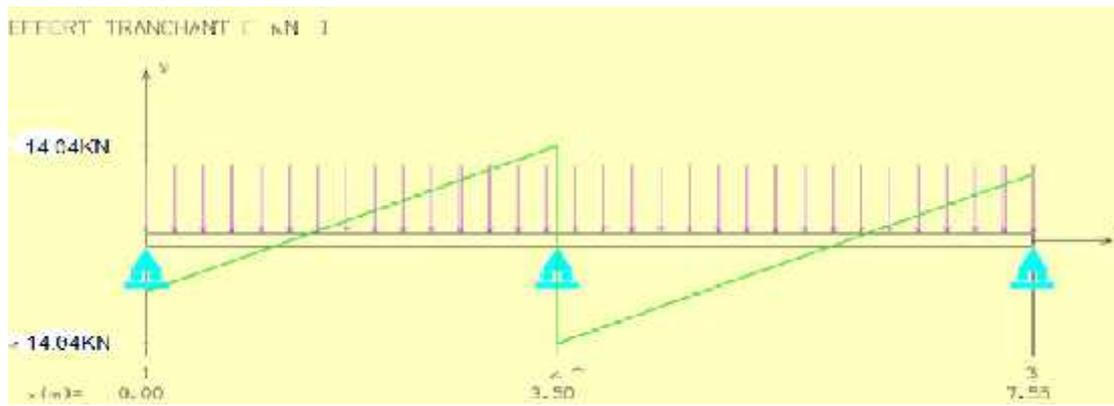


Figure IV. 14 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

✓ à L'ELS :

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau IV. 7: Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELS

Travée	1-2		2-3
$q_u(\text{KN/m})$	4.54		4.54
$L(\text{m})$	3.5		4.05
$L'(\text{m})$	3.5		4.05
Appui	1	2	3
$L'_w(\text{m})$	0	3.5	4.05
$L'_e(\text{m})$	3.5	4.05	0
$M_a(\text{KN.m})$	0	-9.34	0
Travée	1-2		2-3
$M_w(\text{KN.m})$	0		-9.34
$M_e(\text{KN.m})$	-9.34		0
$V_w(\text{m})$	-7.88		-13.02
$V_e(\text{m})$	11.51		9.41
$X_0(\text{m})$	1.42		2.35
$M_t(\text{KN.m})$	5.59		5.95

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

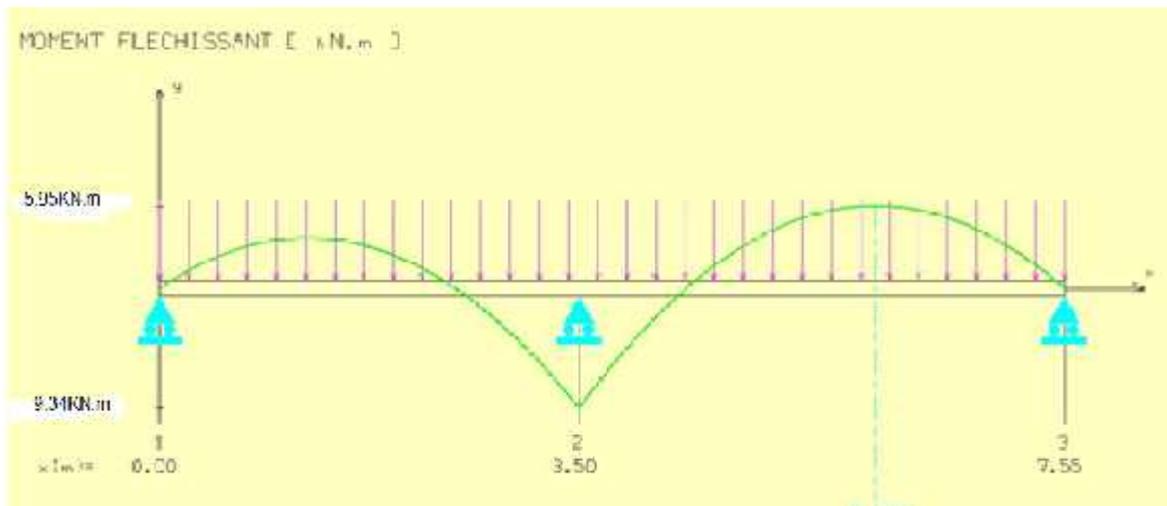


Figure IV. 15: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

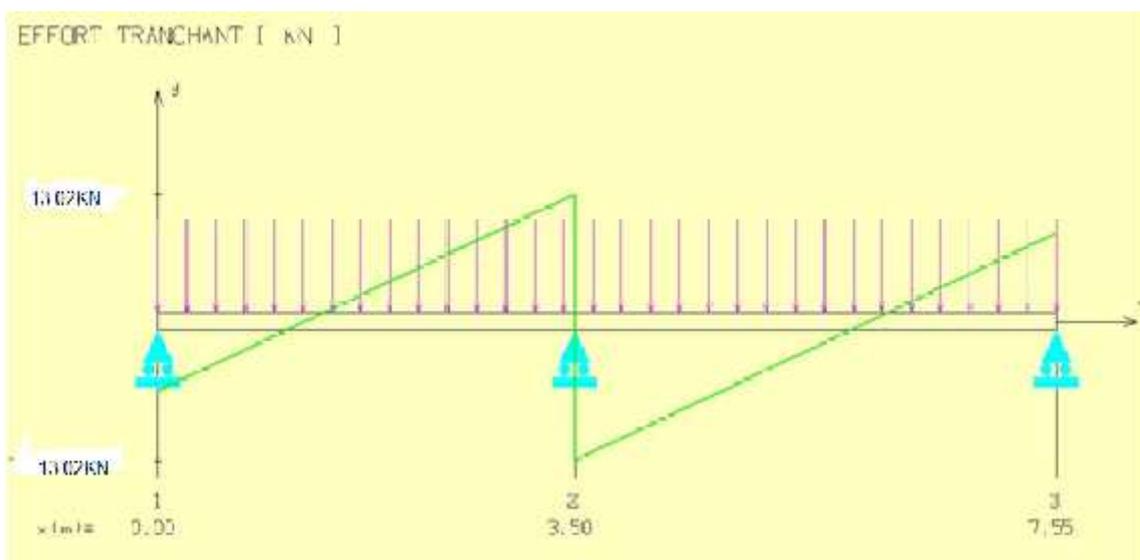


Figure IV. 16: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

➤ 3<sup>eme</sup> type: (Poutrelle de 5 travée) :

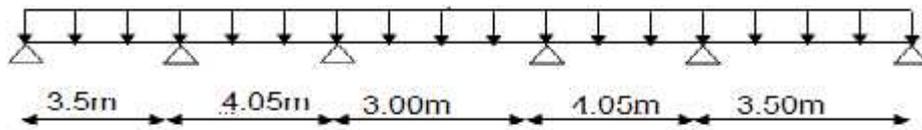


Figure IV. 17: Schéma isostatique de la poutrelle

✓ à L'ELU :

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8: Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$q_u$ (KN/m)	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	
L(m)	3.5	4.05	3	4.05	3.5	
L'(m)	3.5	3.24	2.4	3.24	3.5	
Appui	1	2	3	4	5	6
L' <sub>w</sub> (m)	0	3.4	3.24	2.4	3.24	3.5
L' <sub>e</sub> (m)	3.4	3.24	2.4	3.24	3.5	0
M <sub>a</sub> (KN.m)	0	-8.15	-6.26	-6.26	-8.42	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
M <sub>w</sub> (KN.m)	0	-8.15	-6.26	-6.26	-8.42	
M <sub>e</sub> (KN.m)	-8.15	-6.26	-6.26	-8.42	0	
V <sub>w</sub> (m)	-8.67	-12.25	-9.42	-12.18	-12.28	
V <sub>e</sub> (m)	13.31	13.18	9.42	13.25	9.7	
X <sub>0</sub> (m)	1.38	1.95	1.5	1.93	1.95	
M <sub>t</sub> (KN.m)	5.71	3.79	0.8	5.54	3.58	

✓ Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

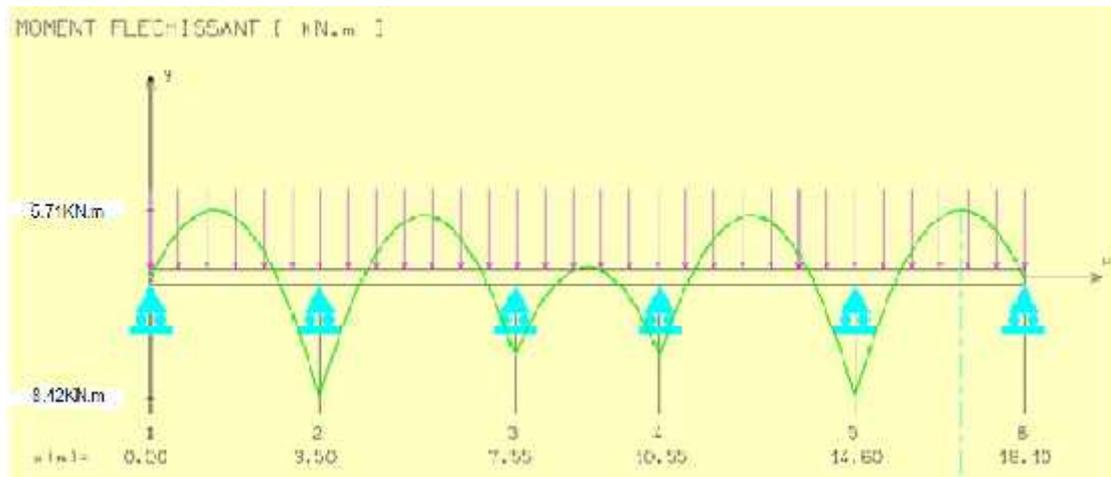


Figure IV. 18 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

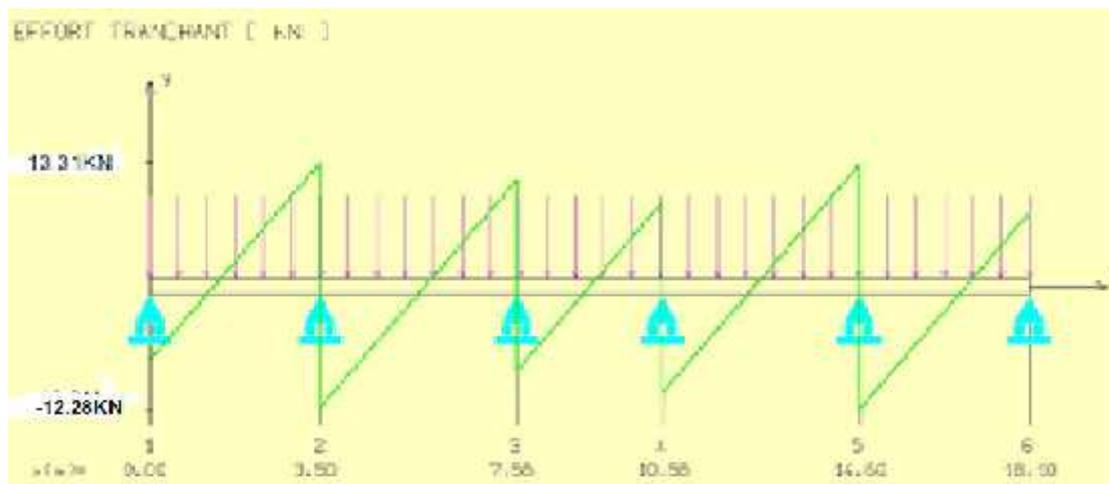


Figure IV. 19: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

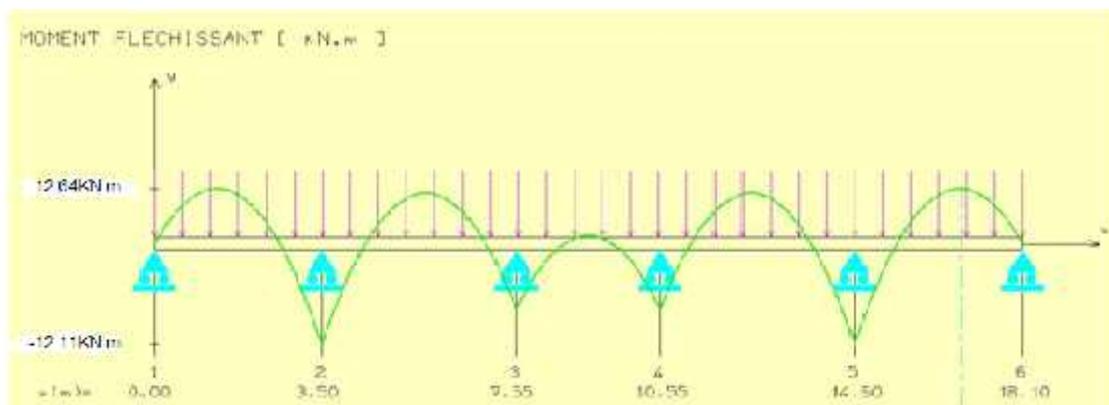
✓ à L'ELS :

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 9** : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$q_u$ (KN/m)	4.54	4.54	4.54	4.54	4.54	
L(m)	3.5	4.05	3	4.05	3.5	
L'(m)	3.5	3.24	2.4	3.24	3.5	
Appui	1	2	3	4	5	6
$L'_w$ (m)	0	3.4	3.24	2.4	3.24	3.5
$L_e'$ (m)	3.4	3.24	2.4	3.24	3.5	0
$M_a$ (KN.m)	0	-7.53	-10.72	-10.72	-12.11	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$M_w$ (KN.m)	0	-7.53	-10.72	-10.72	-12.11	
$M_e$ (KN.m)	-7.53	-10.72	-10.72	-12.11	0	
$V_w$ (m)	-11.84	-10.43	-8.31	-10.87	-13.15	
$V_e$ (m)	7.55	12	8.31	11.56	6.24	
$X_0$ (m)	2.13	1.88	1.5	1.96	2.37	
$M_i$ (KN.m)	12.64	2.27	4.49	0.06	3.49	

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :



**Figure IV. 20**: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

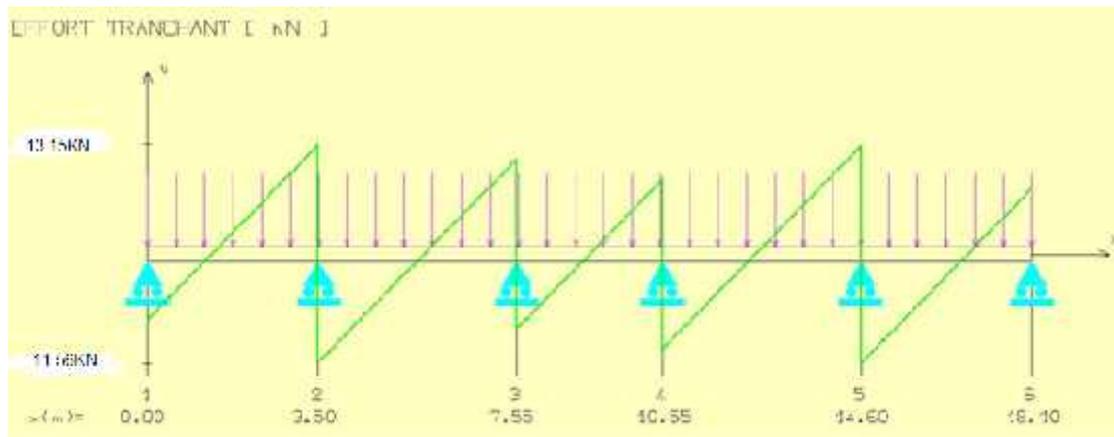


Figure IV. 21: Diagramme des efforts tranchants à L’ELS.

**A.2.Ferrailage :**

Le calcul se fait à **ELU** en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

✓ à L’ELU :

Tableau IV. 10: Valeurs des moments et des efforts tranchants a L’ELU

$M^a_{u(max)}$ (KN.m)	$M^t_{u(max)}$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
8.42	5.71	12.28	13.31

✓ à L’ELS :

Tableau IV. 11: Valeurs des moments et des efforts tranchants a L’ELS

$M^a_{ser(max)}$ (KN.m)	$M^t_{ser(max)}$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
12.11	12.64	13.15	11.56

**1. Calcul de ferrailage longitudinal à L'ELU :**

➤ **En travée :**

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T avec les dimensions suivantes :  $b=65$  cm,  $h_0=4$  cm,  $b_0=12$  cm,  $h=20$  cm,  $d=18$ cm.

en considérant :

- le moment en travée max,  $M_{t \max} = 5.71 \text{ KN.m}$ .
- Moment équilibré par la table de compression :

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b$$

tel que :  $F_{bc} = b h_0 F_{bu}$

$$Z_b = d - (h_0/2)$$

$$M_{tu} = b h_0 F_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) , \quad F_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M'_u (\max) \leq M_{tu} \implies$  La table n'est pas entièrement comprimé par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire ( $b = 65$  cm,  $d = 18$  cm).

On aura :

• **Calcul de moment réduit  $\mu_{bu}$  :**

$$\begin{aligned} \mu_{bu} &= M_t / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \\ \mu_{bu} &= 5.71 \cdot 10^6 / 650 \cdot (180)^2 \cdot 14.2 \end{aligned}$$

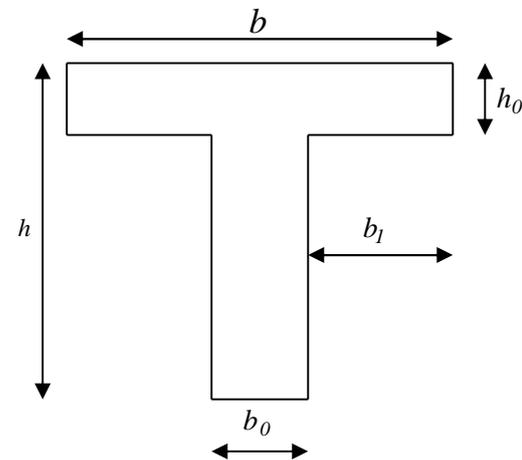
$$\mu_{bu} = 0.019$$

• **Calcul de moment réduit limite  $\mu_{lu}$  :**

$$\mu_{lu} = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) \quad \text{tel que } \alpha_l = 0.668 \quad \text{pour } f_c E400$$

$$\mu_{lu} = 0.391$$

**Donc :**  $\mu_{bu} = 0,019 < \mu_{lu} = 0,391 \implies$  (Pas d'armature comprimé  $A' = 0$ ).



$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow$  on utilisé la méthode simplifier

- **Calcul de  $Z_b$  :**

$$Z_b = d[1 - 0.6 \sim_{bu}] = 0.18[1 - 0.6(0.019)] \implies Z_b = 0.177 \text{ m}$$

- **Calcul de  $A_{st}$  :**

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{5.71 \times 10}{0.177 \times 348} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Et on prend :  $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

- **Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en travée :**

Mt max	$\sim_{bu}$	$\sim_{lu}$	A' (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>b</sub> (cm)	A <sub>calculer</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
9.27	0.019	0.391	0	17.7	0.92	3T10	2.36	20

➤ **En appui :**  $M_{a \text{ max}} = 8.42 \text{ KN.m}$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec **d=18cm** et **b=65cm**

- **Calcul de moment réduit  $\mu_{bu}$  :**

$$\begin{aligned} \sim_{bu} &= M_{a \text{ max}} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \\ \sim_{bu} &= 8.42 \cdot 10^6 / 650 \cdot (180)^2 \cdot 14.2 \end{aligned}$$

$$\sim_{bu} = 0.028$$

- **Calcul de moment réduit limite  $\mu_{lu}$  :**

$$\mu_{lu} = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) \quad \text{tel que } \alpha_1 = 0.668 \quad \text{pour } f_c E400$$

$$\mu_{lu} = 0.391$$

**Donc :**  $\mu_{bu} = 0,028 < \mu_{lu} = 0,391 \implies$  (Pas d'armature comprimé  $A' = 0$ ).

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow$  on utilisé la méthode simplifier

- Calcul de  $Z_b$  :

$$Z_b = d[1 - 0.6 \sim_{bu}] = 0.18[1 - 0.6(0.028)] \implies Z_b = 0.176 \text{ m}$$

- Calcul de  $A_{st}$  :

$$A_{st} = \frac{M_{au}}{Z_b f_{ed}} = \frac{8.42 \times 10}{0.176 \times 348} = 1.37 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{st} = 1\text{HA}14 = 1.54 \text{ cm}^2$

- Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui :

Mt max	$\sim_{bu}$	$\sim_{lu}$	A' (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>b</sub> (cm)	A <sub>calculer</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
12.40	0.028	0.391	0	17.6	1.37	1AH14	1.54	20

## 2. Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).

$$w_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, w_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$w_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}\right)$$

$$w_t \geq 0.57 \text{ cm}$$

Nous prendrons  $\emptyset = 6 \text{ mm}$  ; les armatures transversales sont :  $A_s = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$

### 2.1. Espacement des armatures transversales (S<sub>t</sub>) : (Art-A.5.1.22/BAEL99).

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \implies S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

**A.3. Vérifications :****1) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.2/BAEL99).**

On doit vérifier que  $A_t \geq A_{\min}$ ,  $A_t \geq A_{\min}$ , d'après le BAEL :  $A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{Fe}$

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{Fe} = \frac{0,23.(0.65).(0.18).(2.1)}{400} = 1.41 \times 10^{-4} m^2 = 1.41 cm^2$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_{sI} = 1.54 cm^2 \quad A_{\min} = 1.41 cm^2 \quad \text{C.V}$$

✓ **Aux travées :**

$$A_{sI} = 2.36 cm^2 \quad A_{\min} = 1.41 cm^2 \quad \text{C.V}$$

**2) vérification de l'effort tranchant : (Art A-5.1.1 /BAEL 91)**

$$V_u^{\max} = 13.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0.d = 13.31 \times 10^{-3} / 0.12 \times 0.18 = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.2 f_{c28} / b; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**3).Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 1.5 \text{ (acier Fe400, haute adhérence)}$$

$\bar{\tau}_s$  : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte d'adhérence.

$$\bar{\tau}_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

$\Sigma u_i$  : somme des périmètres utiles des armatures

$$\Sigma u_i = 1,4 \times 1 \times 3,14 = 4,39$$

$$\ddagger_{se} = \frac{13,31 \times 10}{0,9 \times 18 \times 4,39} = 1,87 \text{ MPa}$$

$\ddagger_{se} = 1,87 \text{ MPa} < \ddagger_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

#### 4).Ancrage des barres :

✓ **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99) :**

Les barres rectilignes de diamètre et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$L_s$  : la longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{W \cdot f_e}{4 \cdot s_u}$$

$$s_u = 0,6 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \text{ cm}$$

Les règles BAEL91/99( 1 article A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet et au moins égale  $0,4 L_s$  pour l'acier **HA**

$$L_a = 0,4 L_s = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

#### 5).Vérification de disposition d'armature :

✓ **Armature longitudinale :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

$h$  : l'épaisseur du plancher  $h=20 \text{ cm}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

✓ **Armature de répartition :**

$$S_i \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(80\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_i = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

**A.4. Vérification à ELS :**

**1) Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\dagger_{bc} \leq \bar{\dagger}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\dagger_{bc} = KY$ )

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + yA(d - y)^2 + yA'(y - d')^2 \quad \Rightarrow \quad y = 15$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

➤ **En travée :**

$$M_{ser} = 12.64 \text{ KN.m}; \quad b = 65 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2; \quad A_s' = 0$$

➤ **En appuis :**

$$M_{ser} = 9.06 \text{ KN.m}; \quad b_0 = 12 \text{ cm}; \quad A_s = 1.54 \text{ cm}^2; \quad A_s' = 0; \quad d = 18 \text{ cm}$$

✓ **Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :**

	Mser (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K MPa/m <sup>3</sup>	† <sub>bc</sub> (Mpa)	† <sub>bc</sub> <sup>-</sup> (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	12.64	2.36	8323.27	3.91	151.86	5.93	15	<b>Vérifiée</b>
<b>Appui</b>	12.11	1.54	5422.24	7.64	180.33	13.77	15	<b>Vérifiée</b>

**2).Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :(A.4.5.3/BAEL91 modifie 99)**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de  $s$  en service.

**3).Vérification de la flèche : ( art B .5.6.1.BAEL.91)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

. **Avec :** L : la portée entre nus d'appui.

M : moment maximum en travée.

$M_0$  : moment isostatique.

$A_s$  : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la vérifier avec la flèche admissible

On a :

$$1). \quad H / L = 20 / 405 = 0.049 \quad 1 / 16 = 0.0625 \quad \dots\dots\dots C.N.V$$

$$2) \quad H / L = 20 / 405 = 0.049 \quad 1M_{ser} / 10M_0 = 12.64 / 128 = 0.098 \quad \dots\dots\dots C.N.V$$

$$3). \quad A / bd = 0.57 / 12 \times 18 = 0.0026 \quad 4.2 / 400 = 0.0105 \quad \dots\dots\dots C.V$$

Il est indispensable de vérifier la flèche par rapport à la flèche admissible :

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$$E = 111 \sqrt[3]{f} c28 = 32,164.10^3 \text{ MPa}$$

➤ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = bh_0 + b_0(h - h_0) + 15 A_s$$

$$B_0 = (65 \times 4) + 12 \times (20 - 4) + 15(2.36) = 487.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Moment statique :**

$$S_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18) = 3461.2 \text{ cm}^3$$

➤ **Position du centre de gravité :**

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{2} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (y_2 - c_1)^2$$

$$I_0 = 14994.327 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 4.5 \times 4.0^4 \times 1^{-3}}{3 \times 3.1 \times 1^3 \times 1 \times 3 \times 1^{-3}} = 0.0036 \text{ m}$$

$$f = 0.0036 \text{ m}$$

On a :

$$f = L / 500 = 405 / 500 = 0.81 \text{ cm}$$

$$f = 0.0036 \text{ m} \leq \bar{f} = 0.0081 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**IV.2.1.2. Ferrailage de la dalle de compression planché RDC, étage courant :**

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations. Le ferrailage est en treilles soudés (**BAEL 83 B.6.8.4**).

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures aux voisinages des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
  - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
  - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit :

**A** : la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en cm<sup>2</sup> sur 1 mètre de nervures).

Si :  $L$  (Écartement entre axe des nervures)  $\leq 50$  cm  $\Rightarrow A > 200 / f_e$ .

Si:  $50 \leq L \leq 80 \Rightarrow A = 40 .L / f_e$ . (L en cm)

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à (A /2)

Pour notre cas : on a une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Soit :

$L$  : l'écartement entre les nervures «  $L= 65$  cm ».

$f_e = 400$  Mpa pour tous les diamètres.

D'ou :  $A = 4 \times 65 / 400 = 0.65$  cm<sup>2</sup>/ml.

On prend : **6 5 = 1.2 cm<sup>2</sup>**

Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$$A// = A / 2 = 0.6 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{6 \ 5 = 1.2 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte un Treillis soudé en **w5 (200 x 200)**

- ❖ Ferrailage du plancher RDC, 1 étage, étage courant, dernière étage :

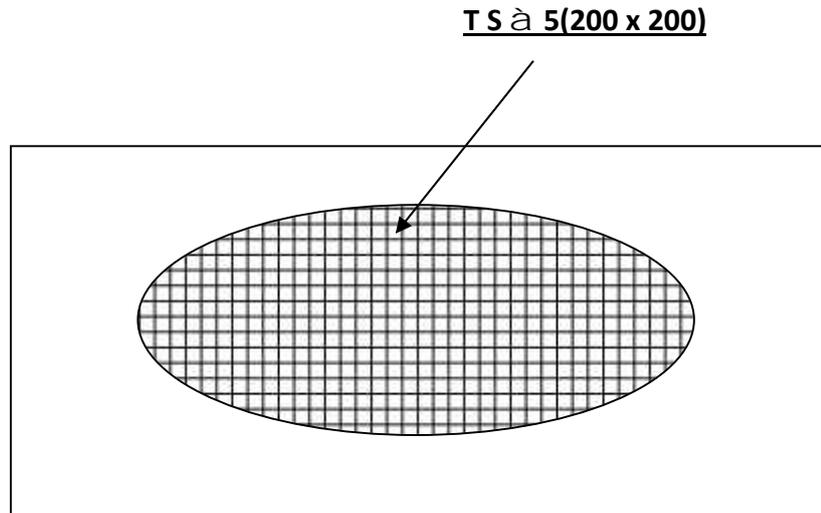


Figure IV. 22 : schéma ferrailage de dalle de compression

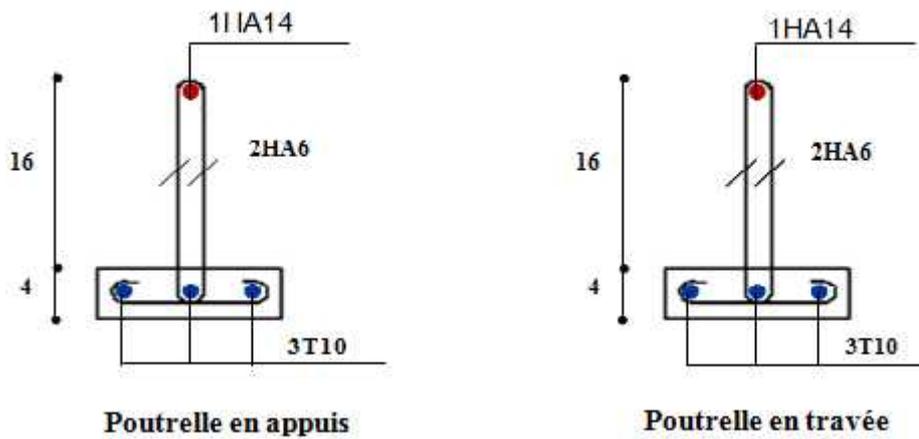


Figure IV. 23: Schéma de ferrailage de poutrelle

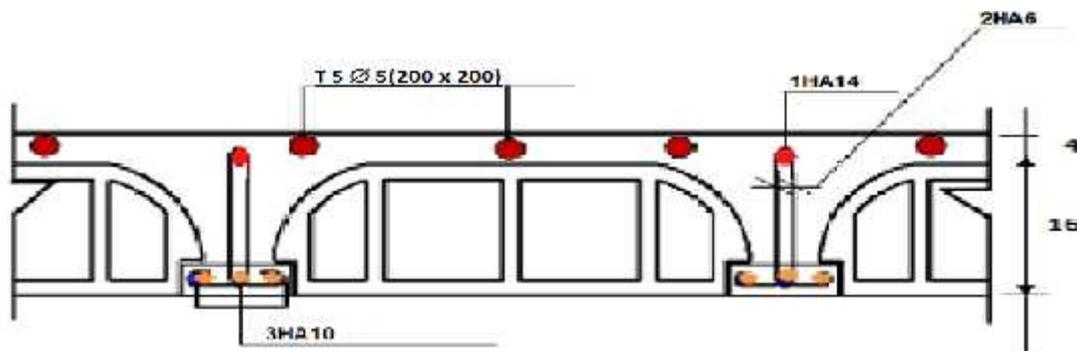


Figure IV. 24: Ferrailage du plancher corps creux

## B) . Plancher Terrasse :

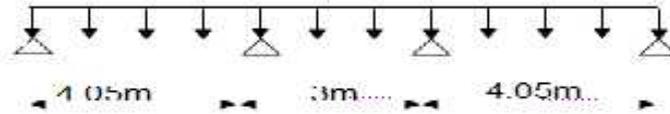
➤ 1<sup>er</sup> type:( Poutrelle de 3 travée)

Figure IV. 25: Schéma isostatique de la poutrelle

## ✓ à L'ELU :

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 12 : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELU

<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	<b>2-3</b>	<b>3-4</b>
<b>q<sub>u</sub>(KN/m)</b>	7.28	7.28	7.28
<b>L(m)</b>	4.05	3	4.05
<b>L'(m)</b>	4.05	2.4	4.05
<b>Appui</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
<b>L'<sub>w</sub>(m)</b>	0	4.05	2.4
<b>L'<sub>e</sub>(m)</b>	4.05	2.4	4.05
<b>M<sub>a</sub>(KN.m)</b>	0	-10.65	-10.65
<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	<b>2-3</b>	<b>3-4</b>
<b>M<sub>w</sub>(KN.m)</b>	0	-10.65	-10.65
<b>M<sub>e</sub>(KN.m)</b>	-10.65	-10.65	0
<b>V<sub>w</sub>(m)</b>	-8.12	-14.74	-13.36
<b>V<sub>e</sub>(m)</b>	21.36	7.1	16.12
<b>X<sub>0</sub>(m)</b>	1.11	2.02	1.83
<b>M<sub>t</sub>(KN.m)</b>	4.96	11.76	7.13

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

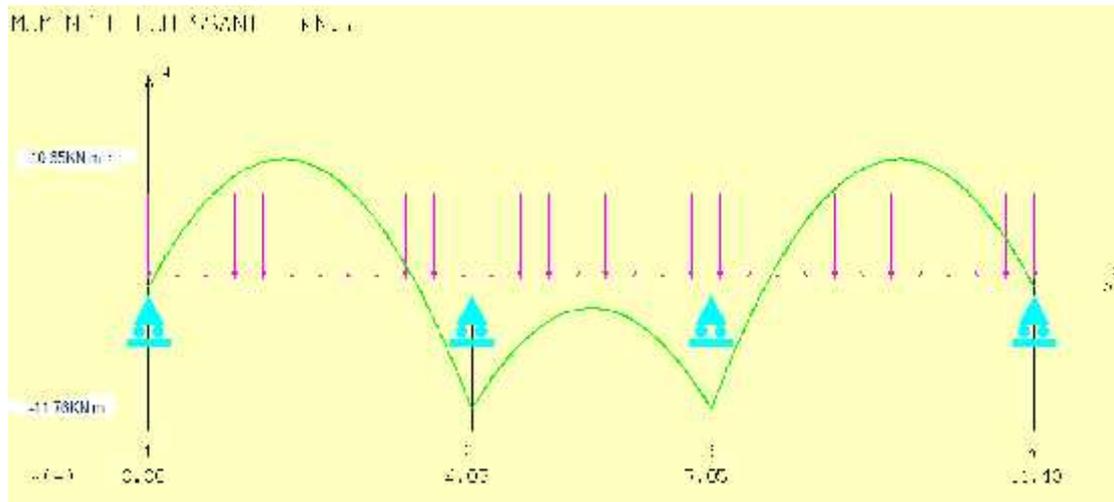


Figure IV. 26: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

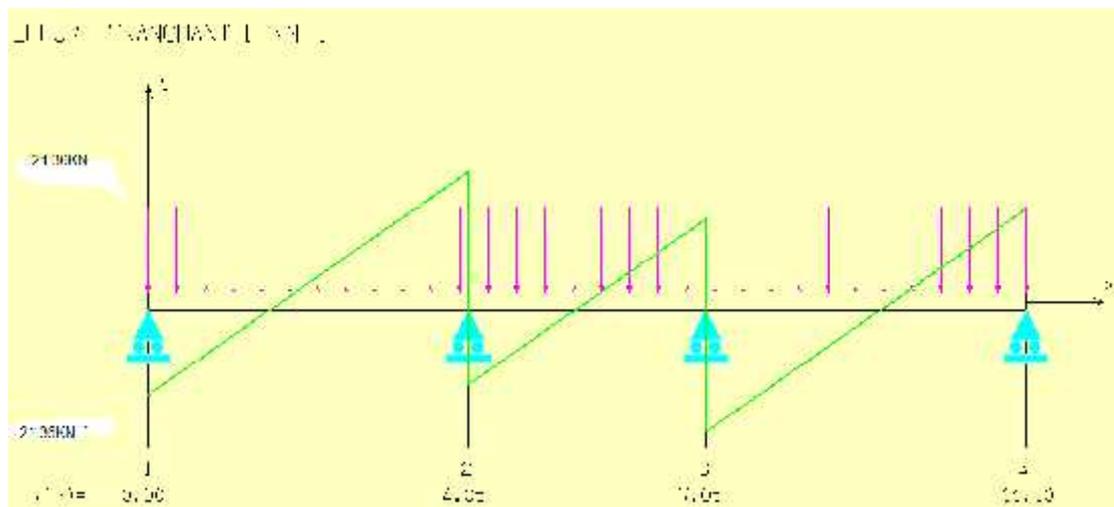


Figure IV. 27 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

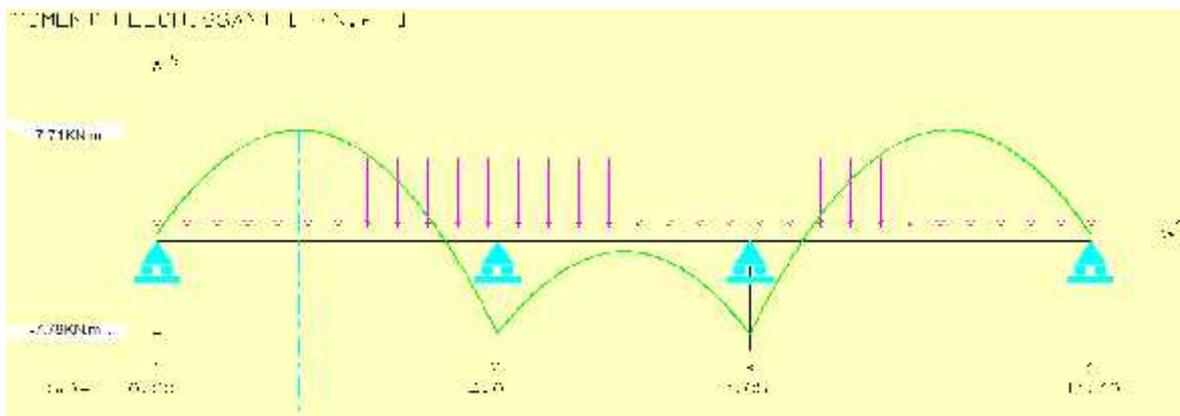
✓ à L'ELS :

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant:

**Tableau IV. 13** : Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELS

<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	<b>2-3</b>	<b>3-4</b>
<b>Q<sub>s</sub>(KN/m)</b>	5.32	5.32	5.32
<b>L(m)</b>	4.05	3	4.05
<b>L'(m)</b>	4.05	2.4	4.05
<b>Appui</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
<b>L'<sub>w</sub>(m)</b>	0	4.05	2.4
<b>L'<sub>e</sub>(m)</b>	4.05	2.4	4.05
<b>M<sub>a</sub>(KN.m)</b>	0	-7.78	-7.78
<b>Travée</b>	<b>1-2</b>	<b>2-3</b>	<b>3-4</b>
<b>M<sub>w</sub>(KN.m)</b>	0	-7.78	-7.78
<b>M<sub>e</sub>(KN.m)</b>	-7.78	-7.78	0
<b>V<sub>w</sub>(m)</b>	-8.85	-7.98	-8.85
<b>V<sub>e</sub>(m)</b>	12.69	7.98	12.69
<b>X<sub>0</sub>(m)</b>	3.32	1.5	3.32
<b>M<sub>t</sub>(KN.m)</b>	0.06	1.79	7.71

- **Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :**



**Figure IV. 28** : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

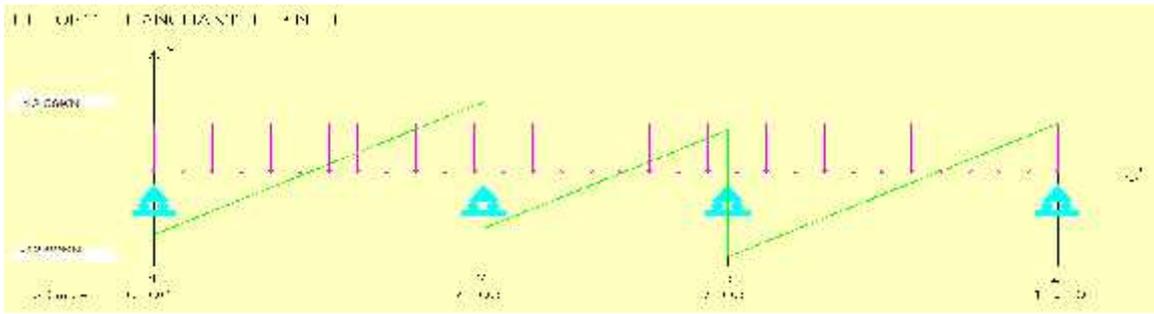
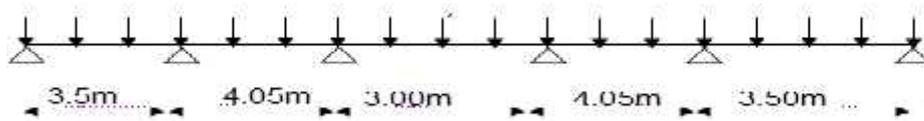


Figure IV. 29: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

➤ 2<sup>er</sup> type: ( Poutrelle de 5 travée) :



✓ à L'ELU :

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés Sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 14: Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$q_u$ (KN/m)	7.28	7.28	7.28	7.28	7.28	
L(m)	3.5	4.05	3	4.05	3.5	
L'(m)	3.5	3.24	2.4	3.24	3.5	
Appui	1	2	3	4	5	6
L' <sub>w</sub> (m)	0	3.4	3.24	2.4	3.24	3.5
L <sub>e</sub> '(m)	3.4	3.24	2.4	3.24	3.5	0
M <sub>a</sub> (KN.m)	0	-9.45	-7.26	-7.26	-12.40	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
M <sub>w</sub> (KN.m)	0	-9.45	-7.26	-9.77	9.77	
M <sub>e</sub> (KN.m)	-9.45	-7.26	-9.77	9.77	0	
V <sub>w</sub> (m)	-7.53	-15.86	-16.59	-17.8	-9.95	
V <sub>e</sub> (m)	16.28	10.62	5.25	9.92	15.53	
X <sub>0</sub> (m)	1.03	2.6	2.28	2.68	1.36	
M <sub>i</sub> (KN.m)	3.89	4.61	9.27	6.51	2.97	

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :

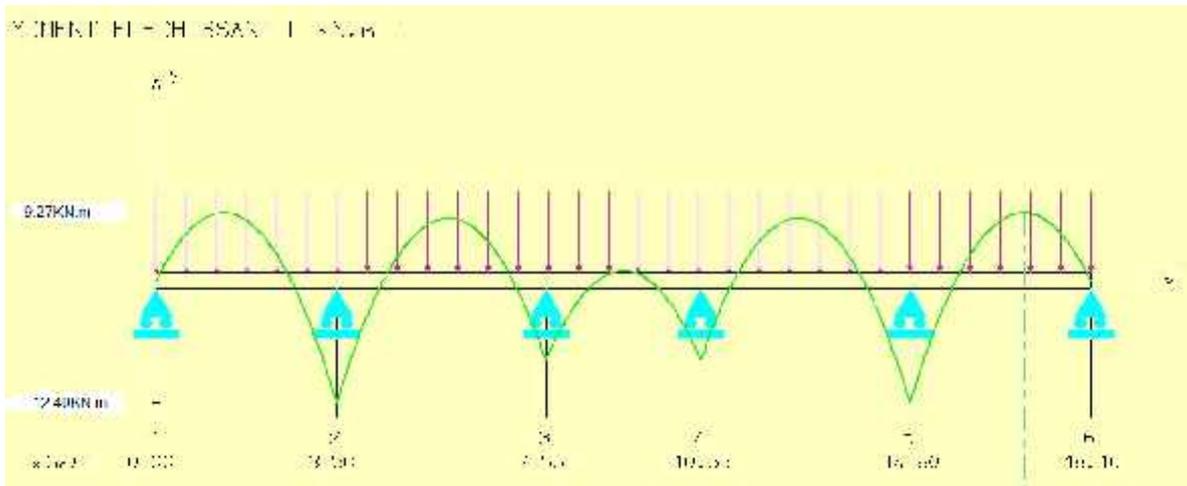


Figure IV. 30 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

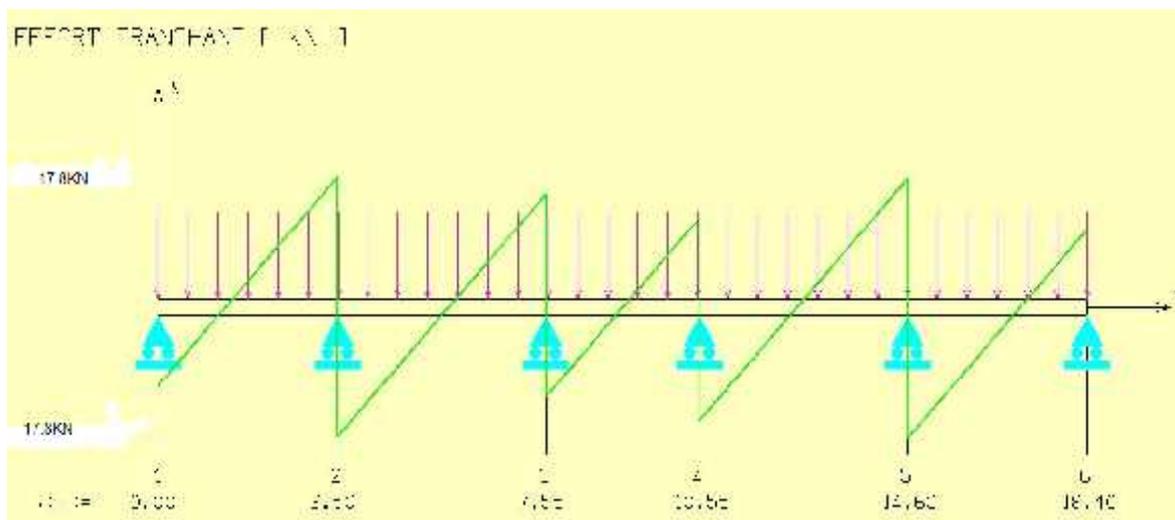


Figure IV. 31: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

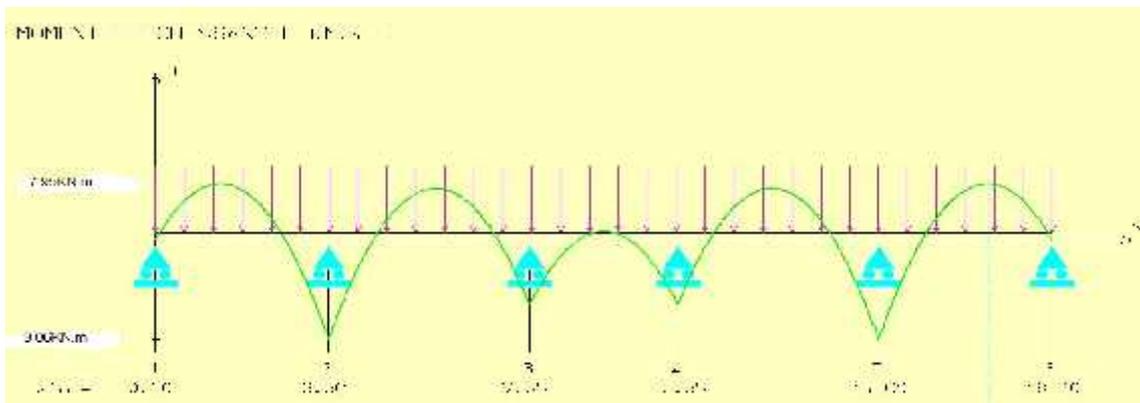
✓ à L'ELS :

D'après l'utilisation de la méthode de **CAQUOT**, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 15:** Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants à l'ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$q_u(\text{KN/m})$	5.32	5.32	5.32	5.32	5.32	
$L(\text{m})$	3.5	4.05	3	4.05	3.5	
$L'(\text{m})$	3.5	3.24	2.4	3.24	3.5	
Appui	1	2	3	4	5	6
$L'_w(\text{m})$	0	3.4	3.24	2.4	3.24	3.5
$L_e'(\text{m})$	3.4	3.24	2.4	3.24	3.5	0
$M_a(\text{KN.m})$	0	-6.91	-5.3	-5.3	-9.06	0
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$M_w(\text{KN.m})$	0	-6.91	-5.3	-5.3	-7.14	
$M_e(\text{KN.m})$	-6.91	-5.3	-5.3	-7.14	0	
$V_w(\text{m})$	-7.34	-11.16	-7.98	-12.34	-11.35	
$V_e(\text{m})$	12.28	10.38	7.98	11.26	7.27	
$X_0(\text{m})$	1.38	2.1	1.5	1.93	2.13	
$M_t(\text{KN.m})$	5.06	1.19	0.69	7.95	4.96	

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant :



**Figure IV. 32:** Diagramme de moment fléchissant à L'ELS.

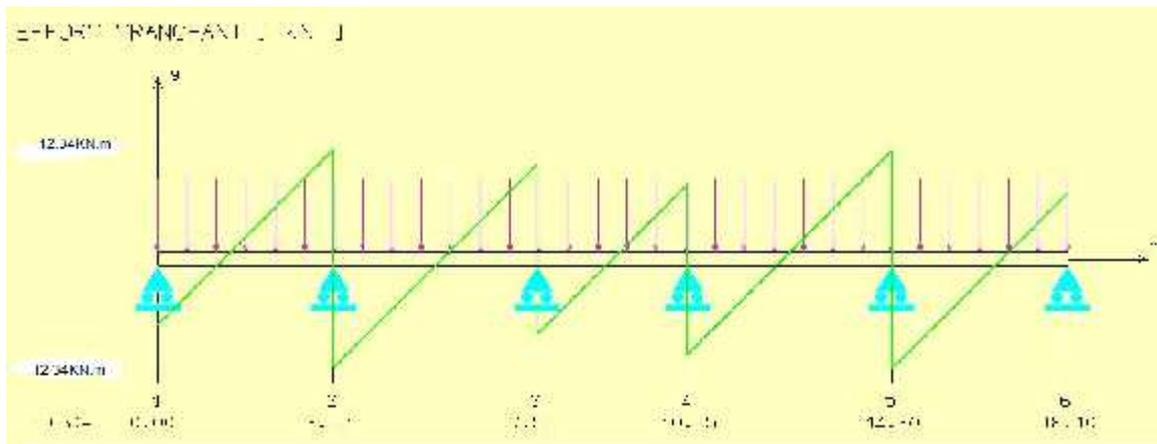


Figure IV. 33: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

**B.2.Ferrailage :**

Le calcul se fait à **ELU** en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

à L'ELU :

Tableau IV. 16 : Valeurs des moments et des efforts tranchants a L'ELU

$M^a_{u(max)}$ (KN.m)	$M^t_{u(max)}$ (KN.m)	$V_W(max)$ (KN)	$V_e(max)$ (KN)
12.40	9.27	17.8	16.28

à L'ELS :

Tableau IV. 17 : Valeurs des moments et des efforts tranchants a L'ELU

$M^a_{ser(max)}$ (KN.m)	$M^t_{ser(max)}$ (KN.m)	$V_W(max)$ (KN)	$V_e(max)$ (KN)
9.06	7.95	12.34	12.28

### 1. Calcul de ferrailage longitudinal à L'ELU :

➤ **En travée :**

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T avec les dimensions suivantes :  $b=65$  cm,  $h_0=4$  cm,  $b_0=12$  cm,  $h=20$  cm,  $d=18$ cm.

en considérant :

- le moment en travée max,  $M_{t \max} = 9,27 \text{ KN.m}$ .
- Moment équilibré par la table de compression :

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b \quad \text{tel que :}$$

$$F_{bc} = b h_0 F_{bu}$$

$$Z_b = d - (h_0/2)$$

$$M_{tu} = b h_0 F_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right), \quad F_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M'_u (\max) \leq M_{tu} \Rightarrow$  La table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire ( $b = 65$  cm,  $d = 18$  cm).

On aura :

- **Calcul de moment réduit  $\mu_{bu}$  :**

$$\tilde{\mu}_{bu} = M_t / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = 9.27 \cdot 10^6 / 650 \cdot (180)^2 \cdot 14.2$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = 0.031$$

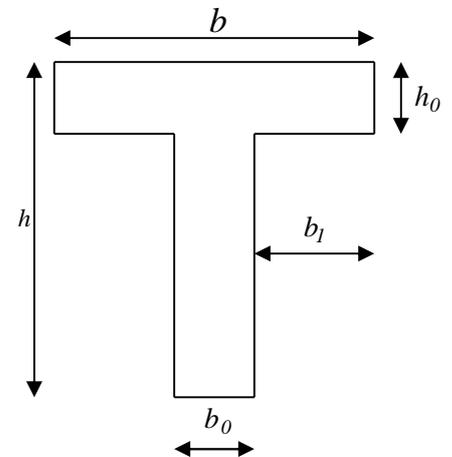
- **Calcul de moment réduit limite  $\mu_{lu}$  :**

$$\mu_{lu} = 0.8 \alpha_t (1 - 0.4 \alpha_t) \quad \text{tel que } \alpha_t = 0.668 \quad \text{pour } f_c E400$$

$$\mu_{lu} = 0.391$$

**Donc :**  $\mu_{bu} = 0,031 < \mu_{lu} = 0,391 \Rightarrow$  (Pas d'armature comprimée  $A' = 0$ ).

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow$  on utilisera la méthode simplifiée



- Calcul de  $Z_b$  :

$$Z_b = d [1 - 0.6 \tilde{\mu}_{bu}] = 0.18 [1 - 0.6(0.031)] \implies Z_b = 0.175 \text{ m}$$

- Calcul de  $A_{st}$  :

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z_b f_{ed}} = \frac{9.27 \times 10}{0.175 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Et on prend :  $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

- Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en travée :

Mt max	$\mu_{bu}$	$\mu_{lu}$	A' (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>b</sub> (cm)	A <sub>calculer</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
9.27	0.031	0.391	0	17.5	1.52	3T10	2.36	20

➤ En appui :  $M_{a \text{ max}} = 12.40 \text{ KN.m}$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec  $d=18\text{cm}$  et  $b=65\text{cm}$

- Calcul de moment réduit  $\mu_{bu}$  :

$$\begin{aligned} \tilde{\mu}_{bu} &= M_{a \text{ max}} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \\ \tilde{\mu}_{bu} &= 12.40 \cdot 10^6 / 650 \cdot (180)^2 \cdot 14.2 \end{aligned}$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = 0.041$$

- Calcul de moment réduit limite  $\mu_{lu}$  :

$$\mu_{lu} = 0.8 \alpha_t (1 - 0.4 \alpha_t) \quad \text{tel que } \alpha_t = 0.668 \quad \text{pour } f_c E400$$

$$\mu_{lu} = 0.391$$

Donc :

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,391 \implies (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \implies \text{on utilisé la méthode simplifier}$$

- Calcul de  $Z_b$  :

$$Z_b = d [1 - 0.6 \eta_{bu}] = 0.18 [1 - 0.6(0.041)]$$

$$Z_b = 0.175 \text{ m}$$

- Calcul de  $A_{st}$  :

$$A_{st} = \frac{M_{au}}{Z_b f_{ed}} = \frac{12.40 \times 10}{0.175 \times 348} = 2.04 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{st} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

- Les résultats du calcul des Sections d'Armatures en appui :

Mt max	$\eta_{bu}$	$\eta_{lu}$	A' (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>b</sub> (cm)	A <sub>calculer</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
12.40	0.041	0.391	0	17.5	2.04	<b>2AH12</b>	2.26	20

## 2. Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).

$$w_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, w_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$w_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}\right)$$

$$w_t \geq 0.57 \text{ cm}$$

Nous prendrons  $\emptyset = 6 \text{ mm}$  ; les armatures transversales sont : **2HA6 (A=0.57cm<sup>2</sup>)**.

On prend:  $A_s = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$

### 2.1. Espacement des armatures transversales (S<sub>t</sub>) : (Art-A.5.1.22/BAEL99).

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

**B.3.Vérifications :****1) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.2/BAEL99).**

On doit vérifier que  $A_l \geq A_{\min}$ ,  $A_t \geq A_{\min}$ , d'après le **BAEL** :  $A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{F_e}$

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23.(0.65).(0.18).(2.1)}{400} = 1,41 \times 10^{-4} m^2 = 1,41 cm^2$$

**➤ Aux appuis :**

$$A_{sI} = 2,26 cm^2 \quad A_{\min} = 1,41 cm^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**➤ Aux travées :**

$$A_{sI} = 2,36 cm^2 \quad A_{\min} = 1,41 cm^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**2) Vérification de l'effort tranchant :(Art A-5.1.1 /BAEL 91)**

$$V_u^{\max} = 17,8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0.d = 17,8 \times 10^{-3} / 0,12 \times 0,18 = 0,83 \text{ MPa } \tau$$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,2 f_{c28} / b; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**3).Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art. A.6.1.31/BAEL99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 1,5 \text{ (acier Fe400, haute adhérence)}$$

$\bar{\tau}_s$  : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte d'adhérence.

$$\bar{\tau}_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$\Sigma u_i$  : somme des périmètres utiles des armatures

$$\Sigma u_i = 1 \times 2 \times 3,14 = 6,28$$

$$\ddagger_{se} = \frac{17,8 \times 10}{0,9 \times 18 \times 6,28} = 1,74 \text{ MPa}$$

$$\ddagger_{se} = 1,74 \text{ MPa} < \ddagger_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales}$$

#### 4). Ancrage des barres :

✓ **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL99) :**

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$L_s$  : la longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{W \cdot f_e}{4 \cdot \sigma_{su}}$$

$$\sigma_{su} = 0,6 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \text{ cm}$$

Les règles **BAEL91/99 (l'article A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet et au moins égale  $0,4 L_s$  pour l'acier **HA**

$$L_a = 0,4 L_s = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

#### 5). Vérification de disposition d'armature :

➤ **Armature longitudinale :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec :

**h** : l'épaisseur du plancher  $h=20 \text{ cm}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$S_i \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(80\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_i = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

**2.4. Vérification à ELS :**

**1) Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\dagger_{bc} \leq \bar{\dagger}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\dagger_{bc} = KY$ )

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + yA(d - y)^2 + yA'(y - d')^2 \Rightarrow y = 15$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

➤ **En travée :**

$$M_{ser} = 7.95\text{KN.m}; \quad b = 65 \text{ cm} ; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad A_s = 2.36\text{cm}^2 ; \quad A_s' = 0$$

➤ **En appuis :**

$$M_{ser} = 9.06 \text{ KNm}; \quad b_0 = 12\text{cm}; \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2; \quad A_s' = 0; \quad d = 18 \text{ cm}$$

• **Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :**

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/m <sup>3</sup> )	† <sub>bc</sub> (Mpa)	† <sub>bc</sub> <sup>-</sup> (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	7.95	2.36	8323.276	3.91	95.51	3.73	15	<b>Vérifiée</b>
<b>Appui</b>	9.06	2.26	5422.24	7.64	177.04	13.52	15	<b>Vérifiée</b>

**2).Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :(A.4.5.3/BAEL91 modifie 99**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de  $s$  en service.

**3).Vérification de la flèche : ( art B .5.6.1.BAEL.91)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

. Avec : **L** : la portée entre nus d'appui.

**M** : moment maximum en travée.

**M<sub>0</sub>** : moment isostatique.

**As** : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la vérifier avec la flèche admissible

On a :

1).  $H / L = 20 / 405 = 0.049 \quad 1/16 = 0.0625 \dots\dots\dots$ **C.N.V**

2).  $H / L = 20 / 405 = 0.049 \quad 1 M_{ser} / 10 M_0 = 7.95 / 149 = 0.053 \dots\dots\dots$ **C.N.V**

3).  $A / b . d = 0.57 / 12 . 18 = 0.0026 \quad 4.2 / 400 = 0.01 \dots\dots\dots$ **C.V**

Il est indispensable de vérifier la flèche par rapport à la flèche admissible :

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$$E = 111 \sqrt[3]{f} c28 = 32,164.10^3 \text{ MPa}$$

➤ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = bh_0 + b_0(h - h_0) + 15 A_s$$

$$B_0 = (65 \times 4) + 12 \times (20 - 4) + 15(2.36) = 487.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Moment statique :**

$$S_{xx} = \frac{b_0 h_0^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18) = 3461.2 \text{ cm}^3$$

➤ **Position du centre de gravité :**

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{2} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (y_2 - c_1)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 14994.327 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 5.3 \times 4.0^4 \times 1^{-3}}{3 \times 3.1 \times 1^3 \times 1^3 \times 1^3} = 0.0042 \text{ m}$$

$$f = 0.0042 \text{ m}$$

On a :

$$f = L / 500 = 405 / 500 = 0.81 \text{ cm}$$

$$f = 0.0042 \text{ m} \leq \bar{f} = 0.0081 \text{ m} \dots\dots\dots C.V$$

**IV.2.1.3. Ferrailage de la dalle de compression du plancher terrasse :**

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations. Le ferrailage est en treilles soudés (**BAEL 83 B.6.8.4**).

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures aux voisinages des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
  - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
  - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit :

A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en cm<sup>2</sup> sur 1 mètre de nervures).

Si :  $L$  (Écartement entre axe des nervures)  $\leq 50$  cm  $\Rightarrow A > 200 / f_e$ .

Si:  $50 \leq L \leq 80 \Rightarrow A = 40 \cdot L / f_e$ . (L en cm)

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à (A /2)

Pour notre cas : on a une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Soit :

L : l'écartement entre les nervures « L= 65 cm ».

$f_e = 400$  Mpa pour tous les diamètres.

D'ou :  $A = 4 \times 65 / 400 = 0.65$  cm<sup>2</sup>/ml.

On prend : **6 5 = 1.2 cm<sup>2</sup>**

Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$A// = A / 2 = 0.6$  cm<sup>2</sup>      On prend **6 5 = 1.2 cm<sup>2</sup>**

Donc on adopte un Treillis soudé en **w5 (200 x 200)**

❖ Ferrailage du plancher terrasse :

T S à 5(200 x 200)

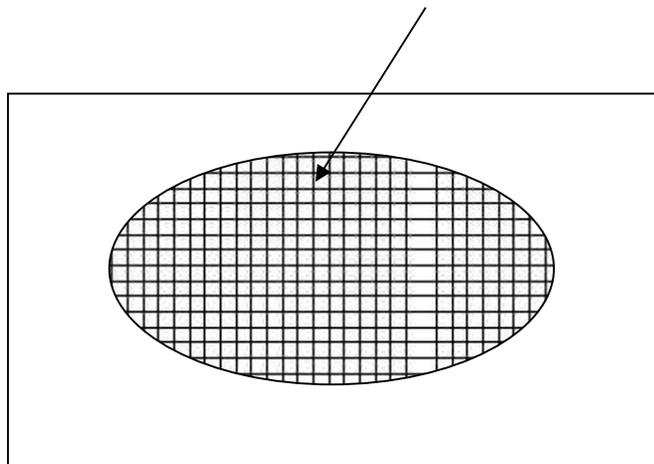


Figure IV. 34 : schéma ferrailage de dalle de compression

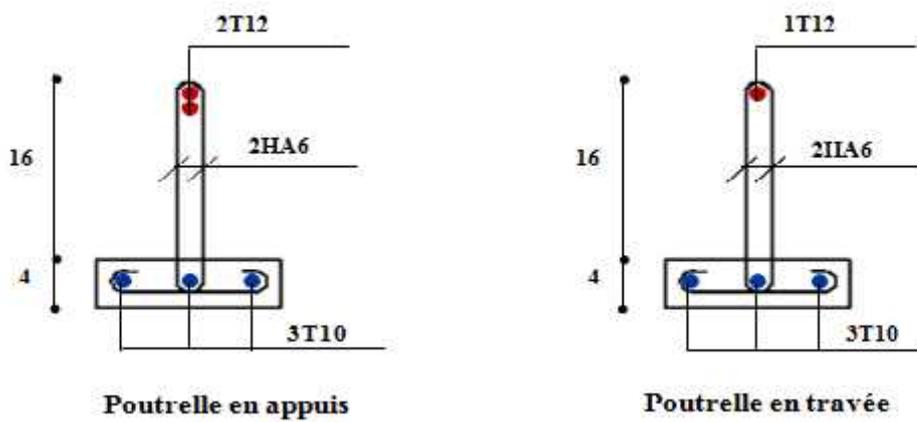


Figure IV. 35: Schéma de ferrailage de poutrelle

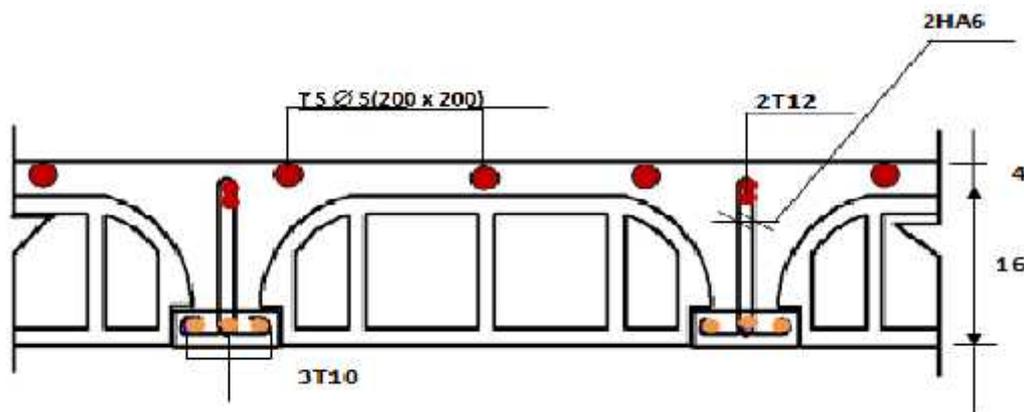


Figure IV. 36: Ferrailage de plancher corps creux

#### IV.2.1.4. Vérification de la stabilité de plancher en corps creux vis-à-vis de l'incendie :(cas du plancher d'étage courant)

##### 1. Introduction :

Au cours d'un incendie, il est très fréquent de constater la destruction des cloisons d'entrevous non solidaires du béton coulé en place. Aussi, pour la détermination des températures, on substitue au plancher réel un plancher nervuré équivalent. La section droite d'un tel plancher est obtenue en ne conservant que la partie de l'entrevous au contact du béton de la poutrelle et de la dalle.

Dans ce qui suit, on se propose de vérifier si le plancher est stable au feu 1h

##### 2. Vérification de la stabilité au feu dans 1h :

Considérons le plancher représenté sur la figure suivant :

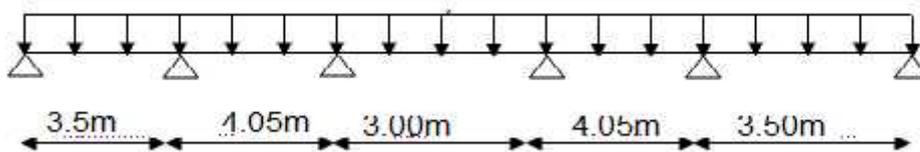


Figure IV.37 : Schéma statique de la poutrelle

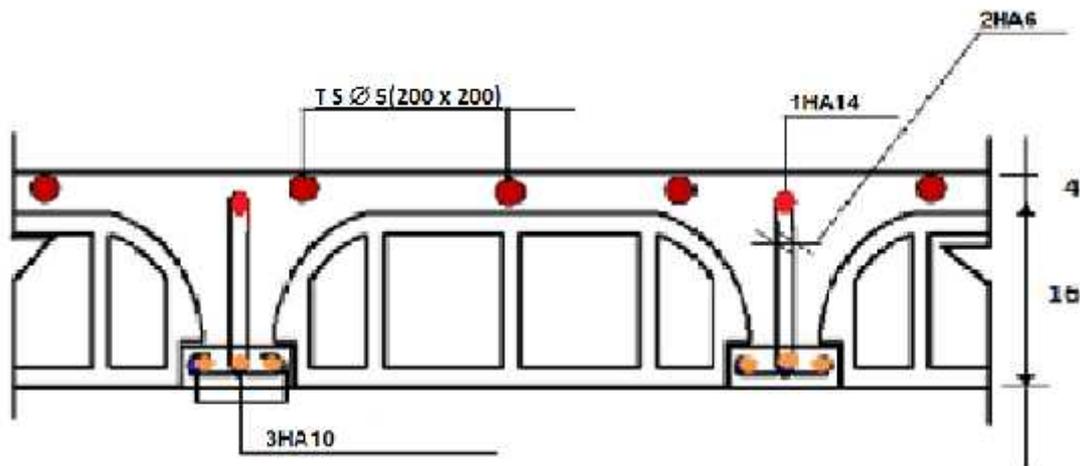


Figure IV.38: Ferraillage de plancher corps creux

## ❖ Tableau récapitulatif :

Epaisseur (cm)	b <sub>0</sub> (cm)	B (cm)	L (cm)	F <sub>e</sub> (MPa)	F <sub>c28</sub> (MPa)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
20	12	65	405	400	25	5.48	1.5

## 2.1.Moment résistant en travée :

## 2.1.1. Températures des aciers :

Les températures dans le talon d'une section rectangulaire dépendent essentiellement de la largeur b de la nervure.

Le tableau présente le résultat pour une section rectangulaire de largeur 12 cm ; la durée d'exposition au feu SF est mesurée en heures. La température, calculées au milieu de carrés de 2 cm de coté, sont données sur les 20 premières centimètres de la hauteur et sur une demi largeur (axe de symétrie supposé à gauche).

Les températures des aciers en travée (**Tableau IV.18 voir l'annexe**)

-Détermination de la température d'après le (**tableau IV.18**)

TYPES		Stabilité au feu (SF)	b (cm)	La largeur x( cm)	La hauteur y( cm)	Température Θ ( °C)
Acier 1	1HA10	1h	12	6	3	740
Acier 2	1HA10	1h	12	2	3	585

2.1.2. Section d'acier réduite à chaud A<sub>Θ</sub> pour une durée d'expositions 1h :

**Tableau IV.19 :** Tableau récapitulatif des sections réduites à chaud

N °		A (cm <sup>2</sup> )	Θ	s	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	C	A <sub>s</sub> C
2	2HA10	1.58	740	0.025	0.039	3	0.117
3	1 HA10	0.79	585	0.395	0.312	3	0.936
<b>La somme</b>					<b>A<sub>Θ</sub>=0.351</b>		<b>1.053</b>

$\phi_s$  : Les coefficients d'affaiblissement d'acier ( **tableau II.3** )

$$\text{Donc : } A_{\phi s} = \sum A \phi_s = 0.351 \text{ cm}^2$$

### 2.1.3. Centre de gravité des aciers chauffés :

$$c = \frac{\sum A \phi_s}{\sum A \phi_s}$$

$$c = \frac{1.0}{0.3} = 3 \text{ cm}$$

On prend :  $c = 3 \text{ cm}$

### 2.1.4. La hauteur utile :

$$d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

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

### 2.1.5. Le pourcentage mécanique «p» pour un acier haute adhérence:

$$p = \frac{1.3 A_{\phi s} F}{b F_y}$$

$$f_{c90} = 1.1 f_{c28} = 1.1 \times 25 = 27.5 \text{ MPa}$$

$$p = \frac{1.3 \times 0.3 \times 4}{6 \times 1 \times 27.5} = 0.006$$

La méthode suivante est valable si  $p < 0.36$  :

Cas d'un acier haute adhérence  $f_e = 400 \text{ MPa}$  type 1 :

$$K = 1$$

### 2.1.6. Calcul le moment réduit :

$$\mu = \frac{K p}{1 + 0.6 p} = \frac{1 \cdot 0}{1 + 0.6(1 \cdot 0)} = 0.0059$$

$$M_{Rt} = \mu b d^2 \frac{f_y}{1.3} = 0.0059 \cdot 0.65 \cdot 17^2 \cdot \frac{27.5}{1.3} = 23.44 \cdot 10^{-3} \text{ MN m}$$

$$\text{Soit } M_{Rt} = 23.44 \text{ KN.m}$$

### 2.2. Moment résistant sur appui :

On prend en compte les aciers sur une largeur de 0.65m :

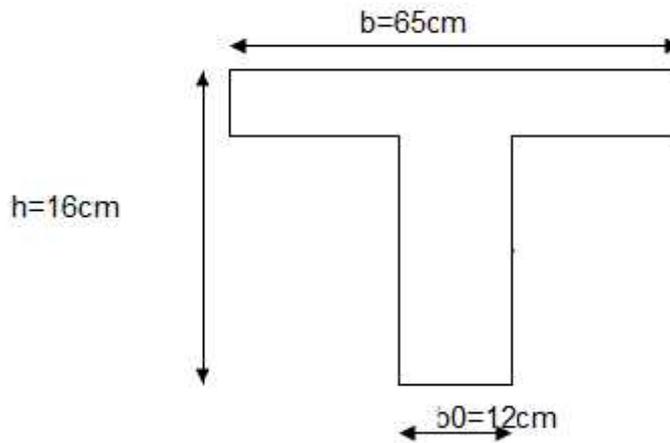


Figure IV.39 : section transversale de la poutrelle

➤ Dans la table de compression :

$$T.S \frac{6}{z} 5 = 0.59 \text{ cm}^2 \quad s_1 = \frac{f}{E} \frac{5}{z} = 2.6 \cdot 10^{-3}$$

➤ Dans l'appui de la poutrelle :

$$Fe \ 400 \ 1 \ T14 = 1.54 \text{ cm}^2 \quad s_2 = \frac{f}{E} \frac{4}{z} = 2 \cdot 10^{-3}$$

Supposons  $s = s_1 = 2 \cdot 10^{-3}$  soit  $s = f_e$

$$N_s = N_{bc} = A \cdot s$$

$$N_s = N_{bc} = (0.59 \times 520 + 1.54 \times 400) \cdot 10^{-4} = 0.0922 \text{ MN}$$

$$N_s = N_{bc} = 92.28 \text{ KN} .$$

### 2.2.1.L'aire de béton comprimé B :

L'aire de béton comprimé compte tenu de l'échauffement de ce béton et la position  $c$  ( cm ) du centre de gravité de cette aire :

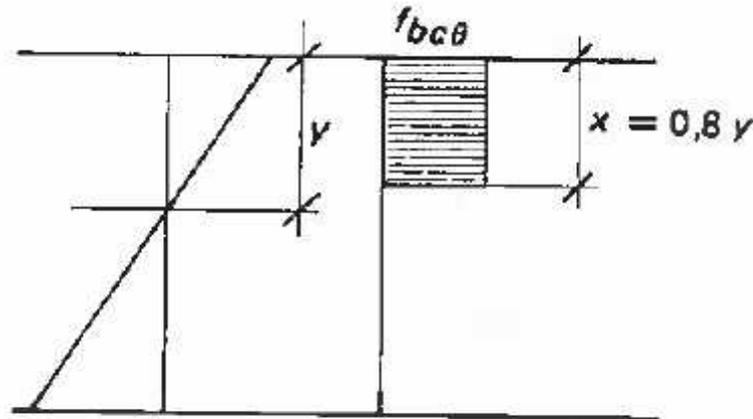
$$B = \frac{1.3 N}{f_c} = \frac{1.3 \times 0.0}{2.5} = 4.34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 43.4 \text{ cm}^2$$

D'après( tableau IV.20 voir l'annexe ) suivant pour  $b=12 \text{ cm}$  et  $SF=1h$  donnent :

$$x = 8 \text{ cm} \quad , \quad c = 4.5 \text{ cm} \quad , \quad bc = 7.9 \text{ cm}$$

➤ **Vérifions l'hypothèse sur l'allongement des aciers :**

Pour le béton le diagramme des contraintes de compression peut être adopté comme indiqué la figure suivant :



**Figure IV.40 :** Diagramme des déformations limites de la section

La position de l'axe neutre des déformations est :

$$y = \frac{x}{0,8} = \frac{8}{0,8} = 10 \text{ cm}$$

et sa position relative est définie par :

$$= \frac{y}{d} = \frac{1}{1} = 0,55$$

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A :** les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B :** les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C :** les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple .

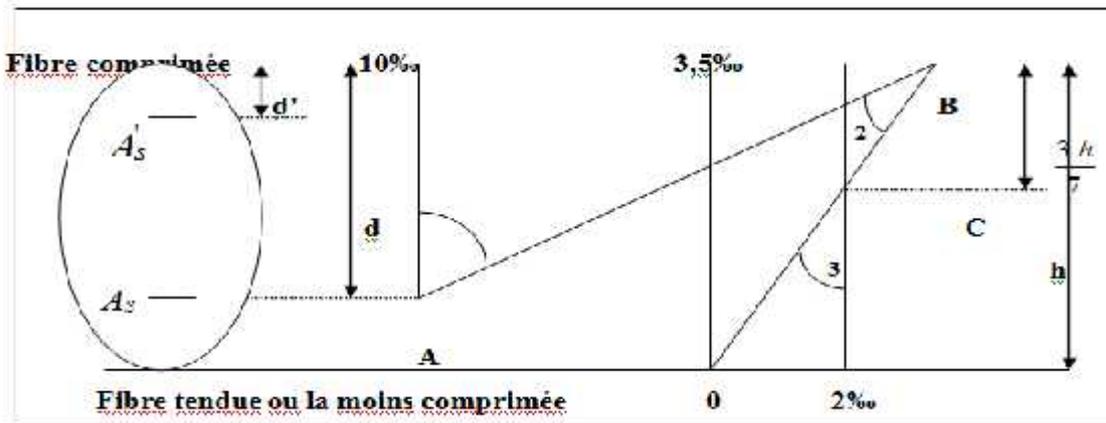


Figure IV.41: Diagramme des déformations limites de la section

$< 0.259$   $s = 10 \cdot 10^{-3}$   $\implies$  ELU atteint en pivot A

$> 0.259$   $s = 3.5 \cdot 10^{-3} \left( \frac{1}{\alpha} - 1 \right)$   $\implies$  ELU atteint en pivot B

Dans notre cas :

$> 0.259$   $s = 2.86 \cdot 10^{-3}$

$s = 2.86 \cdot 10^{-3}$   $s_1$

$Z = d - c = 18 - 4.5 = 13.5 \text{ cm}$

$M_{Ra} = N_{bc} \cdot Z = 92.28 \cdot 0.135 = 12.45 \text{ KN.m}$

**$M_{Ra} = 12.45 \text{ KN.m}$**

**2.3. Moment résistant total :**

$$M_R = M_{Rt} + \frac{M}{\alpha} = 23.44 + \frac{1.4}{2} = 29.66 \text{ KN.m}$$

**$M_R = 29.66 \text{ KN.m}$**

**2.4. Moment sollicitant :**

$$P_u = (G + Q) L = (5.48 + 1.5) \cdot 0.65 = 4.53 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = 4.53 \cdot \frac{4.0^2}{8} = 9.28 \text{ KN.m}$$

On vérifie :  **$M_R = 29.66 \text{ KN.m} > M_0 = 9.28 \text{ KN.m}$**

Le plancher est stable au feu pendant 1h.

**IV.3. Etude du balcon :****IV.3.1.Introduction :**

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée  $L=1,35\text{m}$  et d'épaisseur  $e=15\text{cm}$ , encastré à deux coté.

Le balcon est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1 m de la largeur, encastré à deux coté

**IV.3.2. Evaluation des charges :( DTR B.C .2.2)**

Charge permanente  $G=6,49 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation  $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge due à la main courante  $P = 1 \text{ KN/m}$

**IV.3.3. Calcul des sollicitations :**

➤ à l'ELU :

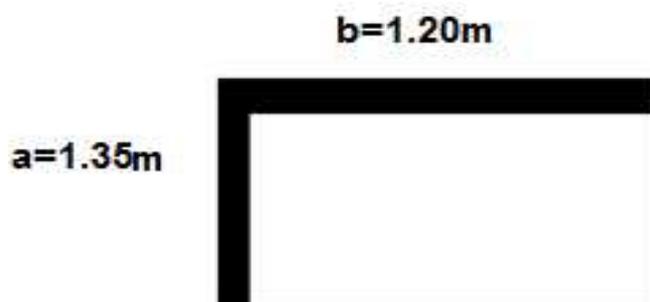
$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 14,01 \text{ KN/ml.}$$

➤ à l'ELS :

$$q_{(ser)} = G + Q = 9,99 \text{ KN/ml}$$

- Type 01 : Dalle pleines sur 2 appuis (RDC , 1<sup>er</sup> étage )

❖ Schéma statique de calcul :



**Figure IV.42:** schéma de balcon rectangulaire en dalle pleine

## ❖ Calcul le moment :

## ➤ à l'ELU :

$$Mu_1 = \frac{q \cdot a \cdot b}{2.5\sqrt{2} + \frac{6b}{a} + \frac{2a}{b}}$$

$$Mu_2 = \frac{q \cdot a \cdot b}{2.5\sqrt{2} + \frac{6a}{b} + \frac{2b}{a}}$$

$$Mu_3 = \frac{q \cdot a \cdot b}{6\left(\frac{b}{a} + \frac{a}{b}\right)}$$

$$Mu_1 = \frac{14.01 \times 1.35 \times 1.20}{3.53 + 5.33 + 2.25} = 2.04 \text{ KN.m}$$

$$Mu_2 = \frac{14.01 \times 1.35 \times 1.20}{3.53 + 6.75 + 1.77} = 1.88 \text{ KN.m}$$

$$Mu_3 = \frac{14.01 \times 1.35 \times 1.20}{6(0.88 + 1.125)} = 1.88 \text{ KN.m}$$

Donc :

On prend le max des 3 moment :  $M_U = (M_{u1}; M_{u2}; M_{u3}) = 2.04 \text{ KN.m}$

## ➤ à l'ELS :

$$Ms_1 = \frac{q \cdot a \cdot b}{2.5\sqrt{2} + \frac{6b}{a} + \frac{2a}{b}}$$

$$Ms_2 = \frac{q \cdot a \cdot b}{2.5\sqrt{2} + \frac{6a}{b} + \frac{2b}{a}}$$

$$Ms_3 = \frac{q \cdot a \cdot b}{6\left(\frac{b}{a} + \frac{a}{b}\right)}$$

$$Ms_1 = \frac{9.99 \times 1.35 \times 1.20}{3.53 + 5.33 + 2.25} = 1.45 \text{ KN.m}$$

$$Ms_2 = \frac{9.99 \times 1.35 \times 1.20}{3.53 + 6.75 + 1.77} = 1.34 \text{ KN.m}$$

$$Ms_3 = \frac{9.99 \times 1.35 \times 1.20}{6(0.88 + 1.125)} = 1.34 \text{ KN.m}$$

Donc :

On prend le max des 3 moments :  $M_S = (M_{s1}; M_{s2}; M_{s3}) = 1.45 \text{ KN.m}$

**IV.3.4. Calcul du Ferrailage à l'ELU :**

**1). Armatures longitudinale :**

En suivant l'organigramme récapitulatifs pour le dimensionnement des armatures (article 8 .1. pratique du B.A.E.L91).

$b = 1\text{m}, h = 15\text{cm}, d = 0.9 h = 0.13\text{m}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{2.04 \times 10^6}{1000 \times (0.13)^2 \times 14,2} = 0,0085$$

Pour **FeE400**  $\mu_{lu} = 0,392$  (tableau B.A.E.L91 article 2.1.3).

$\mu_{bu} = 0,0085 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armé  $A' = 0$

❖ **Armature tendu  $A_s$  :**

Ainsi :  $\mu_{bu} = 0,0085 < 0.275$  (d'après B.A.E.L91 article 2.3.1 on calculer  $Z_b$ ).

$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 13(1 - 0.6 \times 0,0085) = 12,93\text{cm}$

$$A_{su} = \frac{Mu}{Z_b \times F_{ed}} = \frac{2.04 \times 10^{-3}}{0.1293 \times 348} \times 10^4 = 0.45$$

**Tableau. IV.21:** calcul des armatures principales.

$M_U$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$Z_b$ ( m )	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix des armateur
2.04	0.0085	0.1293	0.45	3.14	<b>4T10</b>

❖ **Condition de non fragilité :**

$A_u \quad A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{F_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_u \quad 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{4} = 1.56\text{cm}^2$

$A_s = \max \{A_u, A_{min}\} \Rightarrow A_s = 3.14\text{cm}^2 \Rightarrow$  On adopte **4HA10= 3.14 cm<sup>2</sup>**

•**Espacement :**  $S_L = 20 \text{ cm}$

2). Armature de répartition :

$$A_r = A_u / 4 = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8** = 2.01 cm<sup>2</sup> avec **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

IV.3.5. Les vérifications :

a) Vérifications à ELU :

1). Condition de non fragilité :

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_r \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1000 \cdot 13 \cdot 21}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3.14 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

2). Vérification de disposition des armatures :

❖ **Armatures longitudinales** :  $S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Avec :

h : l'épaisseur du balcon h = 15cm

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Armature de répartition** :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Vérifications à ELS :

1). Vérification des contraintes à L'ELS :

❖ **Dans le béton** : On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ )

On a :

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + y(A_s + A'_s) \cdot y - y(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0 \Rightarrow y = 0.0263m$$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + y \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \Rightarrow I = 3.16 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \Rightarrow K = 48.88 MPa/m.$$

$$\tau_{bc} = KY = 112.28 \times 0.0392 = 4.41 MPa < 15 MPa \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	Y (m)	K (MPa/m)	τ <sub>bc</sub> (MPa)	τ <sub>bc</sub> <sup>-</sup> (MPa)	Observation
1.45	3.14	3.16.10 <sup>-5</sup>	0.0263	45.88	1.20	15	C.V

❖ Dans l'acier : On doit vérifier

$$\tau_s^- = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{y} * f_{t28} \right\} = \min \{ 266.67 MPa ; 202 MPa \}$$

$$\tau_s < \tau_s^- = 201.63 MPa \quad \text{On a :}$$

$$s = \tau_s \cdot k(d - y) = 15.45.88(0.13 - 0.0263) = 71.36 MPa < 201.63 MPa \dots \dots \dots \text{C.V}$$

c). Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot z} \leq \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{b}, 4 MPa \right)$$

$$V_u = q_u \cdot L$$

$$V_u = 14,01 \cdot 1.35 = 18.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.91 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,145 MPa$$

$$\tau_u = 0.145 MPa \quad \min \left( 0.15 \frac{25}{1.5}, 4 MPa \right) = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**d). Contrainte d'adhérence (Art A 6.1.3 BAEL 91):**

$$s_e = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } s = 1.5$$

$$s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$s_e = 1.28 \text{MPa} < s \times f_{t28} = 3,15 \text{ Mpa} \dots 22656 \dots \text{C.V}$$

**e). Vérification de la flèche :**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées , il est inutile de calculer la flèche:( **BAEL 91/Art B-6.5.1)**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{Mpa} \qquad 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1Mt}{10M0}$$

$$\frac{h}{l} = 15/135 = 0.11 > 1/16 = 0.062 \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A}{bd} = 3.14/(100 \times 13) = 0.0024 < 4.2 / f_e = 0.0105 \dots \text{C.V}$$

$$15/135 = 0.11 > \frac{10.1}{101} = 0.1 \dots \text{C.V}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**f). Calcul de l'ancrage :**

$$L_s = \frac{W}{4} \cdot \frac{F_e}{f_{su}} \quad \text{Ø } f_{su} = 0,6 \cdot s^2 \times f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 \Rightarrow f_{su} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.00}{4} \cdot \frac{400}{2,84} = 35.21 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm} \quad \text{Ø } \text{donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la}$$

fin de chaque armature longitudinale.

❖ Schéma de ferrailage :

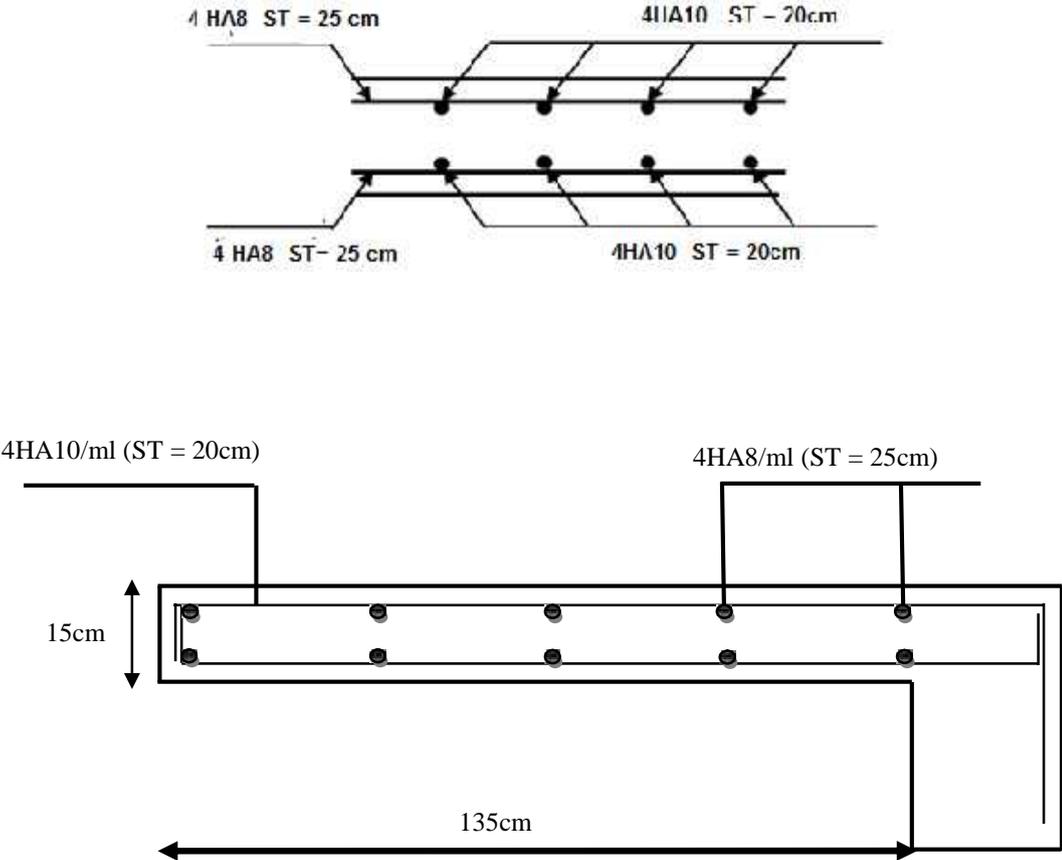


Figure IV.43: Schéma de ferrailage pour le balcon

- Type 02 : Dalle pleines sur 2 appuis (1<sup>er</sup> étage ,etage courant )

❖ Schéma statique de calcul :

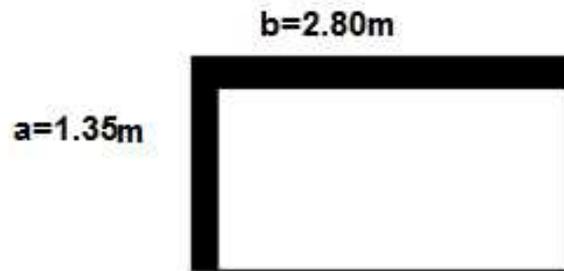


Figure IV.44 : schéma de balcon rectangulaire en dalle pleine

❖ Calcul le moment :

➤ à l'ELU :

$$M = \frac{14.01 \times 1.35 \times 2.80}{3.53 + 12.44 + 0.96} = 3.13 \text{ KN.m}$$

$$Mu2 = \frac{14.01 \times 1.35 \times 2.80}{3.53 + 2.89 + 4.14} = 5.02 \text{ KN.m}$$

$$Mu3 = \frac{14.01 \times 1.35 \times 2.80}{6(0.48 + 2.07)} = 3.46 \text{ KN.m}$$

Donc :

On prend le max des 3 moment :  $M_U = (M_{u1} ; M_{u2} ; M_{u3}) = 5.02 \text{ KN.m}$

➤ à l'ELS :

$$M_{s1} = \frac{9.99 \times 1.35 \times 2.80}{3.53 + 12.44 + 0.96} = 2.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{s2} = \frac{9.99 \times 1.35 \times 2.80}{3.53 + 2.89 + 4.14} = 3.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{s3} = \frac{9.99 \times 1.35 \times 2.80}{6(0.48 + 2.07)} = 2.46 \text{ KN.m}$$

Donc :

On prend le max des 3 moment :  $M_s = (M_{s1} ; M_{s2} ; M_{s3}) = 3.57 \text{ KN.m}$

**IV.3.6. Calcul du Ferrailage à l'ELU :**

**1). Armatures longitudinale :**

En suivant l'organigramme récapitulatifs pour le dimensionnement des armatures (article 8 .1. pratique du B.A.E.L91).

$b = 1\text{m}, h = 15\text{cm}, d = 0.9 h = 0.13\text{m}.$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b.d^2.F_{bu}} = \frac{5.02 \times 10^6}{1000 \times (0.13)^2 \times 14,2} = 0,020$$

Pour **FeE400**  $\mu_{lu} = 0,392$  (tableau B.A.E.L91 article 2.1.3).

$\mu_{bu} = 0,020 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armé  $A' = 0$

❖ **Armature tendu  $A_s$  :**

Ainsi :  $\mu_{bu} = 0,020 < 0.275$  (d'après B.A.E.L91 article 2.3.1 on calculer  $Z_b$ ).

$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 13(1 - 0.6 \times 0,020) = 12,84\text{cm}$

$$A_{su} = \frac{Mu}{Z_b \times F_{ed}} = \frac{5.02 \times 10^{-3}}{0.1284 \times 348} \times 10^4 = 1.12 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$A_u \quad A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{F_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_u \quad 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{4} = 1.56\text{cm}^2$

$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} \Rightarrow A_s = 3.14\text{cm}^2 \Rightarrow$  On adopte **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>**

• **Espacement :**  $S_L = 20 \text{ cm}$

**Tableau. IV.22:** calcul des armatures principales.

<b>M<sub>U</sub> (KN.m)</b>	<b><math>\mu_{bu}</math></b>	<b>Z<sub>b</sub> ( m)</b>	<b>A<sub>calculé</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>adopté</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
5.02	0.020	0.1284	1.12	4T10=3.14

**2).Armature de répartition :**

$$A_r = A_u / 4 = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>**

Avec : **S<sub>t</sub>=25 cm.**

**IV. 3.7. Les vérifications :**

**a) Vérifications à ELU :**

**1).Condition de non fragilité :**

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_r \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1000 \cdot (13) \cdot (2.1)}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$A_u = 3.14 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **C.V**

$A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **C.V**

**2).Vérification de disposition des armatures :**

❖ **Armatures longitudinales :**  $S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Avec :

h : l'épaisseur du balcon h=15cm

$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots$  **C.V**

❖ **Armature de répartition :**

$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots$  **C.V**

**b) Vérifications à ELS:**

**1).Vérification des contraintes à L'ELS :**

➤ **Dans le béton :** On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ )

On a :

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + y(A_s + A'_s) \cdot y - y(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0 \Rightarrow y = 0.0263m$$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + y \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \Rightarrow I = 3.16 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \Rightarrow K = 112.97 MPa/m.$$

$$\tau_{bc} = KY = 112.28 \times 0.0392 = 4.41 MPa < 15 MPa \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	Y (m)	K (MPa/m)	τ <sub>bc</sub> (MPa)	τ <sub>bc</sub> <sup>-</sup> (MPa)	Observation
3.57	3.14	3.16.10 <sup>-5</sup>	0.0263	112.97	2.97	15	C.V

➤ Dans l'acier : On doit vérifier

$$\bar{\tau}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{y} * f_{t28} \right\} = \min \{ 266.67 MPa ; 202 MPa \}$$

$$\tau_s < \bar{\tau}_s = 201.63 MPa$$

On a :

$$s_s = k(d - y) = 15.45.88 (0.13 - 0.0263) = 71.36 MPa < 201.63 MPa \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**c). Vérification à l'effort tranchant :**

$$v_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot z} \leq \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{b}, 4 MPa \right)$$

$$V_u = q_u \cdot L$$

$$V_u = 14,01 \cdot 1.35 = 18.91 KN$$

$$\tau_u = \frac{18.91 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,145 MPa$$

$$\tau_u = 0.145 MPa \quad \min \left( 0.15 \frac{25}{1,5}, 4 MPa \right) = 2,5 MPa \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**d). Contrainte d'adhérence (Art A 6.1.3 BAEL 91):**

$$s_e = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } s = 1.5$$

$$s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$s_e = 1.28 \text{ MPa} < s \times f_{t28} = 3.15 \text{ Mpa} \dots 22656 \dots \text{C.V.}$$

**e). Vérification de la flèche :**

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il est inutile de calculer la flèche: (BAEL 91/Art B-6.5.1)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ Mpa} \qquad 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1Mt}{10M0}$$

$$\frac{h}{l} = 15/135 = 0.11 > 1/16 = 0.062 \dots \text{C.V.}$$

$$\frac{A}{bd} = 3.14/(100 \times 13) = 0.0024 < 4.2 / f_e = 0.0105 \dots \text{C.V.}$$

$$15/135 = 0.11 > \frac{10.1}{101} = 0.1 \dots \text{C.V.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**f). Calcul de l'ancrage :**

$$L_s = \frac{W}{4} \cdot \frac{Fe}{f_{su}} \quad \text{Ø} \quad f_{su} = 0.6 \cdot s^2 \times f_{t28} = 0.6 \cdot (1.5)^2 \cdot 2.1 \Rightarrow f_{su} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.00}{4} \cdot \frac{400}{2.84} = 35.21 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm} \quad \text{Ø} \quad \text{donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la}$$

fin de chaque armature longitudinale

❖ Schéma de ferrailage :

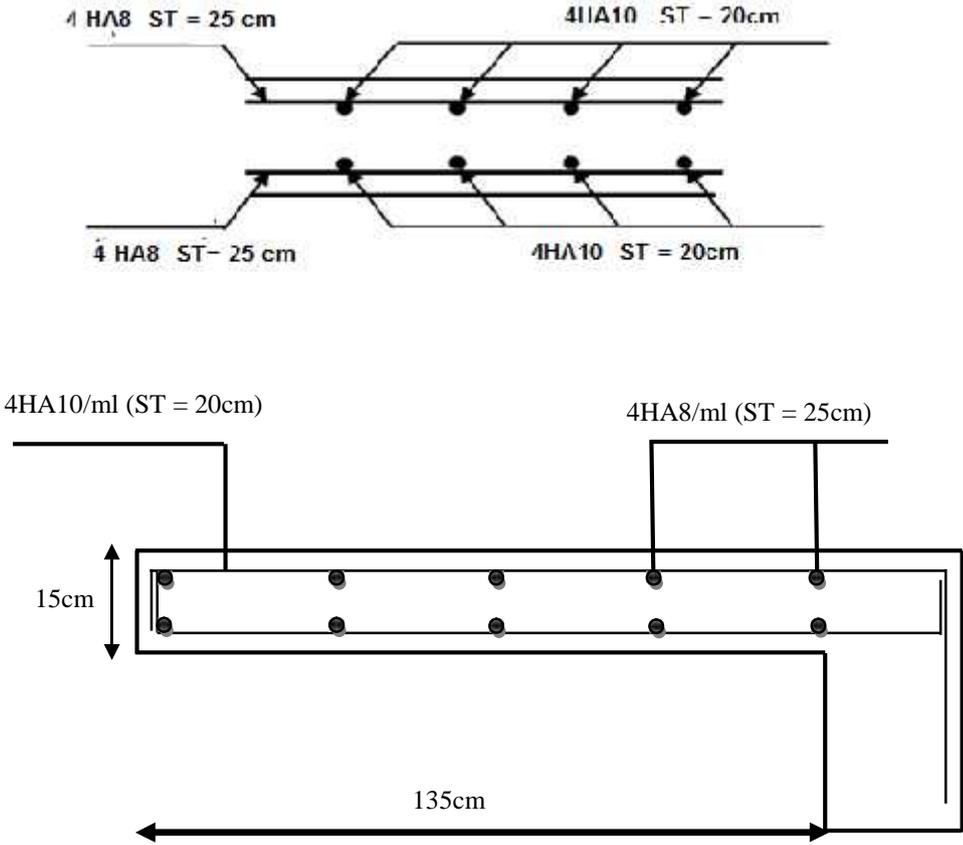


Figure IV.45 : Schéma de ferrailage pour le balcon

IV.4. étude du l'acrotère :

IV.4.1. Introduction :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Cet élément est calculé en flexion composé dans la section d'encastrement, pour une bande de 1 ml  
L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'E.L.U et à E.L.S.

a).Dimension de l'acrotère :

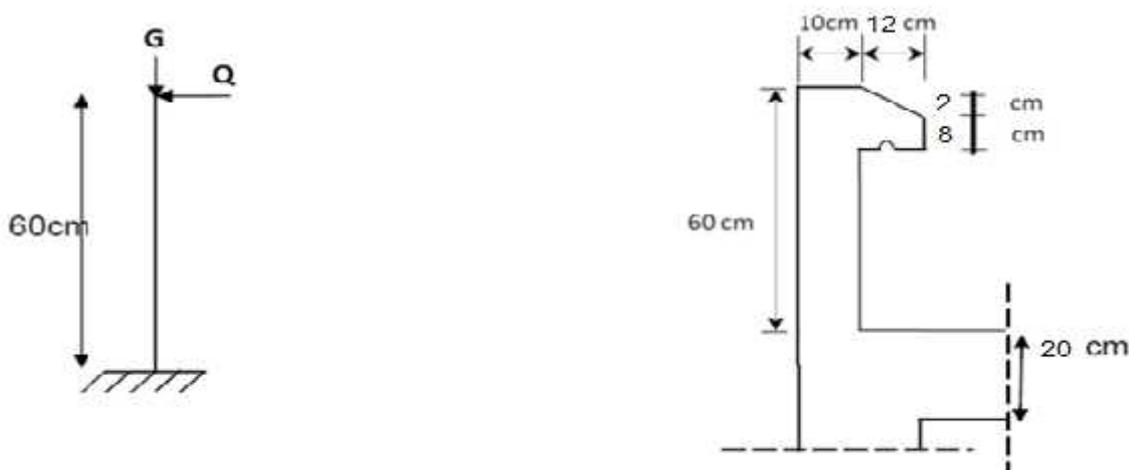


Figure IV.46 : coupe verticale de l'acrotère.

b).Schéma statique :

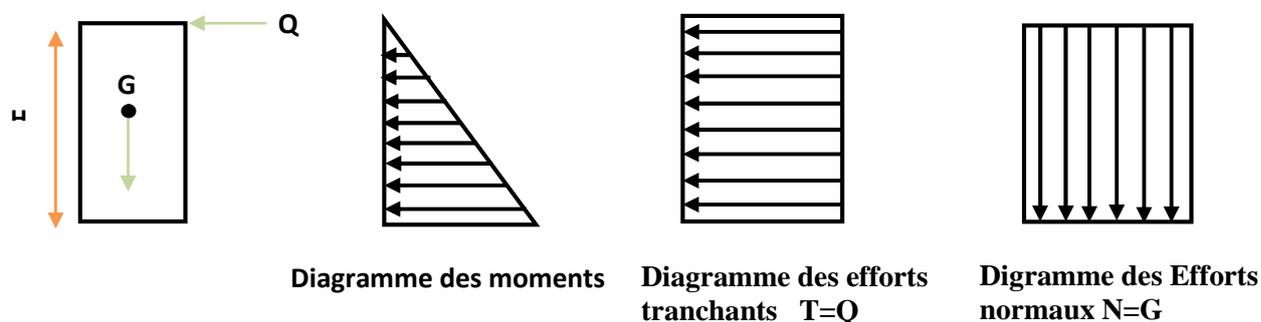
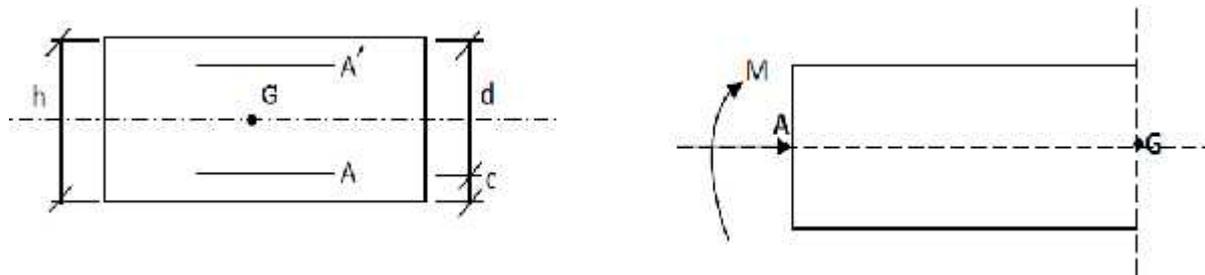


Figure IV.47 : Schéma statique de l'acrotère.

## IV.4.2. Détermination des sollicitations :



- Poids propre de l'acrotère :  $G = \text{béton} \times S$   
 $= 25 \text{ KN/ml}$   
 $S = 0,069 \text{ m}^2$   
 $G = 25 \times 0,069 = 1,72 \text{ KN/ml}$        $G = 1,72 \text{ KN/ml}$ .
- Charge d'exploitation :  $Q = 1 \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$  (Surcharge due à la main courante)
- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 = 1,72 \text{ KN}$ .

IV.4.3. Calcul de la force sismique  $F$  (RPA art 6.2.3) :

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W$$

**A** : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié ( $A = 0,15$ ).

**C** : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ ) (tableau 6.1, RPA99/V2003)

**W** : Poids de l'acrotère pour 1ml,  $W_p = 1,72 \text{ KN}$

D'où :

$$F = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,72 = 0,82 \text{ KN/ml}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 ; 0,82 \} = 1 \text{ KN/ml}$$

**Remarque :**

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de **1 ml** de la largeur en flexion composée.

**IV.4.4. Combinaison de sollicitation :**

G ; crée un effort normal  $N_G = G = 1.72 \text{ KN}$

Q ; crée un moment de renversement :  $M_Q = Q \times H \times 1 = 0.6 \text{ KN}$

➤ **A l'ELU:**

$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,72 = 2,32 \text{ KN.}$

$M_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm.}$

➤ **A l'ELS:**

$N_s = N_G = 1.72 \text{ KN.}$

$M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m.}$

**Tableau IV.23 : combinaison des charges**

	<b>N (KN)</b>	<b>M (KN. m)</b>
<b>Etat limite ultime</b>	2.32	0.9
<b>Etat limite service</b>	1.72	0.6

**IV.4.5. Ferrailage de l'acrotère:**

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section (b x h) cm<sup>2</sup> soumise à la flexion composée.

**h** : Epaisseur de la section : 10cm

**b** : largeur de la section : 100cm

**c** et **c'** : Enrobage : 2cm

**d** = h – c : Hauteur utile

**M<sub>f</sub>** : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

b(m)	h (m)	c (m)	d(m)	F <sub>c28</sub> (MPa)	F <sub>t28</sub> (MPa)	f <sub>e</sub> (MPa)
1	0.1	0.02	0,08	25	2.1	400

a.) Calcul des armatures à L'ELU:

❖ Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

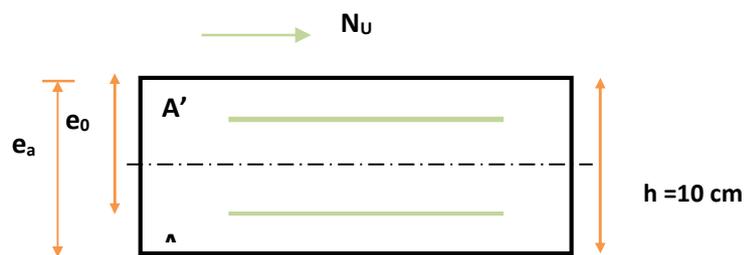
$$e_0 = 0.9 \times 10^2 / 2.32 = 38.79 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.39 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_0 \implies$  Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limité par

les armatures d'où la section est partiellement comprimée.



Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M_f$ , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b). Calcul en flexion simple:

❖ Moment fictif:

$$M_f = N_u \times e_a = N_u \times (e_0 + \frac{h}{2} - c) = 2.32 \times (0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.02) = 0.974 \text{ KN.m.}$$

$$M_f = 0.974 \text{ KN.m}$$

❖ Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.000974}{1 \times 0.0064 \times 14.2} = 0.011$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Pour FeE400 :  $\tilde{\mu}_u = 0.392$

$\tilde{\mu}_{bu} < \tilde{\mu}_u \implies$  La section est simplement armée, donc :  $A' = 0$  (pas d'armature comprimée).

❖ **Calcul des armatures tendus  $A_s$  :**

$$A_s = \frac{Mf}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \mu_u) \text{ tel que : } \mu_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.011)}) = 0.0138$$

Donc :  $\beta = 0.994$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\chi_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{0.974 \times 10}{0.994 \times 0.08 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_s = 0.35 \text{ cm}^2$

**c). Calcul en flexion composée :** La section réelle des armatures

$$A_u = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.32 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_s = 0.28 \text{ cm}^2$

**IV.4.6. Vérification à l'ELU:**

**1) Condition de non fragilité:** (Art. A.4.2.1/BAEL 91 modifiés 99) :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :  $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{e_s - 0,45 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{38 - 0.445 \times 8}{38 - 0.185 \times 8}$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.348 \text{ m.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

Donc :

$A_s = 0.35 \text{ cm}^2$      $A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$      $\implies$  Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$\implies A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ML} \quad \implies \quad \text{Avec un espacement} \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ML}$      $\implies$  Repartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement :

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm.}$$

## 2) Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91) :

. On doit vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28}/b; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPA}$  (la fissuration est préjudiciable )

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :

$\tau_u$  Contrainte de cisaillement.

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ [KN].}$$

$$\tau_u = 1500 / 80 \times 1000 = 0.019 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.019 \text{ MPa}$      $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$      $\implies$  la condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**3).Vérification de l'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\mathbb{E}_s$  : Coefficient de seulement ( $\mathbb{E}_s = 1.5$  acier Fe 400 haute adhérence).

$U_i$  = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \dots = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

**n** : Nombre des barres

$$\dagger_{se} = \frac{1.50 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.08 \cdot 0.1005} = 0.21 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

**4).Vérification de l'ancrage :**

$$\dagger_{se} = 0.6 \times \mathbb{E}^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{W \times f_e}{4 \times \dagger_{se}} = 28.22 \text{ cm} < h = 40 \text{ cm} \quad \text{ancrage droit}$$

**IV.4.7.Vérification à l'E.L.S (C.B.A93):**

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$e_s$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

- **Position de l'axe neutre : ( $A' = 0$ )**

$$e_s = M_{ser} / N_{ser} \Rightarrow e_s = 0.6 / 1.72 = 0.348 \text{ m.}$$

$$h / 6 = 0.1 / 6 = 0.016$$

$$e_s = 0.348 > h / 6 = 0.016 \Rightarrow \text{la section partiellement comprimé}$$

$$c = h/2 - e_s = -0.298 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c \quad ; \quad yc^3 + p \times yc + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$P = -3C^2 + 90 \frac{A'}{b} (d'-C) + 90 \frac{A}{b} (b-C) = \Rightarrow P = -0.259m^2$$

$$q = -2C^3 - 90 \frac{A'}{b} (d'-C)^2 - 90 \frac{A}{b} (b-C)^2 \Rightarrow q = 0.055m^3$$

$$\Rightarrow y_c = -0.594m$$

$$\Rightarrow y_{ser} = y_c + C = 0.296m$$

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

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 0.00878m^4$$

a). Contraintes maximale de compression de béton :  $\dagger_{bc} \leq \bar{\dagger}_{bc}$

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

$$\dagger_{bc} = \frac{y_c \cdot N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} = 0.344 \text{ MPa} \Rightarrow \dagger_{bc} = 0.344 \text{ MPa} < \bar{\dagger}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

b). Contraintes maximale de traction des aciers :

On doit vérifier que :  $\dagger_s \leq \bar{\dagger}_s$

$$\bar{\dagger}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{y x f_{t28}}) \right\}$$

y = 1.6 pour des HA > 6 mm

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\dagger}_s = \min \left\{ 226.6 \text{ MPa} ; \max(200 \text{ MPa}, 201.6 \text{ MPa}) \right\}$$

$$\implies \bar{\dagger}_s = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\dagger_s = nK(d - y) \quad \text{Tel que : } n = 15.$$

$$\dagger_s = 37.68 \text{ MPa} \leq \bar{\dagger}_s = 201.6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

**c)-Vérification des espacements des barres:****➤ Armatures longitudinales :**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_l \min\{3h, 33\text{cm}\} \Rightarrow S_l \min\{3 \times 10, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_l = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**➤ Armatures de répartition :**

$$S_r \min\{4h, 45\text{cm}\} \Rightarrow S_r \min\{4 \times 10, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

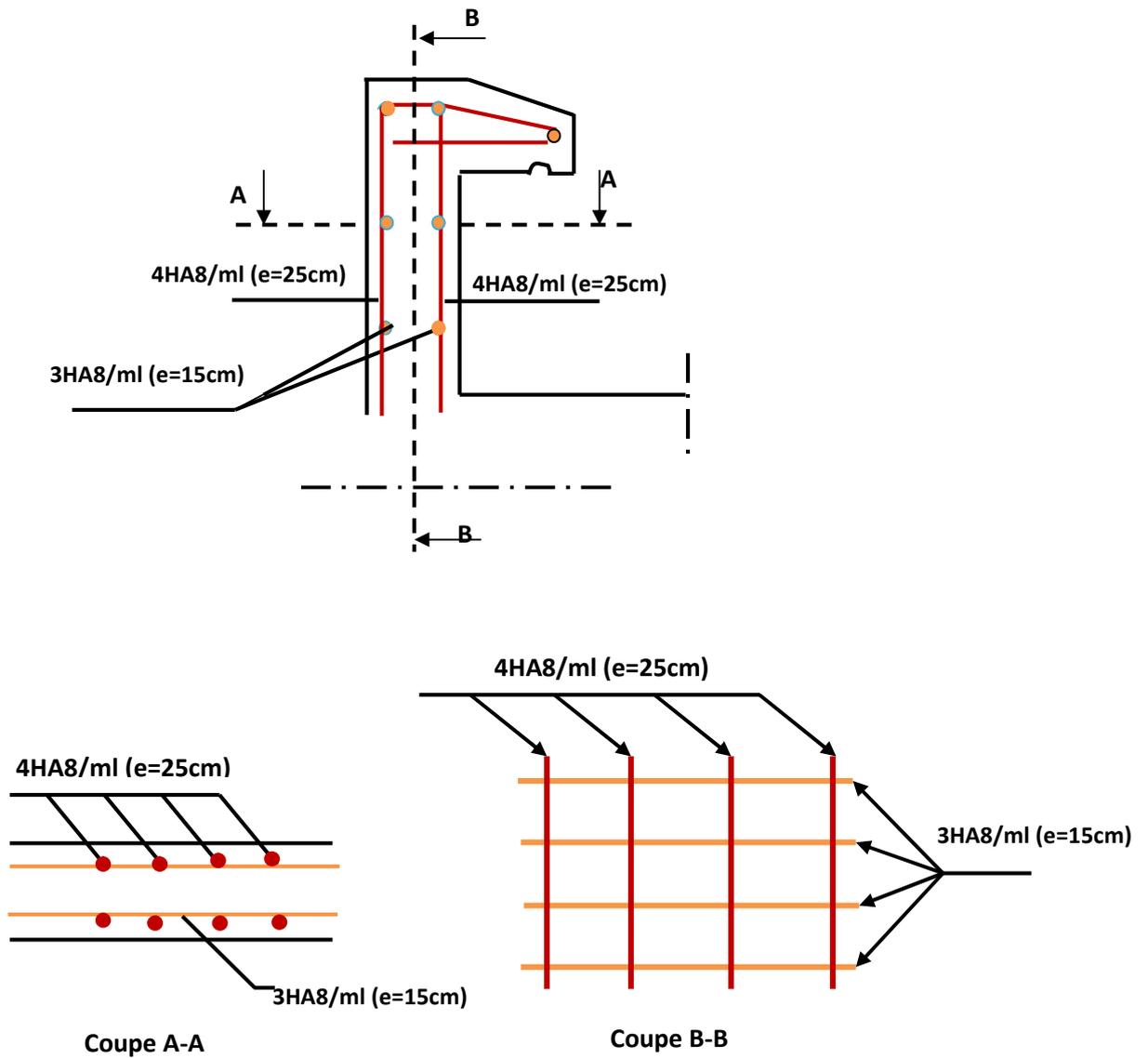
$$S_r = 15\text{cm} < 40 \text{ cm.} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**IV.4.8. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3) :**

$$F_p = 4A C_p W_p$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.72 = 0.82 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ Schéma de ferrailage :



**Figure IV.48:** Schémas de ferrailage de l'acrotère

### IV.5. Etude de l'escalier :

#### IV.5.1. Définition :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit composé d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.

La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

On a deux types d'escaliers :

- Escalier à une volée au niveau de RDC
- Escalier à deux volées au niveau d'étage courant et au niveau de RDC

#### IV.5.2. Predimensionnement des escaliers :

Predimensionnement des escaliers présent dans les tableaux suivants

##### a) Type 01 : une volée pour RDC

❖ Tableau récapitulatif:

Niveau	H (m)	H'(m)	N	L(m)		e(paillasse)
RDC	1.02	1.02	6	1.5	34.21	15

##### b) type 2: deux volée pour l'étage courant et RDC

❖ Tableau récapitulatif:

Niveau	H (m)	H'(m)	N	L(m)		e(paillasse)
Etage courant	3.06	1.53	18	2.4	32.51	15

## IV.5.3.Calcul des sollicitation:

Les charges	Paillasse	Palier de repos
Charge permanente G [KN/m <sup>2</sup> ]	7.46	5.49
Charge d'exploitation Q [KN/m <sup>2</sup> ]	2.5	2.5

## 1). Combinaisons des charges:

➤ à L'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

- Paillasse :  $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 7.46) + (1.5 \times 2.5) = 13.82$  KN/m.
- Palier de repos :  $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.49) + (1.5 \times 2.5) = 11.16$  KN/m

➤ à L'ELS :

$$q_s = G + Q$$

- Paillasse :  $P_s = G + Q = 7.57 + 2.5 = 9.96$  KN/m
- Palier de repos :  $P_s = G + Q = 5.15 + 2.5 = 7.99$  KN/m

Tableau IV.24: Tableau récapitulatif des moments

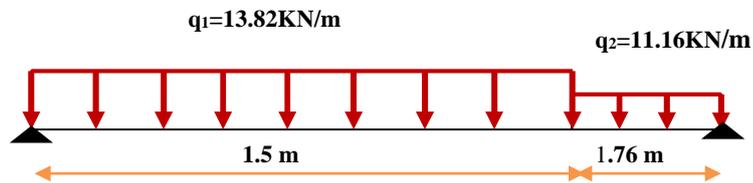
	ELU	ELS
Paillasse	$q_{u1} = 13.82$	$q_{s1} = 9.96$
Le palier	$q_{u2} = 11.16$	$q_{s2} = 7.99$

- **Type 01 :** Escalier à une volée au niveau de RDC

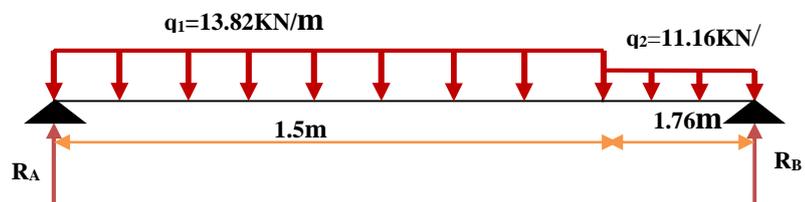
**a).Calcul des sollicitations:**

➤ à L'ELU :

✓ **Schéma statique :**



✓ **Calcul des reactions:**



$$F_y=0 \implies R_A+R_B = (13.82 \times 1.5) + (11.16 \times 1.76) = 37.60 \text{ KN}$$

$$\implies R_A+R_B = 40.37 \text{ KN}$$

$$M_{/A}=0 \implies (R_B \times 3.26) - (13.82 \times 1.5^2 / 2) - (11.16 \times 1.76 \times 2.38) = 0$$

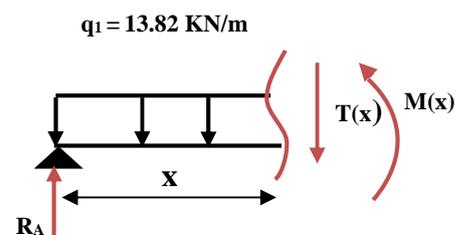
$$\mathbf{R_B=19.10 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{R_A=21.26 \text{ KN}}$$

❖ **Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :**

- **Tronçon 1 : 0 m x 1.5m :**

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x \\ T(x) = 21.26 - 13.82 x \end{cases} \implies \begin{cases} T(0) = 21.26 \text{ KN} \\ T(1.5) = 0.53 \text{ KN} \end{cases}$$



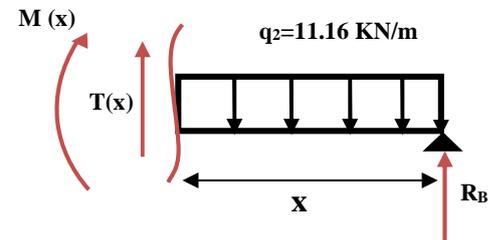
$$\begin{cases} M(x) = -q_1(x^2)/2 + R_A(x) \\ M(x) = -13.82(x^2)/2 + 21.26x \end{cases} \implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.5) = 16.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$dM_u(x) / dx = 0 \implies T(x) = -13.82x + 21.26 = 0$$

$$x = 1.53 \text{ m} \implies M_{\max} = 16.35 \text{ KN.m}$$

• **Tronçon 2 : 0 m x 1.76m**

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2x \\ T(x) = -19.10 + 11.16x \end{cases} \implies \begin{cases} T(0) = -19.10 \text{ KN} \\ T(1.76) = 0.54 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\begin{cases} M(x) = -q_2(x^2)/2 + R_B(x) \\ M(x) = 11.16(x^2)/2 - 19.10x \end{cases} \implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.76) = -16.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$dM_u(x) / dx = 0 \implies T(x) = -11.16x + 19.10 = 0$$

$$\implies x = 1.71 \text{ m} \implies M_{\max} = -16.32 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

$$M^{\max} = 16.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = -0.3 M^{\max} = -0.3 \times 14.19 = -4.90 \text{ KN.m}$$

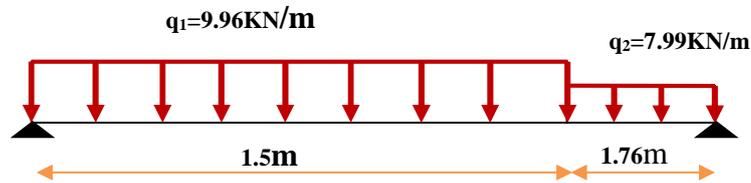
$$\text{En travées : } M_{ut} = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 14.19 = 13.89 \text{ KN.m}$$

❖ **Tableau récapitulatif des moments :**

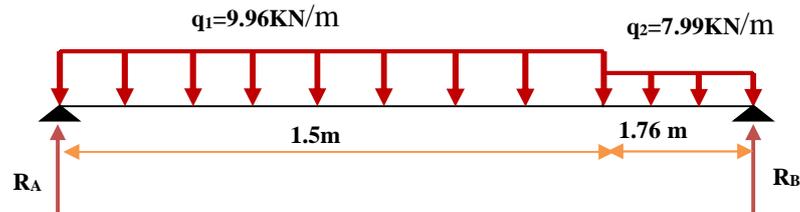
L'état	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	M <sub>travée</sub> (KN.m)
ELU	4.90	13.89

➤ à L' ELS :

✓ Schéma statique :



✓ Calcul des réactions :



$$F_y = 0 \implies R_A + R_B = q_1 (1.5) + q_2 (1.76)$$

$$\implies R_A + R_B = 9.96 (1.5) + 7.99 (1.76)$$

$$\implies R_A + R_B = 29.00 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B (3.26) - q_1 (1.5^2 / 2) - q_2 (1.76 \times 2.38)$$

$$\implies R_B = 13.70 \text{ KN}$$

$$\implies R_A = 15.29 \text{ KN}$$

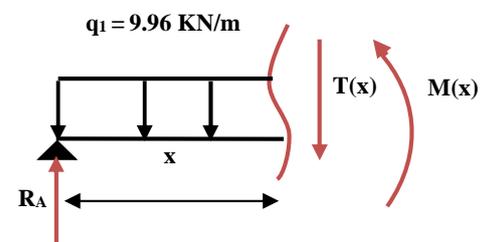
❖ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

• Tronçon 1 : 0 m x 1.5 :

$$T(x) = -q_1(x) - R_A \implies \begin{cases} T(0) = 15.29 \text{ KN} \\ T(1.5) = 0.35 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = -9.96x + 15.29$$

$$\begin{cases} M(x) = -q_1(x^2)/2 + R_A(x) \\ M(x) = -9.96(x^2)/2 + 15.29x \end{cases} \implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.5) = 11.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$



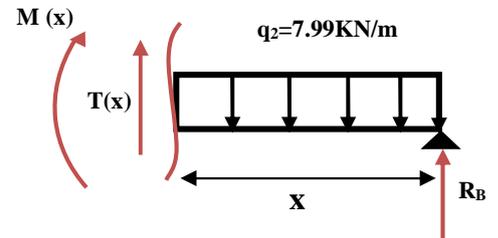
$$dM_u(x) / dx = 0 \implies T(x) = -9.96x + 15.29 = 0$$

$$x = 1.53 \text{ m} \implies M_{\max} = 11.72 \text{ KN.m}$$

• **Tronçon 2 : 0 m x 1.76m**

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2x \\ T(x) = -13.70 + 7.99x \end{cases} \implies \begin{cases} T(0) = -13.70 \text{ KN} \\ T(1.76) = 0.35 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = -q_2(x^2)/2 + R_B(x) \\ M(x) = 7.99(x^2)/2 - 13.70x \end{cases} \implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.76) = -11.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$dM_u(x) / dx = 0 \implies T(x) = -7.99x + 13.70 = 0$$

$$x = 1.71 \text{ m} \implies M_{\max} = -11.72 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

**Donc :**

- $M^{\max} = 11.72 \text{ KN.m}$
- Aux appuis :  $M_{sa} = -0,3 M^{\max} = -3.51 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_{st} = 0.85 M^{\max} = 9.96 \text{ KN.m}$

❖ **Tableau récapitulatif des moments :**

L'état	$M_{\text{appuis}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$
ELS	3.51	9.96

IV.5.4. Diagramme des moments et des efforts tranchants :

➤ à L'ELU :

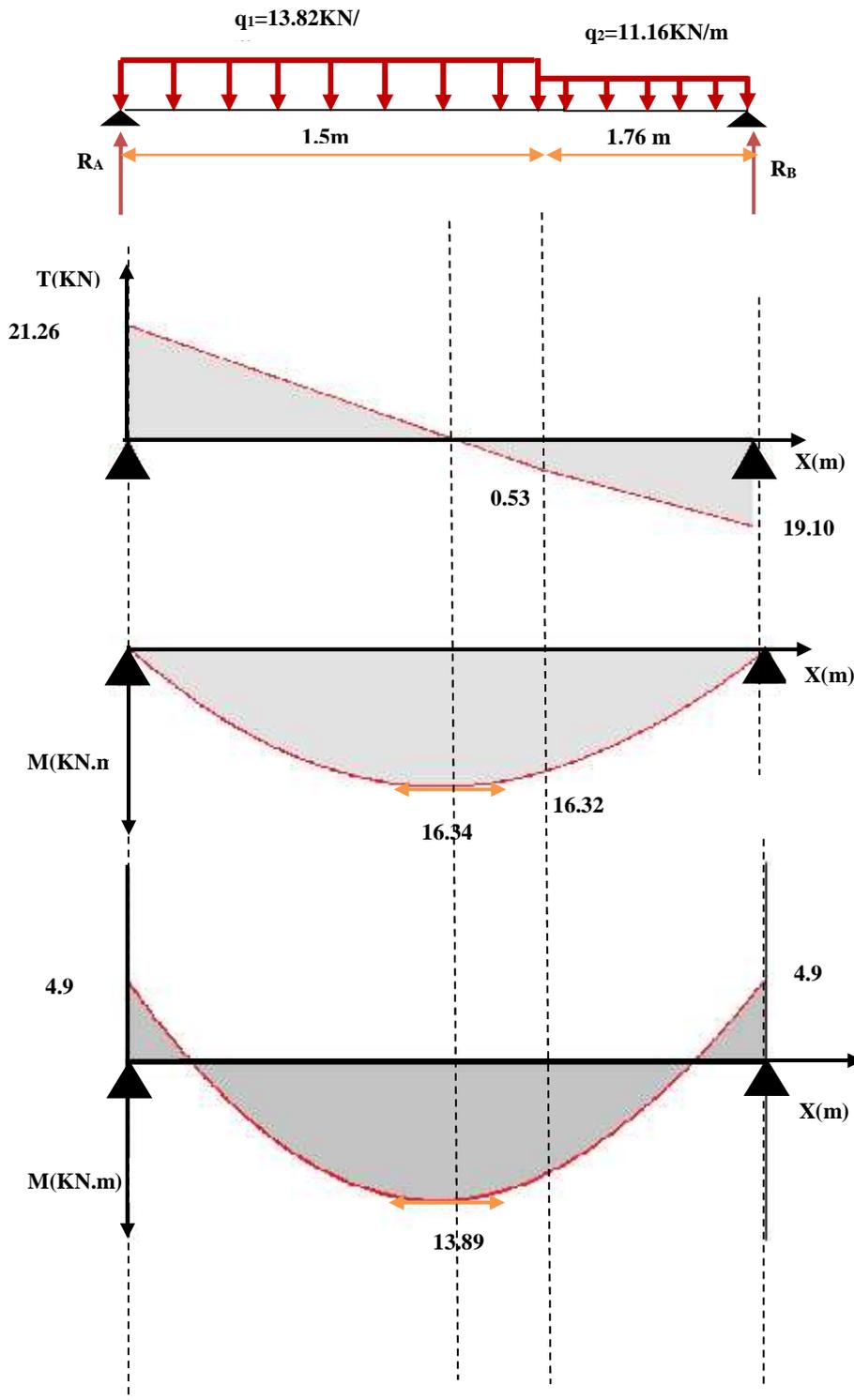


Figure IV.49 : diagrammes des moments et des efforts tranchant a ELU

➤ à L'ELS:

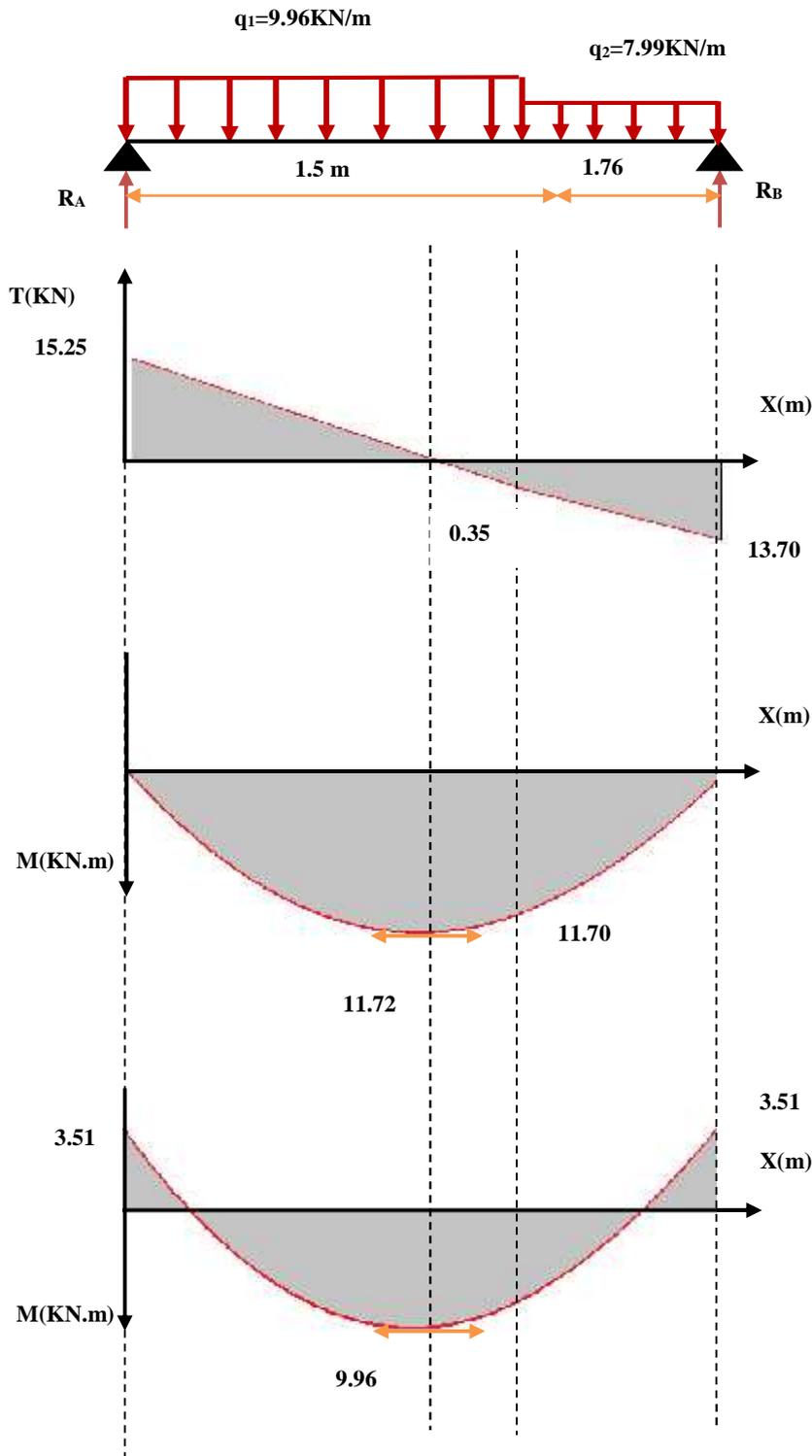
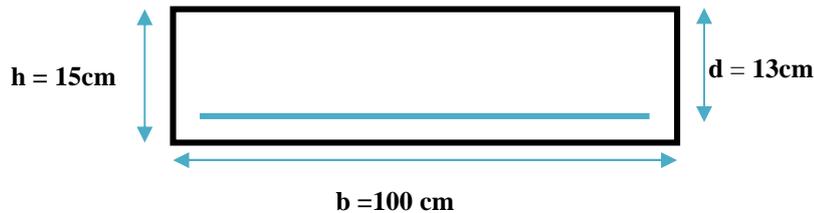


Figure IV.50: diagramme des moments et des efforts tranchant a ELS

## IV.5.5. Ferrailage :

## a).Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.



- Calcul des armatures :

## ❖ Aux appuis :

## a).Armature longitudinale :

$h = 15\text{cm}$ ;  $b = 100\text{ cm}$ ;  $d = 0.9 \times h = 13\text{ cm}$ ;  $\mu_b = 1.5$ ;  $s = 1.15$ ;

FeE400;  $F_{ed} = 348\text{ MPa}$ ;  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ ;  $F_{bu} = 14.20\text{ MPa}$ ;  $f_{t28} = 2.1\text{ MP}$

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.9 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.021 \quad \Longrightarrow \quad \mu_{bu} = 0.021$$

$$\chi = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.9}{3.51} = 1.39 \quad \Longrightarrow \quad \chi = 1.39$$

$$\tilde{\mu}_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.134$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = 0,021 < \tilde{\mu}_{lu} = 0,134 \quad \Rightarrow \quad A' = 0$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = 0,021 < 0,275 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\tilde{\mu}_{bu}] = 0,13[1 - 0,6(0,021)] = 0,128\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{4.9 \times 10}{0.128 \times 348} = 1.1\text{cm}^2$$

$$A_s = 1.1\text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{on adopte:} \quad \mathbf{5HA10=3.93\text{cm}^2}$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{5} = 20\text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{St = 20\text{ cm}}$$

**b).Armature de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{4HA10=3.14\text{cm}^2}$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{St = 25 \text{ cm}}$$

**❖ Aux travée :****a).Armature longitudinale :**

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.89 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.060$$

$$\chi = \frac{M_t}{M_{ser}} = \frac{13.89}{9.96} = 1.39 \quad \Longrightarrow \quad = 1.39$$

$$\tilde{\mu}_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.252$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = 0,060 < \tilde{\mu}_{lu} = 0,252 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = 0,060 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\tilde{\mu}_{bu}] = 0,13[1 - 0,6(0,060)] = 0,125 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{13.89 \times 10}{0.125 \times 348} = 3.18 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.18 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte:} \quad \mathbf{5 HA12 = 5.65 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{St = 20 \text{ cm}}$$

**b).Armature de répartition:**

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{St = 25 \text{ cm}}$$

**IV.5.6. Vérifications:**❖ **aux appuis:****1. Condition de non fragilité:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \quad A_{\min} \\ A_t \quad A_{\min} \end{array} \right. \Longrightarrow A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{\min} = 0,23 (100) (13) \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2 \Longrightarrow A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = 3,93 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \quad \text{C.V} \\ A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

**2. Vérification des dispositions d'armatures : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• **Armature longitudinale :**

$$St \quad \min (3h, 33\text{cm}) = \min (45; 33) = 33\text{cm}$$

**Avec :**

$$h = \text{l'épaisseur de la paillasse (h = 15cm)}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Longrightarrow \text{C.V}$$

• **Armature de répartition :**

$$St \quad \min (4h, 45\text{cm}) = \min (60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Longrightarrow \text{C.V}$$

**3. Vérification de l'effort tranchant : (Art : A.5.1.2. BAEL.91 Version 99)**

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable.

$$(T_u \text{ max} = 21,26\text{KN})$$

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \implies \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 MPa) = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{21,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,164 < 2,5 MPa$$

❖ **Conclusion :**

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**4. Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :(Art : A.6.1.3 .BAEL.91 Version 99)**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} \quad \psi_s : \text{Coefficient de scellement. } (\psi_s = 1,5 \text{ pour FeE400})$$

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum u_i = n f W : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres,

W : Diamètre des barres (W = 12mm)

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MP$$

$$\tau_u = \frac{21,26 \times 10^{-1}}{0,9 \times 0,13 \times 5 \times 1 \times 3,14} = 1,16 MPa$$

$$\tau_s = 1,16 < 3,15 MPa \implies \text{C.V}$$

❖ **Conclusion :**

Condition vérifiée donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

### 5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- Influence sur le béton :(Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).

On doit avoir que :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_U = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec :

$$a = 0,9d = a = (0,9) \times (13) = 11,7 \text{ cm (longueur de l'appui)}$$

$$T_u^{\max} = 21,26 \text{ KN}$$

$$T_u = 0,4 \times 25 / 1,5 \times 11,7 \times 10 = 780 \text{ KN}$$

$$T_U = 21,26 \text{ KN} \quad T_u = 780 \text{ KN} \implies \text{C.V}$$

- Influence sur les armatures longitudinales inférieures:

On doit vérifier que :

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left( T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 21,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 4,90 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left( T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 21,26 + \frac{4,9}{0,9 \times 0,13} \right)$$

$$A_{S \text{ appui}} = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \quad 0,18 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

### 6. Contrainte de compressions dans le béton ELS:

On doit vérifier que :

$$\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$b = 1 \text{ m}; h = 15 \text{ cm}; d = 0,9h = 13 \text{ cm}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\tau_{bc} = K.Y$ )

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad ; \quad A_s' = 0 ; \quad A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - I \right]$$

❖ Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

	Mser (KN. m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa /m)	† <sub>bc</sub> (MPa )	† <sub>bc</sub> <sup>-</sup> (MPa)	Observation
appui	3.51	3.93	25168071.7	7.63	13.9	1.06	15	C.V

❖ Aux travée :

1).Condition de non fragilité:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{array} \right. \implies A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{min} = 0,23 (100) (13) \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2 \implies A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \quad A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \quad A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

2).Vérification de disposition d'armature: (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs Suivantes :

- Armature longitudinale :

$$St \geq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (45; 33) = 33\text{cm}$$

Avec :

$h =$  l'épaisseur de la paillasse ( $h = 15\text{cm}$ )

$St = 20\text{ cm} < 33\text{ cm} \implies \text{C.V}$

• **Armature de repartition :**

$St \quad \min(4h, 45\text{cm}) = (60; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$

$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$

**3).Contrainte de compressions dans le béton ELS:**

(La fissuration est peu nuisible).

On doit vérifier que :

$$\dagger_{bc} \leq \bar{\dagger}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$b = 1\text{m}; h = 15\text{cm}; d = 0.9h = 13\text{ cm}$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\dagger_{bc} = KY$ ) :

$$A_s' = 0; \quad A_s = 5.65\text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A_s'(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

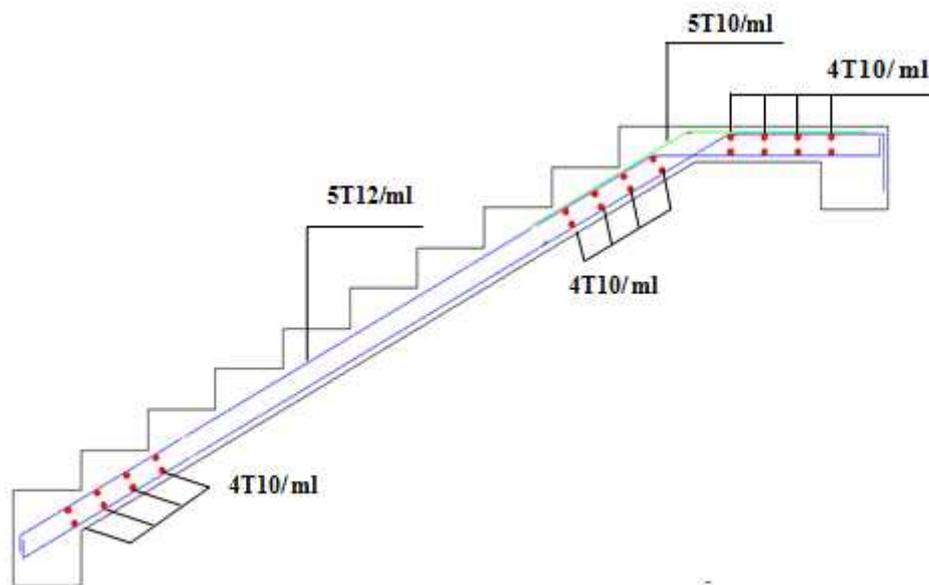
❖ **Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :**

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/m)	$\dagger_{bc}$ (MPa)	$\bar{\dagger}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	9.96	5.65	153702.3	10.34	6.48	6.70	15	C.V

## ❖ Tableau recapitulative des ferrillages:

	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{repartition}$ (cm <sup>2</sup> )	choix
<b>Appuis</b>	1.1	3.93	1.56	<b>5HA10</b>	3.14	<b>4HA10</b>
<b>Travée</b>	3.18	5.65	1.56	<b>5HA12</b>	3.14	<b>4HA10</b>

## ❖ Schéma de ferrillage :



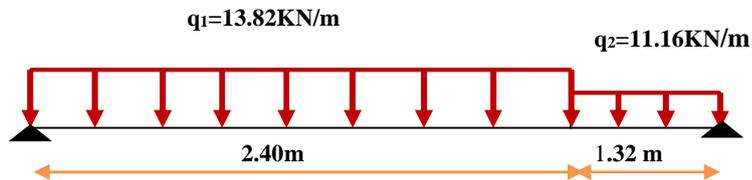
**Figure IV.51:** schéma de ferrillage de l'escalier rez de chaussé

- **Type 02** : Escalier à deux volées au niveau d'étage courant et au niveau de RDC

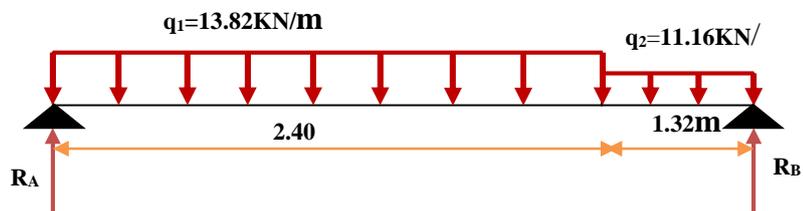
**a). Calcul des sollicitations :**

➤ à L'ELU :

✓ **Schéma statique :**



✓ **Calcul des réactions :**



$$F_y=0 \implies R_A + R_B = (13.82 \times 2.4) + (11.16 \times 1.32) = 47.89 \text{ KN}$$

$$\implies R_A + R_B = 47.89 \text{ KN}$$

$$M_{/A}=0 \implies (R_B \times 3.72) - (13.82 \times 2.4^2 / 2) - (11.16 \times 1.32 \times 3.06) = 0$$

$$\implies \mathbf{R_B = 22.81 \text{ KN}}$$

$$\implies \mathbf{R_A = 25.08 \text{ KN}}$$

❖ **Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :**

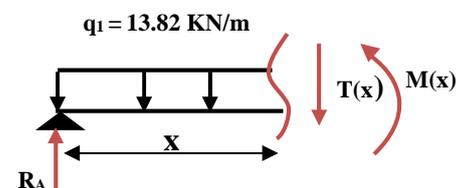
•

$$1 : 0 \text{ m} \quad x \quad 2.4 \text{ m} : \begin{cases} T(0) = 25.08 \text{ KN} \\ T(2.4) = -8.08 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x \\ T(x) = 25.08 - 13.82 x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = -q_1(x^2)/2 + R_A(x) \\ M(x) = -13.82(x^2)/2 + 25.08x \end{cases} \implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 20.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Tronçon**



$$dM_u(x) / dx = 0 \implies T(x) = -13.82x + 25.08 = 0$$

$$x = 1.81 \text{ m} \implies M_{\max} = 22.76 \text{ KN.m}$$

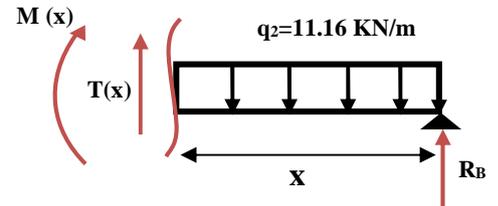
• **Tronçon 2 : 0 m x 1.32m**

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2x \\ T(x) = -22.81 + 11.16x \end{cases} \implies \begin{cases} T(0) = -22.81 \text{ KN} \\ T(1.32) = -8.07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = -q_2(x^2)/2 + R_B(x) \\ M(x) = 11.16(x^2)/2 - 22.81x \end{cases} \implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.32) = -20.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$dM_u(x) / dx = 0 \implies T(x) = -11.16x + 22.81 = 0$$

$$\implies x = 2.04 \text{ m} \implies M_{\max} = -23.21 \text{ KN.m}$$



**Remarque :**

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

$$M^{\max} = 22.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = -0.3 M^{\max} = -0.3 \times 22.76 = -6.82 \text{ KN.m}$$

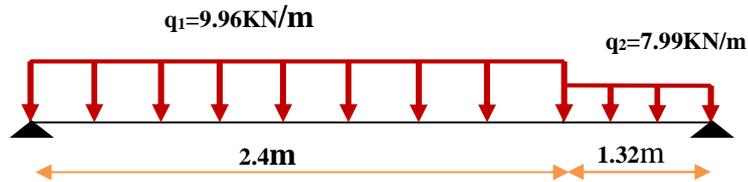
$$\text{En travées : } M_{ut} = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 22.76 = 19.34 \text{ KN.m}$$

❖ **Tableau récapitulatif des moments :**

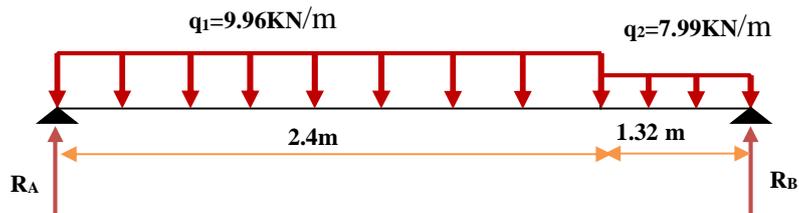
L'état	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	M <sub>travée</sub> (KN.m)
ELU	6.82	19.34

➤ à L' ELS :

✓ Schéma statique :



✓ Calcul des réactions :



$$F_y = 0 \implies R_A + R_B = q_1 (2.4) + q_2 (1.32)$$

$$\implies R_A + R_B = 9.96 (2.4) + 7.99 (1.32)$$

$$\implies R_A + R_B = 34.44 \text{ KN}$$

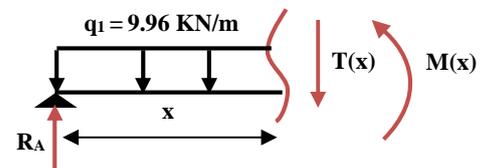
$$\sum M/A = 0 \implies R_B (3.72) - q_1 \cdot 2.4^2 / 2 - q_2 (1.32 \times 3.06) \implies R_B = 14.06 \text{ KN}$$

$$\implies R_A = 20.37 \text{ KN}$$

❖ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

• Tronçon 1 : 0 m x 2.4 :

$$\begin{cases} T(X) = -q_1(x) - R_A \\ T(x) = -9.96x + 20.37 \end{cases} \implies \begin{cases} T(0) = 20.37 \text{ KN} \\ T(2.4) = -3.53 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\begin{cases} M(x) = -q_1(x^2)/2 + R_A(x) \\ M(x) = -9.96(x^2)/2 + 20.37x \end{cases} \implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 20.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

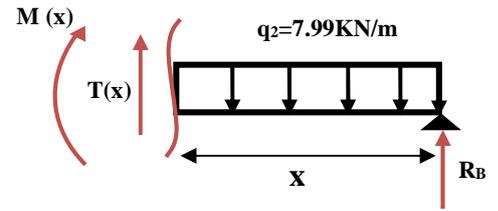
$$dM_u(x) / dx = 0 \implies T(x) = -9.96x + 20.37 = 0$$

$$\implies x = 2.04 \text{ m} \implies M_{\max} = 20.82 \text{ KN.m}$$

- Tronçon 2 : 0 m x 1.32m

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2x \\ T(x) = -14.06 + 7.99x \end{cases} \implies \begin{cases} T(0) = -14.06\text{KN} \\ T(1.32) = 3.51\text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = -q_2(x^2)/2 + R_B(x) \\ M(x) = 7.99(x^2)/2 - 14.06x \end{cases} \implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.76) = -11.59\text{KN.m} \end{cases}$$



$$dM_u(x) / dx = 0 \implies T(x) = -7.99x + 14.06 = 0$$

$$\implies x = 1.75\text{m} \implies M_{\max} = -12.37 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

**Donc :**

- $M^{\max} = 20.82\text{KN.m}$
- Aux appuis :  $M_{Sa} = -0,3 M^{\max} = -6.24 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_{St} = 0.85 M^{\max} = 17.69\text{KN.m}$

❖ **Tableau récapitulatif des moments :**

L'état	$M_{\text{appuis}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$
ELS	6.24	17.69

IV.5.7. Diagramme des moments et des efforts tranchants :

➤ à L'ELU :

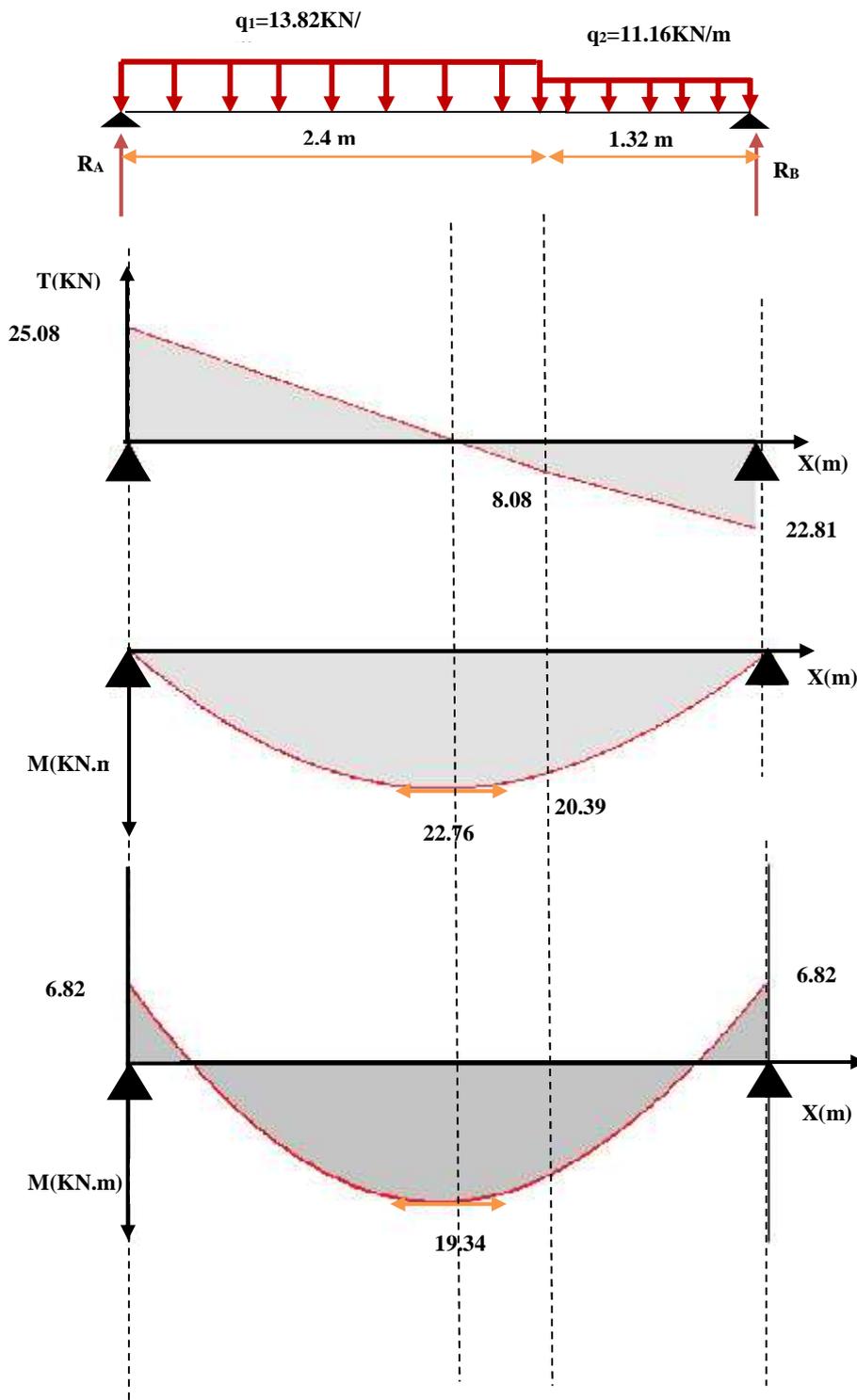


Figure IV.52 : diagramme des moments et des efforts tranchants a ELU

➤ à L'ELS:

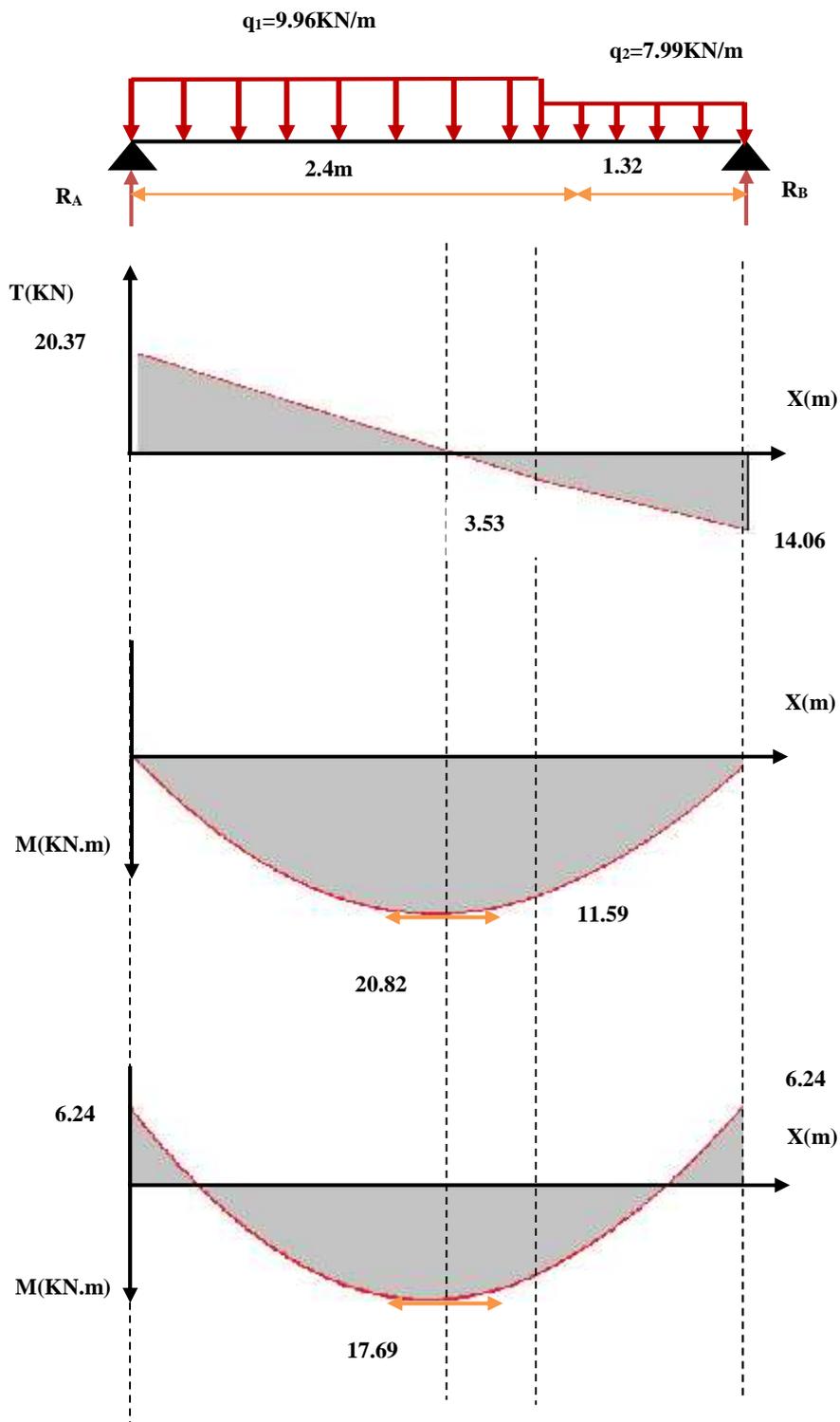
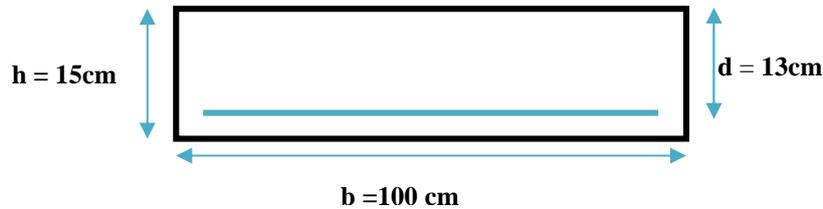


Figure IV.53: diagramme des moments et des efforts tranchants a ELS

## IV.5.8.Ferraillage :

## a).Calcul du ferraillage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.



## ❖ Calcul des armatures :

## ❖ Aux appuis :

## a).Armature longitudinale :

$$h = 15 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 0.9 \times h = 13 \text{ cm}; \mu_b = 1.5; \mu_s = 1.15;$$

$$FeE400 ; F_{cd} = 348 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; F_{bu} = 14.20 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.82 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.028 \implies \mu_{bu} = 0.028$$

$$\chi = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.82}{6.24} = 1.09 \implies \chi = 1.09$$

$$\tilde{\mu}_{lu} = [3440(1.09) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.1924$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = 0.028 < \tilde{\mu}_{lu} = 0.1924 \implies A' = 0$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = 0.028 < 0.275 \implies \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6 \tilde{\mu}_{bu}] = 0.13[1 - 0.6(0.028)] = 0.127 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{6.82 \times 10}{0.127 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.54 \text{ cm}^2 \implies \text{on adopte: } 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \implies St = 20 \text{ cm}$$

**b). Armature de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \implies 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \implies St = 25 \text{ cm}$$

❖ **En travée :**

**a). Armature longitudinale :**

$$\tilde{\mu}_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.34 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.08$$

$$\chi = \frac{M_t}{M_{ser}} = \frac{19.34}{17.69} = 1.09 \implies \chi = 1.09$$

$$\tilde{\mu}_{lu} = [3440(1.09) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.1924$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = 0.08 < \tilde{\mu}_{lu} = 0.1924 \implies A' = 0$$

$$\tilde{\mu}_{bu} = 0.08 < 0.275 \implies \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\tilde{\mu}_{bu}] = 0.13[1 - 0.6(0.08)] = 0.123 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{19.34 \times 10}{0.123 \times 348} = 4.51 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4.51 \text{ cm}^2 \text{ On adopte: } \implies 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2. \implies S_L = 20 \text{ cm}$$

**b). Armature de répartition:**

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \implies 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2 \implies St = 25 \text{ cm}$$

**IV.5.9. Vérifications:**❖ **aux appuis:****1). Condition de non fragilité:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{array} \right. \implies A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{\min} = 0,23 (100) (13) \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2 \implies A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = 3,93 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ C.V} \\ A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \quad A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ C.V} \end{array} \right.$$

**2). Vérification des dispositions d'armatures : (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

❖ **Armature longitudinale :**

$$St \geq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (45; 33) = 33\text{cm}$$

Avec :

$$h = \text{l'épaisseur de la paillasse (h = 15cm)}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$St \geq \min (4h, 45\text{cm}) = \min (60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$$

**3). Vérification de l'effort tranchant : (Art : A.5.1.2. BAEL.91 Version 99)**

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable.

$$(T_u \text{ max} = 25,08 \text{ KN})$$

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \Longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 MPa) = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{25.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,192 < 2,5 MPa \quad \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

**Conclusion :**

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**4).Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :**

(Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \xi_s f_{t28} \quad \xi_s : \text{Coefficient de scellement. ( } \xi_s = 1,5 \text{ pour FeE400)}$$

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum u_i = n f W : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres,

W : Diamètre des barres (W =12mm)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\sum u_i = \sum n \times f W = 5 \times 1.2 = 18.84 cm$$

$$\tau_u = \frac{25.08 \times 10^{-1}}{0.9 \times 0.13 \times 18.84} = 1.14 MPa$$

$$\tau_s = 1.14 < 3.15 MPa \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{C.V}$$

**Conclusion :**

Condition vérifier donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

**5).Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- **Influence sur le béton :(Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).**

On doit avoir que :

$$T_u^{\max} < \bar{T}_U = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\alpha_b} \times b \times a$$

Avec :

$$a=0,9d = a = (0,9) \times (13) = 11,7 \text{ cm (longueur de l'appui)}$$

$$T_u^{\max} = 25,08 \text{ KN}$$

$$T_u = 0,4 \times 25 / 1,5 \times 11,7 \times 10 = 780 \text{ KN}$$

$$T_U = 25,08 \text{ KN} \quad T_u = 780 \text{ KN} \implies \text{C.V}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inferieurs:**

On doit vérifier que :

$$A_{S \text{ appui}} \leq \frac{1,15}{f_e} \times \left( T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_{S \text{ appui}} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 25,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 6,82 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left( T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 25,08 + \frac{6,82}{0,9 \times 0,13} \right)$$

$$A_{S \text{ appui}} = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \quad 2,39 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

**6).Contrainte de compressions dans le béton ELS:**

On doit vérifier que :

$$\dagger_{bc} \leq \bar{\dagger}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$b = 1\text{m}; h = 15\text{cm}; d = 0,9h = 13 \text{ cm}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\dagger_{bc} = K.Y$ )

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \quad ; \quad A_s' = 0 ; \quad A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A_s'(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{I + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - I \right]$$

❖ Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/m)	† <sub>bc</sub> (MPa)	† <sub>bc</sub> <sup>-</sup> (MPa)	Observation
appui	6.24	3.93	25168071.7	7.63	24.79	1.89	15	C.V

❖ Aux travées:

1).Condition de non fragilité:

$$\begin{cases} A_l & A_{min} \\ A_t & A_{min} \end{cases} \implies A_{min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{min} = 0,23 (100) (13) \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2 \implies A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 & A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots & \text{C.V} \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 & A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 & \dots\dots\dots & \text{C.V} \end{cases}$$

2).Vérification de disposition d'armature: (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs Suivantes :

❖ Armature longitudinale :

$$St \text{ min } (3h, 33\text{cm}) = \text{min } (45; 33) = 33\text{cm}$$

Avec :

$h =$  l'épaisseur de la paillasse ( $h = 15\text{cm}$ )

$St = 20\text{ cm} < 33\text{ cm} \implies \text{C.V}$

❖ **Armature de repartition :**

$St \min (4h, 45\text{cm}) = (60; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$

$St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \implies \text{C.V}$

**3).Contrainte de compressions dans le béton ELS:**

(La fissuration est peu nuisible).

On doit vérifier que :

$$\dagger_{bc} \leq \bar{\dagger}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$b = 1\text{m}; h = 15\text{cm}; d = 0.9h = 13\text{ cm}$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\dagger_{bc} = KY$ ) :

$$A_s' = 0 ; \quad A_s = 5.65\text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[ A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2 \right]$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

❖ **Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :**

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	K (MPa/m)	$\dagger_{bc}$ (MPa)	$\bar{\dagger}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	6.24	5.65	153702.3	10.3	40.59	4.19	15	C.V

## ❖ Tableau recapitulative des ferriages:

	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{repartition}$ (cm <sup>2</sup> )	choix
<b>Appuis</b>	1.54	3.93	1.56	<b>5HA10</b>	3.14	<b>4HA10</b>
<b>Travée</b>	4.51	5.65	1.56	<b>5HA12</b>	3.14	<b>4HA10</b>

## ❖ Schéma de ferrailage d l'escalier :

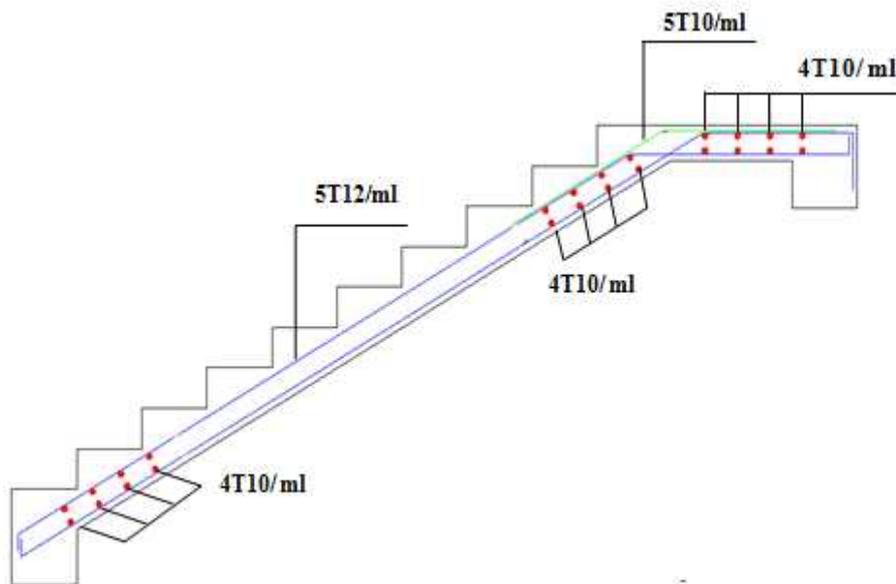
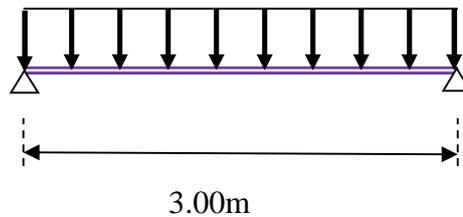


Figure IV.54 : schéma de ferrailage escalier étage courant

**IV.6. Etude de la poutre palière :**

**IV6.1.Introduction :**

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction B calculée précédemment). Et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.



**Figure IV.55 :** Schéma statique de la poutre palière

La poutre palière est calculée à l’ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

**IV.6.2.Pré-dimensionnement de la poutre palière :**

Selon le **BAEL91 [2]**, les dimensions de la poutre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \implies 20 \leq h \leq 30[\text{cm}] \qquad \mathbf{h = 35 \text{ cm}} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \implies 7.5 \leq b \leq 15 [\text{cm}] \qquad \mathbf{b = 30 \text{ cm.}} \end{array} \right.$$

Le **RPA99 [1]** préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h=35 \quad 35 \text{ cm.} \dots\dots\dots \mathbf{C.V} \\ b=30 \quad 30 \text{ cm.} \dots\dots\dots \mathbf{C.V} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \quad 4. \dots\dots\dots \mathbf{C.V} \end{array} \right.$$

Nous prenons : **h = 35 cm ; b = 30 cm.**

**IV.6.3.Chargement de la poutre palière :**

La poutre palière est soumise à :

1. Charge d’exploitation  $Q= 2,5 \text{ KN/m}$
2. Son poids propre le long de la poutre :  $G_p= 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$
3. Poids de la maçonnerie :  $G_{\text{maço}} = 2,2 \times [(3.06-0,35) \times \frac{1}{2}] = 2.981 \text{ KN/ml}$

## 4. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :

- ELU :  $R_b = 22.81 \text{ KN/ml}$
- ELS :  $R_b = 14.06 \text{ KN/ml}$

## a) Combinaison de charge :

➤ à l'ELU :

$$q_u = 1.35 (G_p + G_{mac}) + R_b = 1,35(2,625 + 2.981) + 22.81 = 30.37 \text{ KN/ml}$$

➤ à l'ELS :

$$q_{ser} = (G_p + G_{mac}) + R_b = (2.625 + 2.981) + 14.06 = 19.66 \text{ KN/ml}$$

## b) Calcul des sollicitations :

➤ à l'ELU :

❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 34.16 \text{ KNm}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = 45.55 \text{ KN}$$

On a :

- Sur appuis :  $M_a = -0,3 \times 34.16 = -10.24 \text{ KNm}$
- Sur travée :  $M_t = 0,85 \times 34.16 = 29.03 \text{ KNm}$

➤ à l'ELS :

❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 22.11 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = 29.49 \text{ KN}$$

On a :

- Sur appuis :  $M_a = -0,3 \times 22.11 = -6.63 \text{ KNm}$
- Sur travée :  $M_t = 0,85 \times 22.11 = 18.79 \text{ KNm}$

IV.6.4. Diagramme des moments et des efforts tranchants :

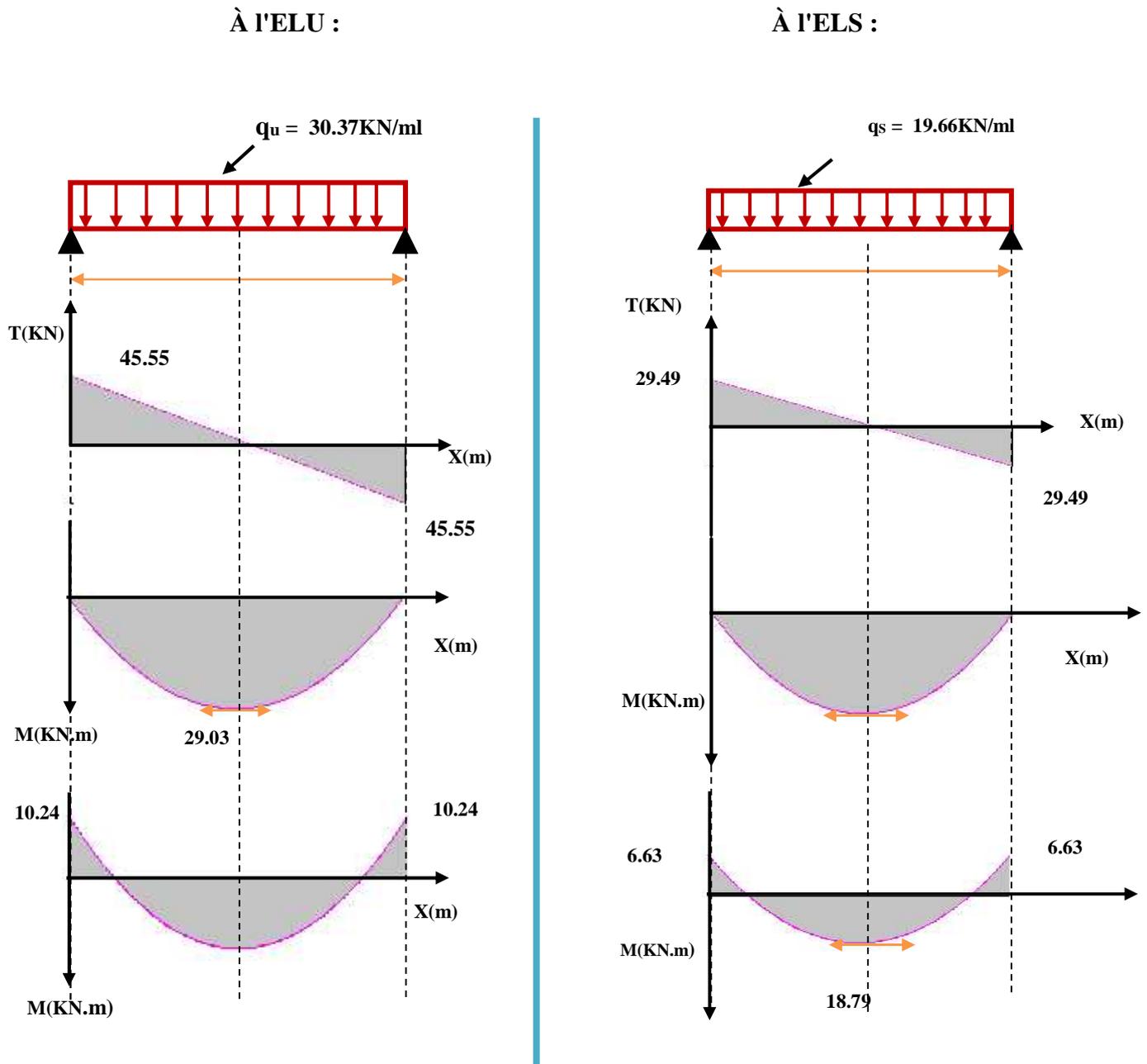


Figure IV.56: Diagrammes des sollicitations poutre palière (ELU, ELS).

## IV.6.5. Calcul des armatures :

➤ En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_d}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.24 \times 10^6}{300 \times 320 \times 14.2} = 0.023$$

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = 10.24 / 6.63 = 1.54$$

$$\mu_{lu} = [(3440 \times 1.54) + (49 \times 25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.347$$

$$\mu_{bu} = 0.023 < \mu_{lu} = 0.347 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0.023 < 0.275 \Rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6 \mu_{bu}) = 320 \times (1 - (0.6 \times 0.023)) = 0.316 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{10.24 \times 10^6}{0.316 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.03 \times 10^6}{300 \times 320 \times 14.2} = 0.066$$

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.54$$

$$\mu_{lu} = [(3440 \times 1.54) + (49 \times 25) - 3050] \times 10^{-4} = 0.347$$

$$\mu_{bu} = 0.066 < \mu_{lu} = 0.347 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0.066 < 0.275 \Rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6 \mu_{bu}) = 320 \times (1 - (0.6 \times 0.066)) = 0.307 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{29.03 \times 10^6}{0.309 \times 348} = 2.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 3H14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

## IV.6.6.Vérification à L'ELU:

## 1) Condition de non fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 300 \times 320 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ En appuis : } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{➤ En travée : } A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

## 2) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u^{\max} = 45.55 \text{ KN.}$$

$$u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{u} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{b} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. = 2.5 \text{ MPa}$$

$$u = \frac{45.55 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.47 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement.

## 3) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres : (Art A 6.1.3 BAEL/91) :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\ddagger_{se} < \bar{\ddagger}_s = \xi_s f_{t28} \quad \xi_s : \text{Coefficient de scellement. } (\xi_s = 1,5 \text{ pour FeE400})$$

$$\ddagger_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\ddagger}_{se}$$

$$\sum u_i = n f W : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres

W : Diamètre des barres (W = 14mm)

$$s = \frac{45.55 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 1.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{f}_s = \xi_s f_{tj} = \xi_s f_{t28}$$

$$\bar{f}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.39 \text{ MPa} < \bar{f}_s = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Donc: pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

**4) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(BAEL 91 Art.5.1.3.13)**

- **Influence sur le béton :(BAEL 91 Art A.5.1.3.21)**

$$T_u^{\max} < T_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times (0.9 \times 320) \times 300}{1.5} = 576 \text{ KN.}$$

Avec :

$$a = 0,9d$$

$$T_u^{\max} = 45.55 \text{ KN} < T_u = 576 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures:**

On doit vérifier que :

$$A_{s \text{ appui}} \frac{1.15}{F_e} \times (T_u^{\max} + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9 \times d}) = \frac{1.15}{400} \times ((45.55 \times 10^3) + \frac{10.24 \times 10^6}{0.9 \times 320}) = 2.33 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > 2.33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**5) Calcul des armatures transversales:**

$$f_{td} = \min\{0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{28,8 ; 40\} = 28,8 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

On prend des  $\phi 10$  pour les cadres et les étriers. (un cadre et un étrier).

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \Rightarrow A_t \geq \frac{b \times S_t \times 0,4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{300 \times 200 \times 0,4}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

❖ Tableau récapitulatif des ferrillages :

Armatures longitudinales (cm <sup>2</sup> )		Armature transversales (cm <sup>2</sup> )
Appui	Travée	
3HA12= 3.39	3HA14= 4.62	Cad+etr Ø10 = 1.58

IV.6.7. Vérifications à l'ELS :

1) Etat limite de déformation (la flèche) :(Art B.6.5.2de BAEL91 modifier 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{35}{270} = 0.129 \quad \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ 2) \frac{35}{270} = 0.129 \quad \frac{29.03}{34.16 \times 10} = 0.085 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ 3) \frac{3.39}{30 \times 32} = 0.0035 \quad 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

2) Contrainte de compression dans le béton ELS:

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

❖ Contrainte maximale dans le béton comprimé (  $\sigma_{bc} = k.y$  )

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

❖ Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Zone	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	18.79	4.62	3.54	15	Vérifiée
Appui	6.63	3.39	1.57	15	Vérifiée

❖ Ferrailage de la poutre palière :

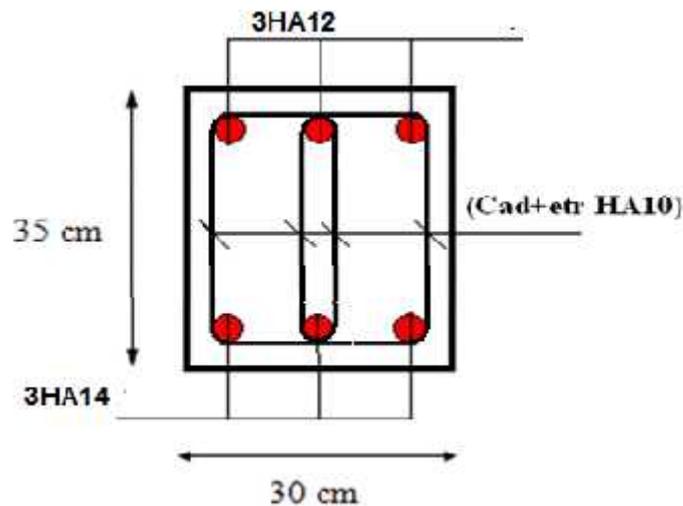


Figure IV.57 : Ferrailage de la poutre palière.

## V. Etude dynamique :

### V.1. Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

### V.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties qui nous permettent de connaître son comportement vis-à-vis de l'excitation sismique pour 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. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### V.3.Modélisation :

#### V.3.1.Modélisation mathématique :

La modélisation mathématique revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté(DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

#### V.3.2.Détermination des fréquences et modes propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots(1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}$  et  $\{x\}$  : représentent le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements respectivement de la structure.

**[M]** : représente la matrice masse de la structure.

**[K]** : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (**VLNA**) nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : vecteur des amplitudes

$\omega$  : Fréquence de vibration

$\varphi$  : Angle de déphasage

Les accélérations en (VLNA) sont alors données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps ( $t$ ), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à ( $n$ ) inconnues  $A_i$ . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2[M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « **Equation caractéristique** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré ( $2N$ ) en ( $\omega$ ).

Les  $N$  solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des ( $N$ ) modes des vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ ).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}_j$  ou forme modale.

#### V.4). modélisation de la structure étudiée :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière.

Etant donné la difficulté et la complexité et volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose

##### V.4.1.Modélisation de la rigidité:

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type " **Frame** "(Poteaux- Poutres) à deux nœuds (**6 d.d.l** par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments " **Shell** "à quatre nœuds.

##### V.4.2.Modélisation de la masse :

- La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir **2,5t/m<sup>3</sup>**.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des poutres correspondants à leur emplacement.
- La masse des planchers, nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le  $\frac{1}{4}$  de la masse de ce panneau . la masse est calculée par l'équation **G+βQ** imposée par **RPA 99** version 2003 avec **β = 0.2**
- La masse des escaliers a été concentré au niveau de quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher)

##### V.4.3.présentation du logiciel de calcul ETABS :

**ETABS « Extended 3D Analysis of Building Systems »** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code,.....etc).

De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau..... etc). Il permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000**).

On a fait pour la modélisation de notre bâtiment à logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participations
- Les déplacements des planchers
- Les forces sismiques

#### **V.4.4. Les différents types d'analyse disponible dans ETABS :**

Le programme offre les possibilités d'analyse suivant :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

#### **V.4.5. Etapes de modélisation :**

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

✓ **1<sup>er</sup> étape :**

Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).

✓ **2<sup>ème</sup> étape :**

Spécification des propriétés des éléments de la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).

**✓ 3<sup>ème</sup> étape :**

Spécification des conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

**✓ 4<sup>ème</sup> étape :**

Définition des charges appliquées sur la structure à modéliser (Charge verticales et spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

**✓ 5<sup>ème</sup> étape :**

Définition et attribution des combinaisons de charges.

**✓ 6<sup>ème</sup> étape :**

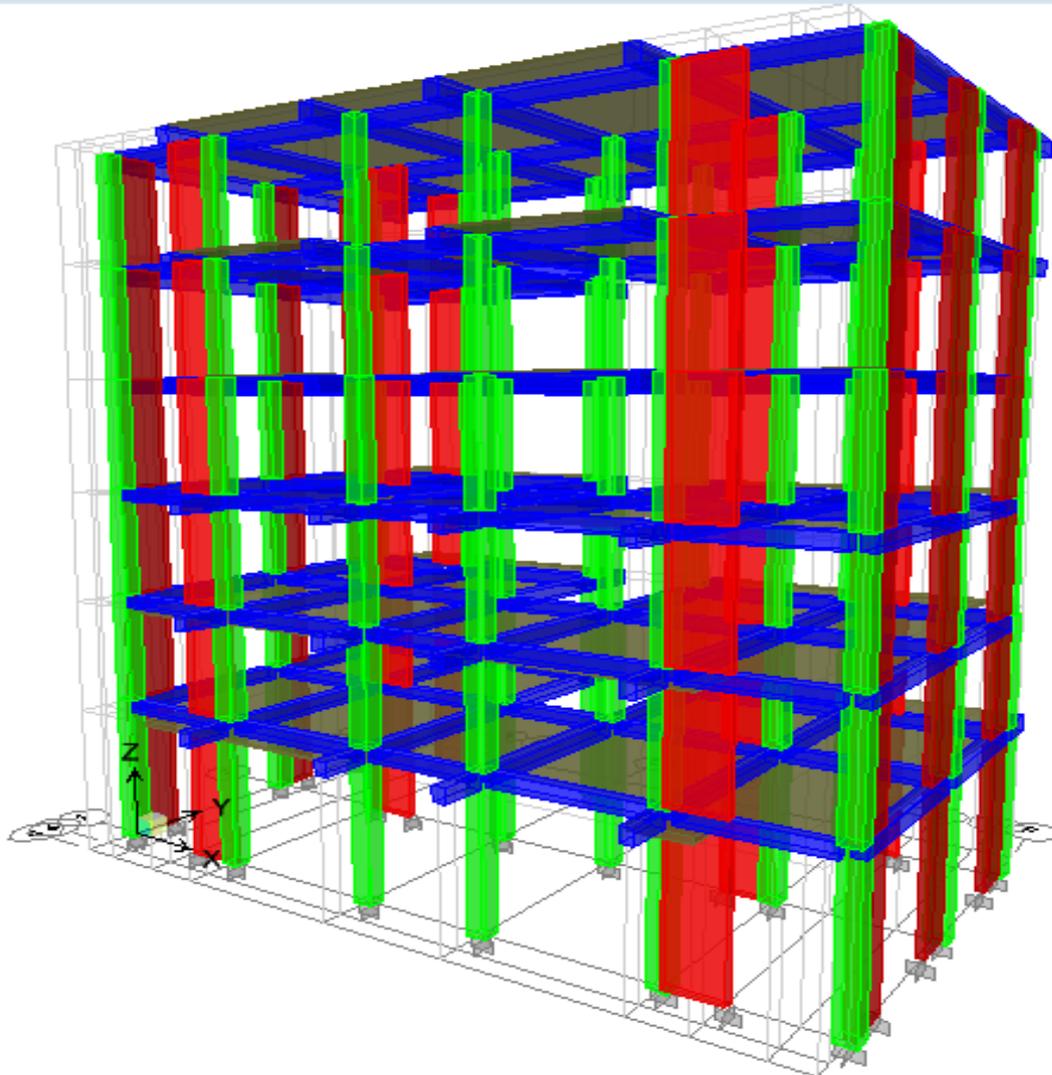
Exécution et analyse des résultats en choisissent le nombre de modes propre à prendre en considération.

**✓ 7<sup>ème</sup> étape :**

Création des fichiers de sorties et exploitation des résultats pour la vérification des éléments et calcul de ferrailage.

#### V.4.6. Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9.7.4** nous à donnée la vue en 3D suivante :



**Figure V. 1:** schéma de la structure en 3D

#### V.5.Choix de la disposition des voiles :

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique, dans ce volet, nous seront ramenées à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du **(RPA99/V2003)**.

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale. Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, nous essayons au mieux de diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, dû à l'action horizontal qui peu solliciter la structure, le plus faible possible.

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.
- Répartition homogène de masses et de rigidité
- Assurer une excentricité minimale.

#### V.5.1.choix de disposition des voiles :

La première variante que nous avons analysée comporte des voiles de 20 cm, disposés selon le schéma montré dans la figure ci-dessous:

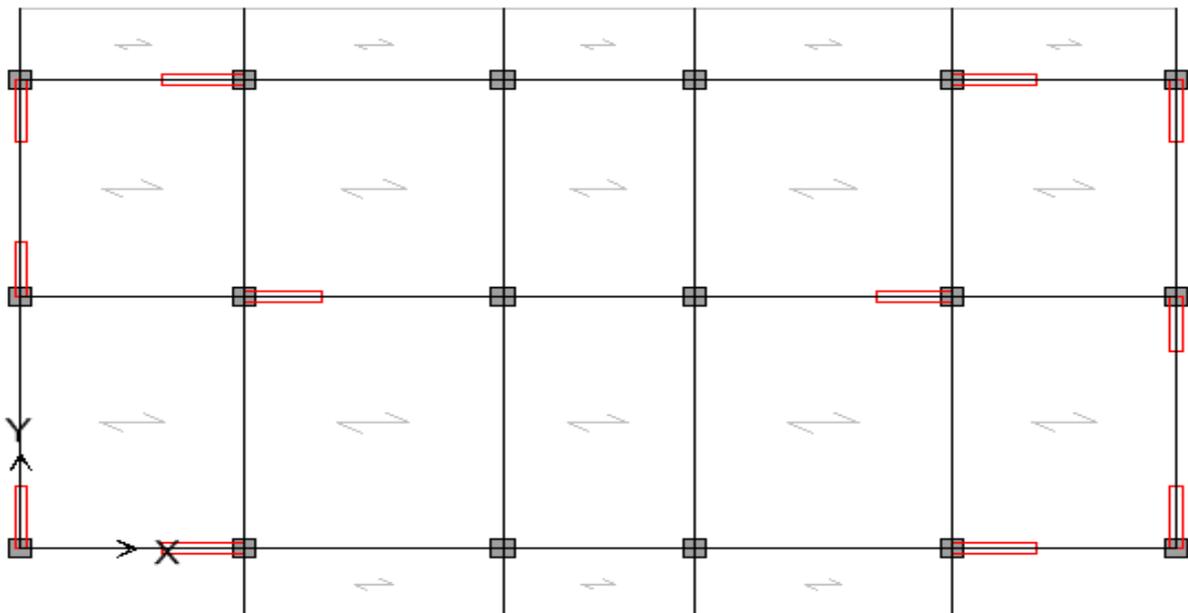


Figure V. 2: disposition des voiles (vue en plan)

**V.6).caractéristiques géométriques et massique de la structure :****V.6.1.détermination des masses et centre de masse par étages :**

le centre de masse et par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure

Les coordonnées du centre de masse sont données par

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : la masse de l'élément  $i$

$X_i, Y_i$  : les coordonnées de CDG de l'élément  $i$  par rapport au repère global.

➤ **Centre de rigidité**

Le centre de torsion et le barycentre des rigidité des éléments dans le contreventement du bâtiment.

Autrement dit si le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles , des poteaux . en générale deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (Séisme , le vent ..... etc. )ne provoquent sur la structure qu'une translation
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion ,la structure subie donc une translation et une rotation en même temps .

Dans le cas ou il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle  $0.05L$  ( $L$ : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau de plancher considéré

➤ **Excentricité accidentelle : (art4.2.7 RPA )**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$\text{Avec :} \quad \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \begin{cases} e_{ax} = 0.92 \text{ m} \\ e_{ay} = 0.58 \text{ m} \end{cases} \quad e_{acc} = 0.92 \text{ m}$$

➤ Excentricité théorique :

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

Tableau V. 1: centre de masse et de rigidité des différents niveaux

Story	Diaphragme	Masse	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
RDC	D1	199.641	9.05	4.558	8.76	4.632	0.29	0.074
ET 1	D2	185.1959	9.05	4.559	8.638	4.675	0.412	0.116
ET 2	D3	178.1639	9.05	4.681	8.599	4.731	0.451	0.05
ET 3	D4	175.5312	9.05	4.683	8.623	4.774	0.427	0.091
ET 4	D5	172.0252	9.05	4.656	8.682	4.799	0.368	0.143
ET 5	D6	200.1541	9.05	4.693	8.744	4.793	0.306	0.1

(X<sub>CR</sub>, Y<sub>CR</sub>) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

$$e_{réel} = \max(0.451, 0.143) \text{ m} = 0.451 \text{ m}$$

$$e_{max} = \max(e_a, e_{réel}) = \max(0.92, 0.451) \text{ m} = 0.92 \text{ m}$$

## V.7. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :

### V.7.1 Nombre de modes à considérer :

Selon le règlement parasismique algérien, 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 ( $\sum \alpha_i \geq 90\%$ ).
- 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.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et: } T_k \leq 0.20 \text{ s} \dots \dots \dots \text{ (Art 4.14 RPA/2003)}$$

Où : **N** est le nombre de niveaux au dessus du sol et **T<sub>K</sub>** la période du mode **K**.

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS** , on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau.

**Tableau V. 2:** Mode de vibration et participation massique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	Nature
1	0.580918	76.8641	0.0315	76.8641	0.0315	0.0076	0.0076	Translation X-X
2	0.533104	0.0314	77.261	76.8956	77.2925	0.3121	0.3197	Translation Y-Y
3	0.390434	0.0138	0.2869	76.9093	77.5794	77.1233	77.443	Rotation Z- Z
4	0.164556	13.7152	0	90.6245	77.5794	0.0003	77.4434	Translation X-X
5	0.151352	0.0004	13.4579	90.625	91.0373	0.0344	77.4778	Translation Y-Y

V.7.2 .Modes de vibrations obtenus :

- **Premier mode de vibration** : Translation suivant X-X

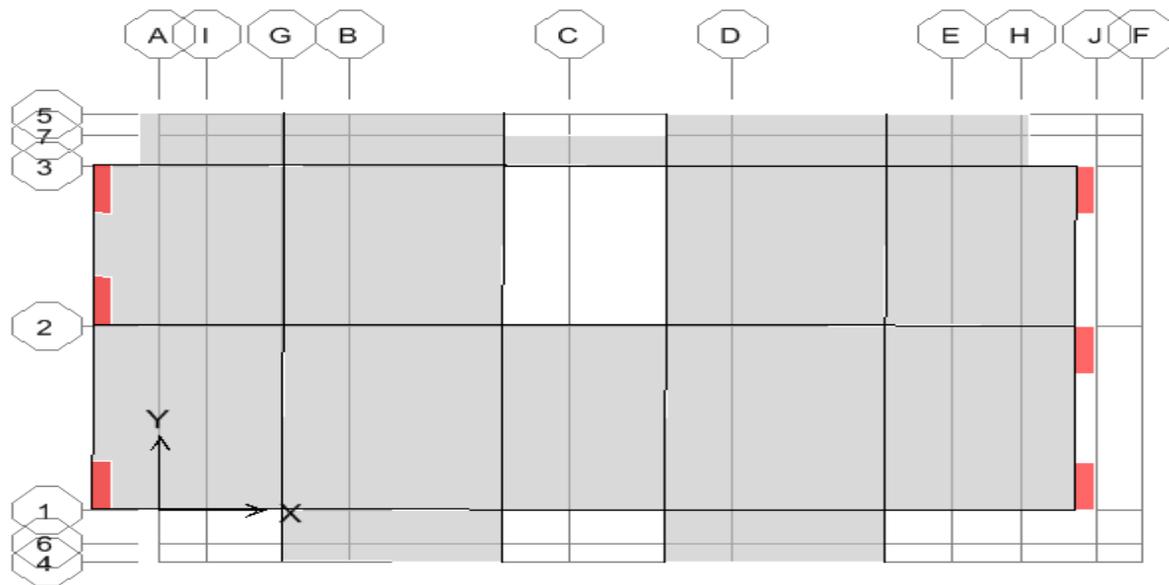


Figure V. 3: 1<sup>er</sup> Mode de translation suivant le sense x x de periode T =0.5809s

- **Deuxième mode de vibration** : Translation suivant Y-Y

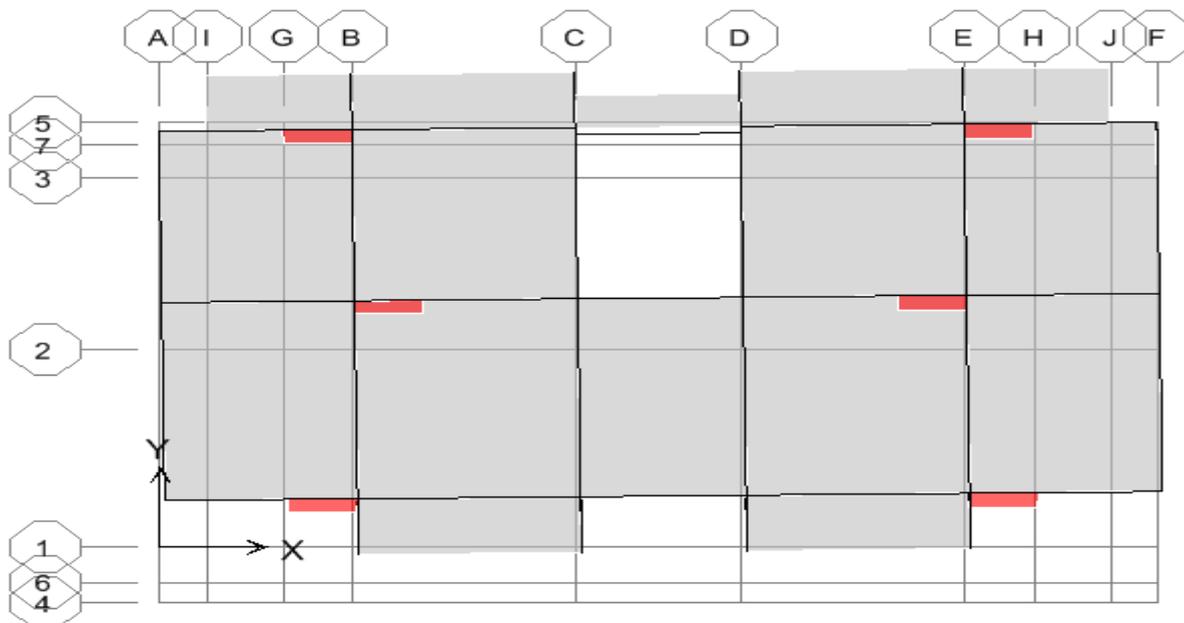
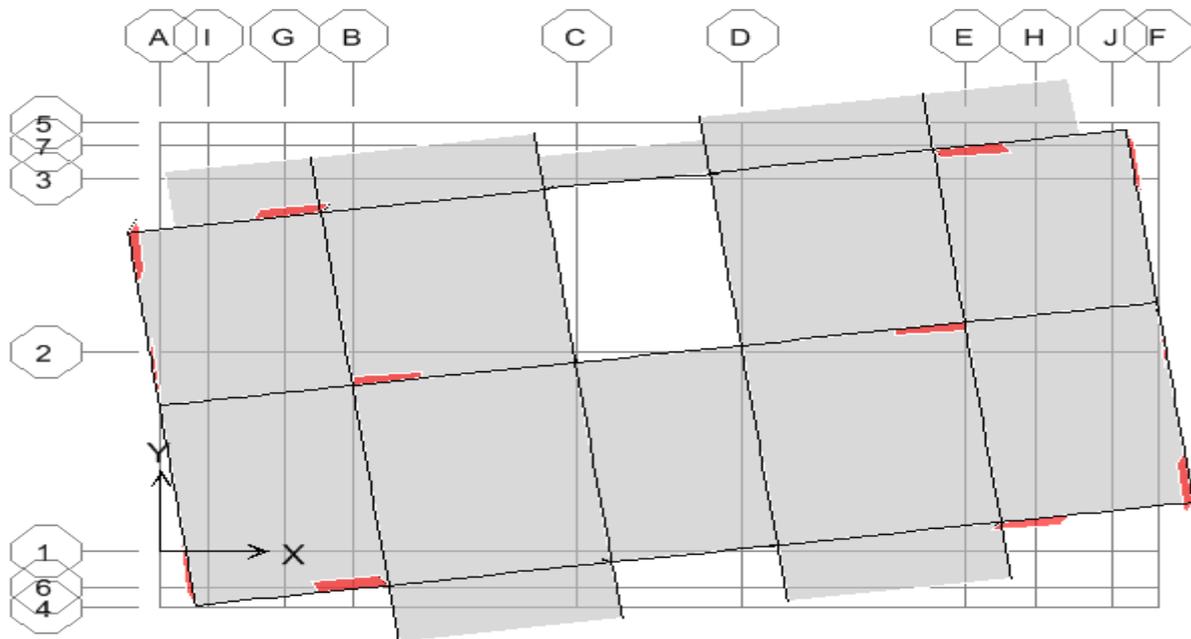


Figure V. 4 : 2<sup>eme</sup> Mode de translation suivant le sense y y de periode T =0.5331s

➤ **Troisième mode de vibration : rotation Z-Z**



**Figure V. 5:** 3<sup>ème</sup> Mode de rotation autour de laxe Z de periode  $T = 0.3904s$

### V.7.3. calcul de la période fondamentale : (Art 4.2.4 RPA)

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

La formule empirique à utiliser est donnée par le (**RPA99/version2003**) par la formule:

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

Avec:

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 19.38 \text{ m}$$

$C_T$ : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA99/Version2003**.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\implies C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T_{RPA} = 0.05 \times (19.38)^{3/4} = 0,461 \text{ s}$$

$$\implies T_{RPA} = 0.461 \text{ s}$$

✓ **Commentaire :**

D'après les résultats obtenus, on a :

$T_{dyn}$  : La période de calcul automatique ( $T_{dyn} = 0.5809\text{ec}$ )

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure  $T_{dyn}$  doit être inférieure à la période calculée par la formule empirique, avec une majoration de la période calculée par 30%

$T_e$  : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ( $T_e = 0.461\text{s}$ )

$$T_{cal} = 1.3 T_e = 0.60 \text{ s}$$

**Donc :** La condition de (**Art 4.2.4.4 du RPA99/ version2003**) est vérifiée.

$$T_{dyn} < 1.3 T_e \implies 0.5809 \text{ sec} < 0.60 \text{ sec}$$

- Le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> mode sont des translations suivant les axes (YY') et (XX') successivement.
- Le 3<sup>ème</sup> mode c'est un mode de torsion de faible participation massique (mode parasite) par ce que la participation massique est inférieure à 5%.

### V.8. Etude sismique de bâtiment :

Dans cette partie, nous allons chercher la méthode que nous devons appliquer pour calculer notre structure sous l'action sismique.

#### V.8.1. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre bâtiment, on a une irrégularité en plan. Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour le calcul de l'action sismique. Cette dernière, d'après le RPA99/version2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Néanmoins, son utilisation doit obéir à certaines conditions imposées par le règlement parasismique algérien **RPA99/Version2003**. En effet, l'une des vérifications préconisée par le **RPA99 / Version 2003 (art 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. L'article **4.3.6** précise que la résultante des forces

sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :  $r = \frac{0.8V}{V_t}$ .

Par conséquent, nous sommes appelées à déterminer l'effort tranchant que subit notre ouvrage sous excitation sismique par les deux premières méthodes de calcul citées dans le règlement parasismique algérien, à savoir : la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode de la statique équivalente.

### V.8.1.1. Méthode dynamique modale spectrale :

#### a) Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### b) Application :

##### 1) Spectre de réponse de calcul :

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

Le **RPA99/2003** impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement

A : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7 = 0.816 \dots\dots\dots(\text{article 4.2 R.P.A 2003}) .$$

✓ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la zone **IIa** et groupe d'usage **2**  $\Rightarrow$  **A = 0.15**

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

✓ **Classification du site :**

Selon l' **RPA2003**, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble

Donc de **catégorie S3**  $\implies$  (Site meuble : S3 )

$\implies$   $\left\{ \begin{array}{l} T_1(S_2) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_2) = 0,50 \text{ sec} \end{array} \right.$

✓ **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots(\text{Art 4 .4 R.P.A 2003})$$

Ou :

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau **(4.4R.P.A 2003)**.

Tableau V. 3: Valeurs des pénalités

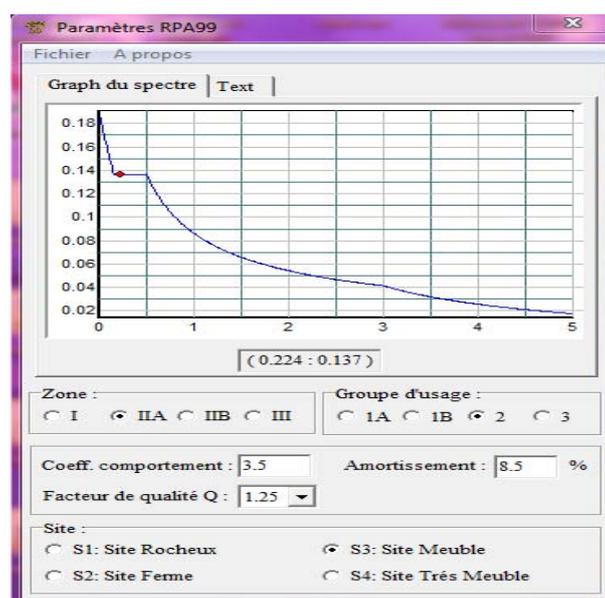
Critère q »	P <sub>q</sub>	
	1. Conditions minimales sur les files de contreventement	observé
2. Redondance en plan	N/observé	<b>0,05</b>
3. Régularité en plan	Observé	<b>0,05</b>
4. Régularité en élévation	Observé	<b>0</b>
5. Contrôle de la qualité des matériaux	N/observé	<b>0,05</b>
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	N/observé	<b>0,10</b>
	<b>Q = 1+ΣP<sub>q</sub> = 1.25</b>	

✓ **Coefficient de comportement global (R) :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas nous avons système (portique contreventés par des voiles) et la valeur de R est de 3,5

Pour le calcul du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel **Spectre 99/ V 2003**



✓ **Poids total de la structure (W) :**

**W** : est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (**i**) :

$$W = \sum W_i$$

**Avec :**

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du (RPA99 version 2003).

Dans notre cas :

le bâtiment à usage d'habitation  $\implies \beta = 0,20$ .

Donc à chaque niveau :

$$W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$$

D'après L'ETABS , le poids total du bâtiment :

$$\implies W_t = 11107.113 \text{ KN}$$

**2).Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).**

On a la formule suivante :

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec:

$V_t$  : l'effort tranchant modal à la base

$\alpha_i$  : coefficient de participation du mode i

$W$  : poids total de la structure

Les résultats sont dans le tableau suivant :

- Sens XX :

**Tableau V. 4:** Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)

Mode	Période (sec)	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	Vi(KN)
1	0.580918	0.123	76.8641	11107.113	1050.098
2	0.533104	0.130	0.0314	11107.113	45.33
3	0.390434	0.136	0.0138	11107.113	20.84
4	0.164556	0.136	13.7152	11107.113	2071.773
5	0.151352	0.136	0.0004	11107.113	0.60

- Sens YY:

**Tableau V. 5:** Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Période (sec)	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	Vi(KN)
0.580918	0.123	0.0315	11107.113	43.03
0.533104	0.130	77.261	11107.113	1115.5906
0.390434	0.136	0.2869	11107.113	433.38
0.164556	0.136	0	11107.113	0
0.151352	0.136	13.4579	11107.113	2032.906

### 3). Combinaisons des réponses modales:

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T<sub>i</sub>**, **T<sub>j</sub>** d'amortissement  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  sont considérés comme indépendants si le rapport

$$r = T_i/T_j \text{ avec } T_i \leq T_j \text{ Vérifie :}$$

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 8.5 \% \implies r \leq 0.540$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \text{ ----- (1)}$$

**Avec :**

**E** : effet de l'action sismique considéré.

**E<sub>i</sub>** : valeur modale de E selon la mode « **i** ».

**K** : nombre de modes retenues.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, **E<sub>1</sub>** et **E<sub>2</sub>** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \text{ ----- (2)}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

**Tableau V. 6:** Combinaisons des réponses modales

Mode	Période T(s)	r = T <sub>i</sub> /T <sub>j</sub>	10 / (10 + √(ε <sub>i</sub> ε <sub>j</sub> ))	Observation
1	0.580918	0.917	0.540	N.V
2	0.533104	0.732	0.540	N.V
3	0.390434	0.421	0.540	V
4	0.164556	0.919	0.540	N.V
5	0.151352	0.260	0.540	V

✓ **Commentaire :**

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} E_x = 1070.55\text{KN} \\ E_y = 1323.21\text{KN} \end{cases}$$

$$\quad \Rightarrow \quad \begin{cases} E_{x\text{etabs}} = 1149.53\text{KN} \\ E_{y\text{etabs}} = 1215.41\text{KN} \end{cases}$$

**V.8.1.2.Méthode statique équivalente : RPA (Art 4.2)**

**a) Principe :**

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à 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.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

- Zone I :** Tous les groupes d’usages.
- Zone II :** Groupe d’usage 3  
 Groupe d’usage 2.....  $H_T \leq 7$  niveaux ou 23..m.  
 Groupe d’usage 1B.....  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.  
 Groupe d’usage 1A.....  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.
- Zone III :** Groupe d’usage 2 et 3.....  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.  
 Groupe d’usage 1B.....  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

**b) Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R}W_T \implies \text{(RPA99V2003 Art 4.2.3)}$$

A: coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage. **A = 0.15**

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité. **Q=1.25**

R : coefficient de comportement. **R=3.5**

W<sub>T</sub> : poids total du bâtiment

✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.00s \end{cases}$$

Avec :

**T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau **(4.7 du RPA 99/version 2003)**.

(Site meuble : S3)  $\implies$   $\begin{cases} T_1(S_2) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_2) = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$

**η**: Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7 = 0.816 \dots\dots\dots \text{(article 4.2 R.P.A 2003) .}$$

D'où :

**ξ**:est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages....[tab4-2]

On prends le cas le plus défavorable pour **ξ = 8.5%**

✓ **Estimation de la période fondamentale :**

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

La formule empirique à utiliser est donnée par le (**RPA99/version2003**) par la formule:

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

**Avec:**

**$h_N$**  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 19.38 \text{ m}$$

**$C_T$**  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le (**tableau 4.6 du RPA99/Version2003**).

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\implies C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T_{\text{RPA}} = 0.05 \times (19.38)^{3/4} = 0.461 \text{ s} \implies T_{\text{RPA}} = 0.461 \text{ s}$$

Dans notre cas (contreventement assuré partiellement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \implies \text{(4.2.4 du RPA99/version2003)}$$

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{a) Sens longitudinal: } d_x = 18.40 \text{ m} \implies T_x = 0.407 \text{ s}$$

$$\text{b) Sans transversal : } d_y = 11.65 \text{ m} \implies T_y = 0.511 \text{ s}$$

D'après (**RPA99/version 2003**), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{Donc: } \begin{cases} T_x = 0.407 \text{ s} \\ T_y = 0.461 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{On a: } T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$\implies \begin{cases} 0 \leq T_x \leq T_2 \implies 0 \leq T_x \leq 0.5 \text{ s} \text{ donc: } D_x = 2,5 \eta \\ 0 \leq T_y \leq T_2 \implies 0 \leq T_y \leq 0.5 \text{ s} \text{ donc: } D_y = 2,5 \eta \end{cases}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5 \times 0,882 \times (0,4 / 0,407)^{2/3} = 2,179 \\ D_y = 2,04 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} D_x = 2,04 \\ D_y = 2,04 \end{array}$$

Tableau V. 7: Résumé des résultats

Paramètres	A	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	Q	R	W (KN)	T <sub>x</sub> (s)	T <sub>y</sub> (s)	η
Valeurs numériques	0.15	2.04	2.04	1.25	3.5	11107.113	0.407	0.461	0.816

$$\text{Donc on a: } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \Rightarrow \begin{cases} V_{X \text{ stat}} = 1213.84 \text{KN.} \\ V_{Y \text{ stat}} = 1213.84 \text{KN.} \end{cases}$$

### V.9.Vérification des exigences de RPA99/2003 :

#### V.9.1. Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R » :

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

#### ➤ Sous charges verticales :

Tableau V. 8 : Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile	portique	(%) voile	(%) Portique
	F <sub>3</sub> (KN)	F <sub>3</sub> (KN)	F <sub>3</sub>	F <sub>3</sub>
Niveau 1	12402.16	5357.55	69.83	30.16

## ➤ Sous charges horizontales

Tableau V. 9: Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F <sub>1</sub> (KN)	F <sub>2</sub> (KN)	F <sub>1</sub> (KN)	F <sub>2</sub> (KN)	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>
Niveau 1	1239.79	1295.26	64.84	56.15	48.90	51.09	53.59	46.53

Avec :

F<sub>1</sub> : La charge horizontale suivant X.

F<sub>2</sub> : La charge horizontale suivant Y.

F<sub>3</sub> : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement (portique /voile), on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**

**V.9.2.Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure :**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99version 2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **V<sub>t</sub>** 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.

Si **V<sub>dy</sub> < 0.8 V<sub>s</sub>**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **r = 0.8V/V<sub>t</sub>**

Tableau V. 10: vérification de résultante des efforts tranchants a la base

	V <sub>statique</sub> (KN)	V <sub>dynamique</sub> (KN)	0.8 V <sub>statique</sub>	0.8 V <sub>s</sub> < V <sub>dyn</sub>
Sens X-X	1213.84	1149.53	971.07	<b>vérifiée</b>
Sens Y-Y	1213.84	1215.41	971.07	<b>vérifiée</b>

✓ **Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$\implies V_{\text{dyn}} > 0.8 V_{\text{stat}} \dots\dots\dots C.V$$

**V.9.3.Vérification des déplacements latéraux inter-étage :**

Le RPA99/2003 exige de vérifier que les déplacements entres niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit.

$$\delta_k = R . \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 - 19 - R.P.A 2003}).$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art 4 - 20 RPA99/2003}).$$

Le déplacement admissible est :  $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\% h_k$  Avec :  $h_k$ : est la hauteur d'étage

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant

➤ **Sens longitudinale :**

**Tableau V. 11:** Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'

Sens XX'							
Niveau	$\delta_e^k$ (m)	R	$\delta^k$ (m)	$\delta^{k-1}$ (m)	$\Delta^k$ (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Niveau 6	0.0143	3.5	0.05	0.0427	0.007	0.0306	C.V
Niveau 5	0.0122	3.5	0.0427	0.0343	0.0084	0.0306	C.V
Niveau 4	0.0098	3.5	0.0343	0.0248	0.0095	0.0306	C.V
Niveau 3	0.0071	3.5	0.0248	0.0150	0.0098	0.0306	C.V
Niveau 2	0.0043	3.5	0.0150	0.0059	0.0091	0.0306	C.V
Niveau 1	0.0017	3.5	0.0059	0	0.0059	0.0408	C.V

## ➤ Sens transversale :

Tableau V. 12: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'

Sens YY'							
Niveau	$\delta_e^k$ (m)	R	$\delta^k$ (m)	$\delta^{k-1}$ (m)	$\Delta^k$ (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Niveau 6	0.0126	3.5	0.0441	0.0381	0.0056	0.0306	C.V
Niveau 5	0.0109	3.5	0.0381	0.0311	0.0070	0.0306	C.V
Niveau 4	0.0089	3.5	0.0311	0.0224	0.0084	0.0306	C.V
Niveau 3	0.0065	3.5	0.0227	0.0136	0.009	0.0306	C.V
Niveau 2	0.0039	3.5	0.0136	0.0056	0.0084	0.0306	C.V
Niveau 1	0.0016	3.5	0.0056	0	0.0056	0.0408	C.V

✓ **Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

**V.9.4.Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  : (article 5.6.RPA99/2003).**

L'effet P- $\Delta$  représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le RPA99/2003 estime que les effets de second ordre peuvent être négligés si la condition suivante est vérifiée:

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$$

- Si  $0,10 < \theta_K < 0,20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par un facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

- Si  $\theta_K > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au dessus du niveau K.

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau " K " .

$\Delta_K$  : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

$h_K$  : hauteur d'étage.

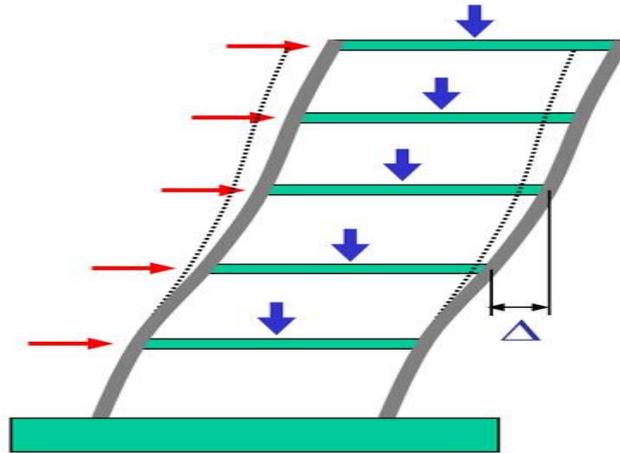


Figure V. 6: Présentation de l'effet P-Δ sur la structure

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Tableau V. 13: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta_{kx}$ (m)	$h_k$ (m)	$V_{kx}$	$\Theta_{kx}$	< 0.1
Niveau 6	2001.54	0.007	3.06	379.86	0.0120	C.V
Niveau 5	1720.25	0.0084	3.06	628.91	0.0075	C.V
Niveau 4	1755.31	0.0095	3.06	831.95	0.0065	C.V
Niveau 3	1781.63	0.0098	3.06	986.89	0.0057	C.V
Niveau 2	1851.95	0.0091	3.06	1092.44	0.0052	C.V
Niveau 1	1996.41	0.0059	4.08	1149.53	0.0025	C.V

➤ Sens transversale :

**Tableau V. 14:** Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta ky$ (m)	$hk$ (m)	$V_{ky}$	$\Theta_{ky}$	< 0.1
Niveau 6	2001.54	0.0056	3.06	392.8	0.0093	C.V
Niveau 5	1720.25	0.0070	3.06	658.76	0.0062	C.V
Niveau 4	1755.31	0.0084	3.06	876.63	0.0055	C.V
Niveau 3	1781.63	0.009	3.06	1042.8	0.0040	C.V
Niveau 2	1851.95	0.0084	3.06	1155.51	0.0043	C.V
Niveau 1	1996.41	0.0056	4.08	1215.41	0.0022	C.V

✓ **Commentaire :**

On constate que  $\theta_{KX}$  et  $\theta_{KY}$  sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet **P-Delta** peut être négligé pour le cas de notre structure.

#### **V.9.5 .Vérification vis a vis de l'équilibre d 'ensemble (renversement ) : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)**

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- Le moment de renversement,  $M_r$ , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité,  $M_s$ , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ( **$M_s > M_r$** ).

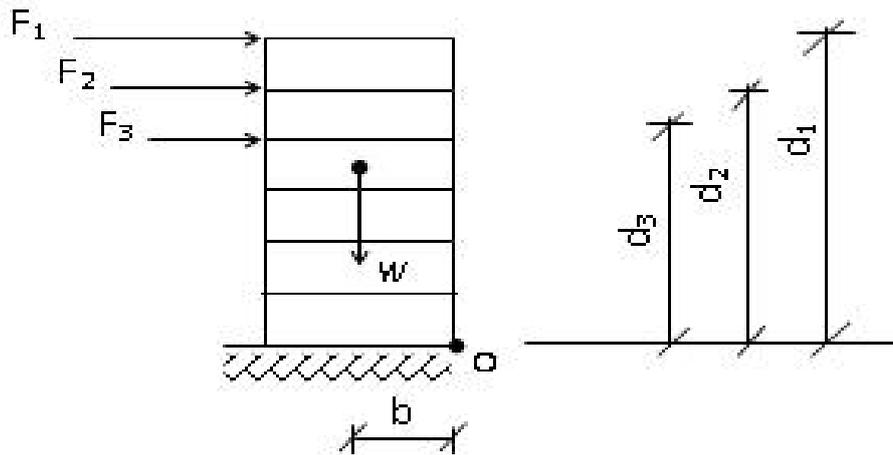


Figure V. 7: moment de renversement et moment de stabilité

Avec :

$$\begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$

Il faut vérifier que :  $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

$M_s$  : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

$M_r$  : moment de renversement.

$F_i$  : efforts sismique appliqués à chaque étage.

$d_i$  : la hauteur de niveau  $i$  mesuré a partir de la base

$b_i$  : Bras de levier de niveau  $i$ .

$W_i$  : poids de niveau  $i$ .

✓ **Distribution des forces sismique selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (*RPA99V2003 Art4.2.5*)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0,07 TV$  où  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0,25 V$  et sera prise égale à  $0$  quand  $T$  est plus petit ou égale à  $0,7$  secondes.

Avec :

$F_t$  : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

$T$  : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de  $V$  soit  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : niveau de plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$  : niveau de plancher quelconque

$W_i, W_j$  : Poids revenant au planchers  $i, j$

Dans notre cas  $T = 0.5870s < 0.7s$  donc :  $F_t = 0$

Donc :

✓ **sens longitudinale** :  $F_t = 0$

✓ **sens transversale** :  $F_t = 0$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

➤ **Sens longitudinale : ( $V_x = 1149.53\text{KN}$ ).**

**Tableau V. 15:** Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'

Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	$\sum w_i * h_i$	Fi (KN)
<b>STORY6</b>	2001.54	19.38	38789.86	1149.53	129680.64	343.84
<b>STORY5</b>	1720.25	16.32	28074.48	1149.53	129680.64	248.86
<b>STORY4</b>	1755.31	13.26	23275.41	1149.53	129680.64	206.32
<b>STORY3</b>	1781.63	10.2	18172.62	1149.53	129680.64	161.08
<b>STORY2</b>	1851.95	7.14	13222.92	1149.53	129680.64	117.21
<b>STORY1</b>	1996.41	4.08	8145.35	1149.53	129680.64	72.20
<b>Somme</b>	11107.113	/	129680.64	/	/	

➤ **Sens transversal: ( $V_y = 1215.41\text{KN}$ ).**

**Tableau V. 16:** Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'

Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	$\sum w_i * h_i$	Fi (KN)
<b>STORY6</b>	2001.54	19.38	38789.86	1215.41	129680.64	363.55
<b>STORY5</b>	1720.25	16.32	28074.48	1215.41	129680.64	263.12
<b>STORY4</b>	1755.31	13.26	23275.41	1215.41	129680.64	218.14
<b>STORY3</b>	1781.63	10.2	18172.62	1215.41	129680.64	170.31
<b>STORY2</b>	1851.95	7.14	13222.92	1215.41	129680.64	123.92
<b>STORY1</b>	1996.41	4.08	8145.35	1215.41	129680.64	76.34
<b>Somme</b>	11107.113	/	129680.64	/	/	

Ainsi, on a les résultats suivants :

➤ Sens XX' :

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 6	343.84	19.38	6663.61
Niveau 5	248.86	16.32	4061.39
Niveau 4	206.32	13.26	2735.80
Niveau 3	161.08	10.2	1643.01
Niveau 2	117.21	7.14	836.87
Niveau 1	72.20	4.08	294.57
			$\Sigma = 16235.25$

➤ Sens YY' :

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 6	363.55	19.38	7045.59
Niveau 5	263.12	16.32	4294.11
Niveau 4	218.14	13.26	2891.53
Niveau 3	170.31	10.2	1737.16
Niveau 2	123.92	7.14	884.78
Niveau 1	76.34	4.08	311.46
			$\Sigma = 17164.63$

Tableau V. 17: vérification du renversement

	Wt (KN)	b (m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms /Mr	$\geq 1.5$
Sens longitudinal	11107.113	9.2	102185.43	16235.25	6.29	C.V
Sens transversal	11107.113	5.825	64698.93	17164.63	3.76	C.V

✓ **Commentaire :**

➤ Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.

➤ L'ouvrage est donc stable au renversement ( $M_s > 1,5 M_r$ ). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

**V.9.6. Vérification de l'effort normal réduit :**

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification prescrite par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

$F_{c28}$  : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Section de Poteau	N (KN)	$F_{c28}$	v	Observation
45x45	1039.74	25	0.205	$\leq 0.3$ C.V
40x40	559.67	25	0.139	$\leq 0.3$ C.V
35x35	292.57	25	0.095	$\leq 0.3$ C.V

✓ **Commentaire :**

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

➤ **Conclusion :**

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

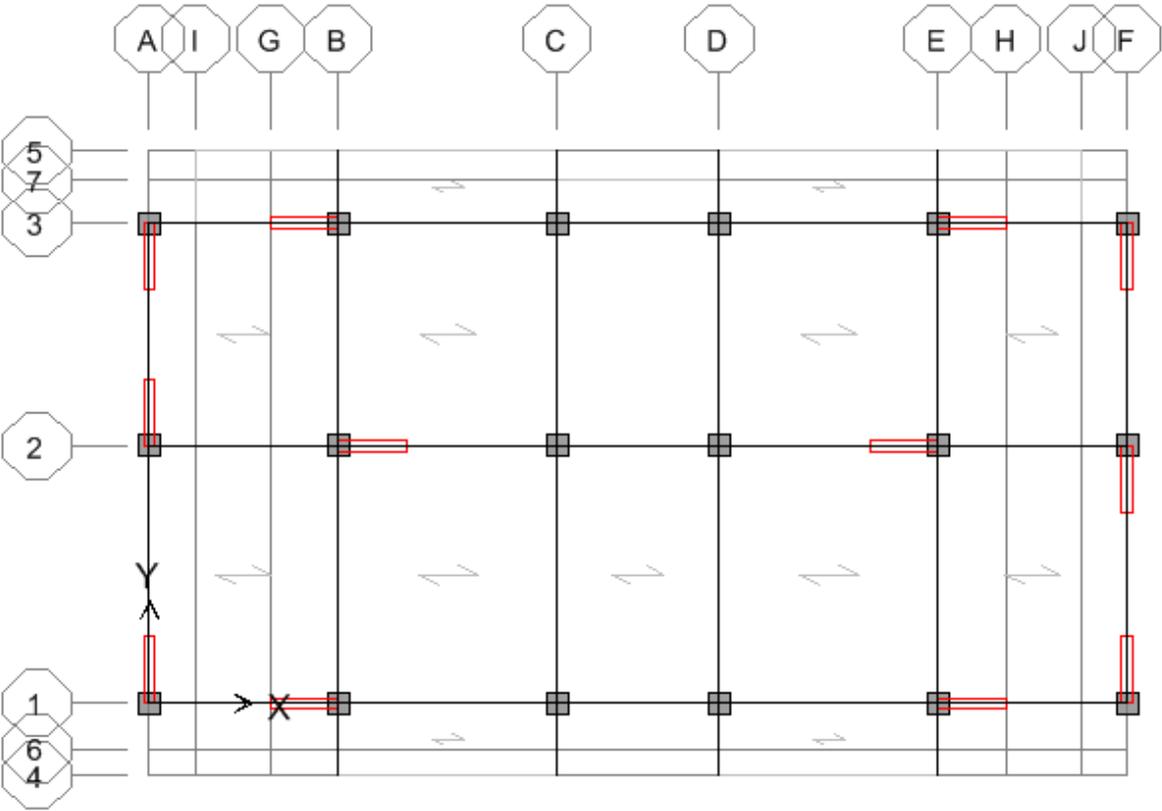


Figure V. 8: La position des dans le plan de la structure

## VI .Ferrailage des éléments principaux :

### VI.1. Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003**). Nous vérifions aussi la stabilité au feu des éléments résistants en cas d'incendie pour une durée coup de feu 1h conformément **DTU** .

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux qui sont soumis à la compression centrée ou la flexion composée dans les deux plans.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

### VI.2. Ferrailage des poteaux :

#### VI.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations et participant le contreventement de la structure.

Les sections des poteaux sont soumises à la compression centrée ou la flexion composée qui est due à l'excentricité de l'effort normal par rapport aux axes symétrie, et à un moment fléchissant dans le sens longitudinale et transversal dû à l'action horizontale.

Une section soumise à la flexion composée peut se calculer comme :

- ✓ Une section en compression centrée **CC**.
- ✓ Une section entièrement tendue **ET**
- ✓ Une section entièrement comprimée **EC**.
- ✓ Une section partiellement comprimée **PC**.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

**Tableau VI. 1** : Valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
<b>accidentelle</b>	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

### VI.2.2. Recommandations de l'RPA99/V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0,8%.....zone **IIa**
- Leur pourcentage maximal :  $\begin{cases} 3\% \cdot b \cdot h \dots \dots \dots \text{zone courante.} \\ 6\% \cdot b \cdot h \dots \dots \dots \text{zone recouvrement.} \end{cases}$
- Le diamètre minimum est : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements :  $40 \phi$  zone **IIa**
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm zone **IIa**
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)  $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$ .

### VI.2.3. Les combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

❖ **Selon BAEL91** : (Situations durables)

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{cases}$$

❖ Selon RPA99 : (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \text{ cette combinaison est remplacé par } G+Q+1.2 E \text{ pour les poteaux d'une} \\ \text{Structure auto stable} \\ 0,8G\pm E. \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanent

Q : Surcharges d'exploitation.

E : Action sismique.

### VI.2.3. Sollicitation de calcul

Le calcul des armatures sera effectué par zone , elles seront définies comme suit :

- **Zone 1** : RDC et 1<sup>er</sup> étage pour les poteaux de dimensions **(45X45)**
- **Zone 2** : 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage pour les poteaux de dimensions **(40X40)**
- **Zone 3** : 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage pour les poteaux de dimensions **(35X35)**

Les sollicitations sont obtenues par le logiciel **ETABS**. Les efforts que nous avons pris pour le calcul sont suivants :

1.  $N^{\max}, \text{Max}(M_{2-2}^{\text{corr}}, M_{3-3}^{\text{corr}})$
2.  $N^{\min}, \text{Max}(M_{2-2}^{\text{corr}}, M_{3-3}^{\text{corr}})$
3.  $\text{Max}(M_{2-2}^{\max}, M_{3-3}^{\max}), N^{\text{corr}}$

Chacun des trois cas de sollicitation donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

**NB :**

- ✓ comme la section de poteau est carrée donc on fait le ferrailage à partir de moment maximal entre  $M_{3-3}$  et  $M_{2-2}$  et on le généralise sur les quatre côtés de la section de poteau.
- ✓ L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par ETABS, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 2:** Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

Poteau (section)	1.35G+1.5Q		0.8G+EYMax		G+Q+ExMin	
	$N_{\text{compression}}^{\text{max}}$ (kN)	$M_{\text{cor}}$ ( $M_{2-2}^{\text{max}}, M_{3-3}^{\text{max}}$ ) (kN.m)	$N^{\text{min}}$ (KN)	$M_{\text{cor}}$ ( $M_{2-2}^{\text{max}}, M_{3-3}^{\text{max}}$ )	$M^{\text{max}}$ (kN)	$N_{\text{cor}}$ (kN)
<b>45X45</b>	1075.65	6.23	- 593.4	11.70	62.64	727.49
<b>40X40</b>	689.17	14.88	-110.51	8.85	58.54	424.32
<b>35X35</b>	368.04	14.07	- 60.48	3.76	40.07	168.93

**VI.2.4. Vérification de l’effort normal réduit :RPA(7.4.3.1)**

Avant d’entamer le calcul de ferrailage l’article (7.4.3.1) du RPA99/2003 exige la vérification de l’effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s’effectue par la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

$N_d$  : désigne l’effort normal de compression de calcul s’exerçant sur la section de béton sous la combinaison sismique la plus défavorable .

$B_c$  : est la section brute du poteau

$F_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton.

On fait la vérification pour les poteaux les plus défavorables, les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3: Vérification de l'effort normal réduit

	Section (cm <sup>2</sup> )	Effort normal (kN)	F <sub>c28</sub> (MPa)	ν	Vérification
Poteau 45x45	2025	1075.65	25	0.23	ν ≤ 0.30
Poteau 40x40	1600	689.17	25	0.17	ν ≤ 0.30
Poteau 35x35	1225	368.04	25	0.12	ν ≤ 0.30

## ❖ Conclusion :

La condition est vérifiée donc les sections des poteaux ne changent pas .

## VI.2.5. Calcul des armatures longitudinales:

## ➤ Procédure de calcul :

On calcule le ferrailage des trois types des poteaux dans les différentes combinaisons et on prend le cas où le ferrailage est plus défavorable.

Avant d'entamer les calculs on doit vérifier tout d'abord si notre section travaille à la compression centrée ou à la flexion composée :

## a .Calcul compression centré :

Pour que la section travaille à la compression centrée il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{b}{12}$$

Si la condition précédente est vérifiée on fait le ferrailage de poteau à la compression centrée

Donc :

$$A_s \geq \left[ \frac{N}{\alpha} - \beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Telle que :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h}$$

Et :

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

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2)$$

Avec :

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} \\ \frac{0.2B}{100} \end{array} \right\}$$

$$A_{\max} = \frac{5B}{100}$$

### b.calcul en flexion composée :

Pour que la section effectivement travail à la flexion composée et la méthode forfaitaire est applicable il faut que la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left\{ \frac{20e_0}{h} ; 15 \text{ cm} \right\}$$

Si la section effectivement travail à la flexion composée le ferrailage se fait à partir des sollicitations ultimes suivantes :

N : effort normal de la section.

M = Ne<sub>T</sub> moment corrigés de la section.

Avec :

$$e_T = e_0 + e_a + e_2$$

e<sub>T</sub> : Excentricité totale de la section.

e<sub>0</sub> : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e<sub>a</sub> : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right\}$$

e<sub>2</sub> : Excentricité due aux effets du second ordre.

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

Avec :

α : Le rapport du moment di premier ordre , du aux charges permanente et quasi-permanente , au moment total du premier ordre , ces moment étant pris avant application des coefficient γ.

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right)$$

$\phi$  : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

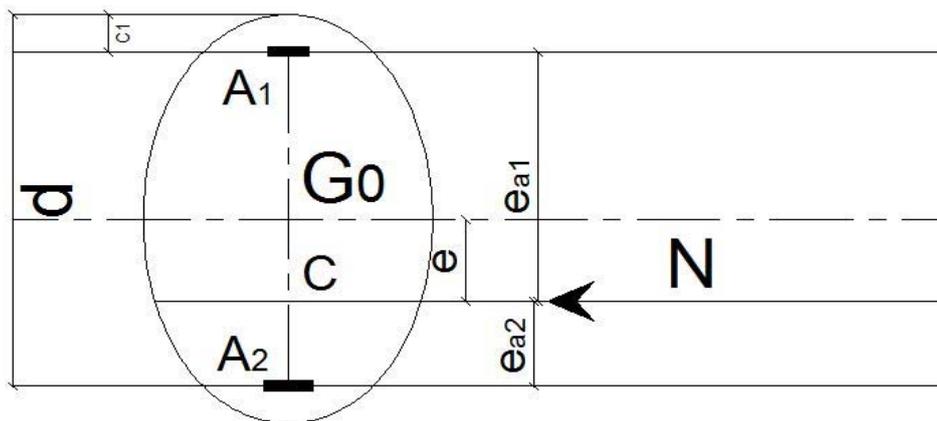
Pour le calcul de ferraillage à la flexion composée la 1<sup>ère</sup> question à laquelle il faut répondre la section est-elle entièrement comprimée ou tendue ou partiellement comprimé/tendue.

**b.1.La section entièrement tendue :**

La section est entièrement tendue lorsque l'effort normal est un effort de traction et le centre de pression est entre les armatures.

$$A_1 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_2 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$



➤ La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

**b.2.La section entièrement comprimée :**

❖ calcul a l' ELU :

La section est entièrement comprimée lorsque l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression est entre les armatures.

Et 
$$N(d - C') - M_1 > \left( 0.337 - \frac{0.81C'}{h} \right) b h^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas on doit vérifier la condition suivante :

$$N(d - C') - M_1 < (0.5h - C')bh\sigma_b$$

Si la condition précédant est vérifiée donc :

$$A_2 = 0$$

$$\text{Et } A_1 = \frac{N - \psi bh\bar{\sigma}_b}{\sigma_{1s}}$$

$$\text{Avec: } \psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - C') - M_1}{bh^2\bar{\sigma}_b}}{0.857 - \frac{C_1}{h}}$$

Et :

$\sigma_{1s} = f(\xi_{1s})$  à partir de diagramme de déformation de l'acier

Telle que :

$$\xi_{1s} = \left[ 2 + \left( 3.437 - 8.019 \frac{C_1}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right] 10^{-3}$$

Si non :

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0.5h)\bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2(d - C_1)}$$

$$A_2 = \frac{N - \bar{\sigma}_{bc}bh}{\sigma_2} - A_1$$

➤ La section d'armature minimale :

$A_{\min} \geq 4 \times$  le périmètre de la section en mètre

#### ❖ Calcul a l'ELS :

A priori, si  $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$  il y'a de forte chance que la section soit entièrement comprimée, sinon on refaire le calcul en considèrent la section partiellement comprimée.

La section est effectivement entièrement comprimée à l'ELS si :

$$\sigma_{sup} > 0 \quad \text{et} \quad \sigma_{inf} > 0$$

Et on vérifiée que :

$$\text{Max} (\sigma_{bc,sup}; \sigma_{bc,inf}) < \bar{\sigma}_b$$

Telle que :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Avec :  $e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$

S : L'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

$X_G$  : La position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

I : L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[ A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

### b.3. La section est partiellement comprimée/tendue :

#### ❖ Calcul à l'ELU :

- Le centre de pression est à l'extérieure de segment formée par les armatures et l'effort normal est un effort de compression/traction.
- Le centre de pression se trouve entre les armatures et l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - C') - M_1 \leq \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h}\right) bh^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_1$ ) qui égale à :

$$M_1 = M_u \pm N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Et :

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

On constate trois cas :

a) Si  $\mu < \mu_l$  donc la section sera armée par des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Si  $\mu_l < \mu < 0.667$  donc la section sera armée par des armatures comprimées et des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$A'_s = \beta'_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

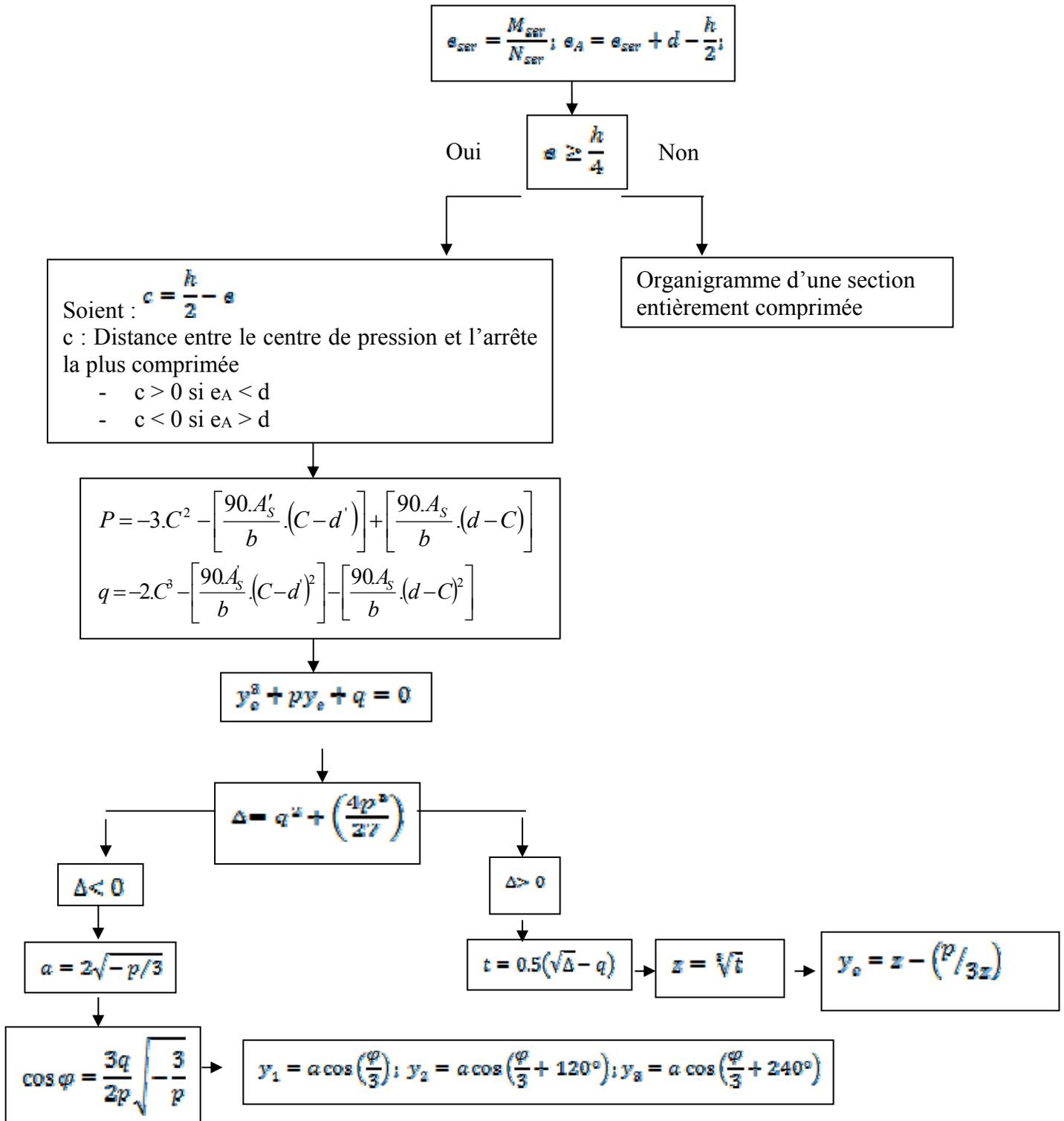
c). Si  $\mu > 0.667$  dans ce cas les calculs conduisent généralement à des sections d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

➤ La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

❖ Calcul a l'ELS :

L'Organigramme de vérification d'une section partiellement comprimée a l'ELS :



Dans les deux cas ( $\Delta$  positif ou négatif), on détermine la position de l'axe neutre :  
 $y_{ser} = y_c + c$  (c avec son signe) ;  $y_c$  est tel que :  $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2]$$

$$k = \frac{N_{ser}y_c}{I}$$

$$\sigma_{bc} = ky_{ser}; \sigma_s = 15k(d - y_{ser})$$

Non : (2 options)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Oui : On garde les armatures calculées à l'ELU

1

$$\sigma_{bc} \geq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \sigma_s \geq \bar{\sigma}_s$$

2

$$\alpha_1 = \frac{9f_{c28}}{9f_{c28} + \bar{\sigma}_s}$$

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

$$M'_s = M_{As} - 0.1f_{c28}\alpha_1(3 - \alpha_1)bd^2$$

Pas besoin d'armatures comprimées  
 Calcul en flexion simple avec  
 $M_{serfictif} = M_{As} = M_{ser} + N_{ser} \left( d - \frac{h}{2} \right)$

Non :  $M'_s \geq 0$  Oui

Calcul en flexion simple avec redimensionnement de la section ou introduction d'armatures comprimées  $\Rightarrow A'_s$  et  $A_{sfictif}$ .

$$A'_s; A_s = A_{sfictif} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} \quad A_s \geq A_{smin} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d}; e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

## ❖ Exemple de calcul :

On considère comme exemple de ferrailage détaillé de poteau dont les paramètres suivants :

**Tableau VI. 4:** Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul

Section	N (kN)	M (KN.m)	C (cm)	d (cm)
45x45	1075.65	6.23	3	42

## 1. Vérification de l'excentricité :

$$-e_0 = M_{\text{corr}} / N_{\text{max}} = \frac{6.23}{1075.65} = 0.57 \text{ cm} < \frac{b}{12} = \frac{45}{12} = 3.75 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée donc on fait le ferrailage de poteau à la compression centré

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h}$$

$l_f$ : longueur de flambement du poteau.

$h$  : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0.7 l_0 = 0,7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2.856 \times \sqrt{12}}{45} = 21.98$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.78$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2) = 1849 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \left[ \frac{1075.65}{0.78} - 1849 \frac{25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{400} = -94.47 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc on prend pour la section d'armature la section minimale imposée par le **BAEL** :

$$A_{\text{min}} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 0.81 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 4.05 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = \frac{5B}{100} = 101.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale selon RPA :**

$$A_{\min,RPA} = 0.8\%B = 16.20 \text{ cm}^2$$

➤ **Section maximal selon RPA :**

$$A_{\max,RPA} = 3\%B = 60.75 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

$$A_{\max,RPA} = 6\%B = 121.5 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

➤ **Ferraillage minimum d'après le CBA93 :**

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = 2,2 \text{ cm}^2$$

Pour le calcul des différentes sections de ferraillage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferraillage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

❖ Les résultats du ferraillage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 5 :** calcul des sections des armatures longitudinal des poteaux

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	e <sub>0</sub> (cm)	Nature	A <sub>1cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>(RDC+ 1<sup>er</sup>) étage</b>	N <sub>max</sub> =1075.65	M <sub>cor</sub> = 6.23	0.005	C.C	0	0
	N <sub>min</sub> = -593.4	M <sub>cor</sub> = 11.70	0.019	C.C	0	9.39
	N <sub>cor</sub> =727.49	M <sub>max</sub> = 62.64	0.086	E.C	0	0
<b>(2<sup>ème</sup>+ 3<sup>ème</sup>) étage</b>	N <sub>max</sub> =689.17	M <sub>cor</sub> = 14.88	0.021	C.C	0	0
	N <sub>min</sub> = -110.51	M <sub>cor</sub> = 8.85	0.080	E.T	0.84	2.34
	N <sub>cor</sub> = 424.32	M <sub>max</sub> =58.54	0.13	E.C	0	0
<b>(4<sup>ème</sup>+ 5<sup>ème</sup>) étage</b>	N <sub>max</sub> =368.04	M <sub>cor</sub> = 14.07	0.038	E.C	0	0
	N <sub>min</sub> = -60.48	M <sub>cor</sub> = 3.76	0.062	E.T	0.5	1.24
	N <sub>cor</sub> = 168.93	M <sub>max</sub> =40.07	0.023	C.C	0	1.38

CC : compression centré ; ET : entièrement tendue; PC : partiellement comprimé ; PT : partiellement tendue.

Pour cause de changement de sens de direction de séisme, on généralise le ferrailage le plus défavorable sur tous les cotes de poteau avec pris en considération de la condition de non fragilité et la section minimal d'armature imposée par le BAEL et le RPA, les résultats de choix de ferrailage sont résumer dans le tableau suivant :

❖ **Choix des armateurs des poteaux :**

**Tableau VI. 6:** Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux

Poteau	$A_{s,cal}$	$A_{CNF}$	$A_{min.RPA}$	$A_{s,adop}$	Choix d'armature
45X45	9.39	2.2	16.2	28.65	4HA20+8HA16
40X40	2.34	1.74	12.8	14.20	4HA 16 +4HA14
35X35	1.38	1.33	9.8	12.32	8HA14

❖ **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$L_r = 40\phi \quad \text{en zone IIa}$$

Pour : T20..... $L_r = 80\text{cm}$  (**Poteau 45x45**)

T16..... $L_r = 64\text{cm}$  (**Poteau 40x40**)

T14..... $L_r = 56\text{cm}$  (**Poteau 35x35**)

**VI.2.6. Calcul des armatures transversales des poteaux :**

Les armatures transversales notées  $A_t$  des poteaux seront calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant de calcul

$h$  : hauteur de la section

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda < 5$$

t : l'espacement des cadres

$$\text{telle que : } \lambda = \frac{l_f}{a}$$

➤ **Détermination des espacements des cadres :**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante :  $t \leq \text{Min}(10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$

$\phi_1$  : Diamètre min des armatures longitudinal

Donc on adopte un espacement uniforme de 10 cm.

**Tableau VI. 7:** Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales dans les poteaux

Poteau	$V_u$ (kN)	$\lambda$	$\rho_a$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
45X45	46.12	6.34	2.5	0.70	3 $\phi$ 8
40X40	42.80	5.35	2.5	0.87	2 $\phi$ 8
35X35	34.47	6.12	2.5	0.70	2 $\phi$ 8

### VI.2.7. Vérification des poteaux à l'ELU :

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (Situation Accidentelle)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

Tableau VI. 8 : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
45X45	46.12	0.253	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	653.12	0.193	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
40X40	42.80	0.297	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376.8	0.35	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
35X35	34.47	0.313	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	175.84	0.69	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

VI.2.8. Vérification des poteaux à l'ELU:

➤ Contraintes tangentielles: (Art7.4.3.2.RPA99/2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec : 
$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots si \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots si \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  (L'élançement géométrique du poteau) =  $\left[ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$

❖ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 9: Vérification des contraintes

Poteaux	$L_f(m)$	$\lambda_g$	$\rho_d$	V(KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
45 x 45	2.85	6.34	0.075	46.12	0.253	1.875	Vérifier
40 x 40	2.14	5.35	0.075	42.80	0.297	1.875	Vérifier
35 x 35	2.14	6.12	0.075	34.47	0.313	1.875	Vérifier

**VI.2.9.Vérification des contraintes a l'ELS :**

Les poteaux calculés en compression centrée et a la flexion composé (entièrement tendu) ne se vérifient pas a L'ELS.

➤ **Vérification au flambement :**

L'effort normal ultime est défini comme un étant l'effort que peut supporter le poteau sans subir une instabilité au flambement

On doit vérifié que :  $N_d \leq N_{ultim}$

$$N_{ultim} = \Delta \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

**Avec :**

$\Delta$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$B_r$  : section réduite du béton.

$A$  : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

❖ Pour le poteau (45x45) :

• **Calcul de  $N_{ultim}$  :**

$$N_{ultim} = \Delta \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

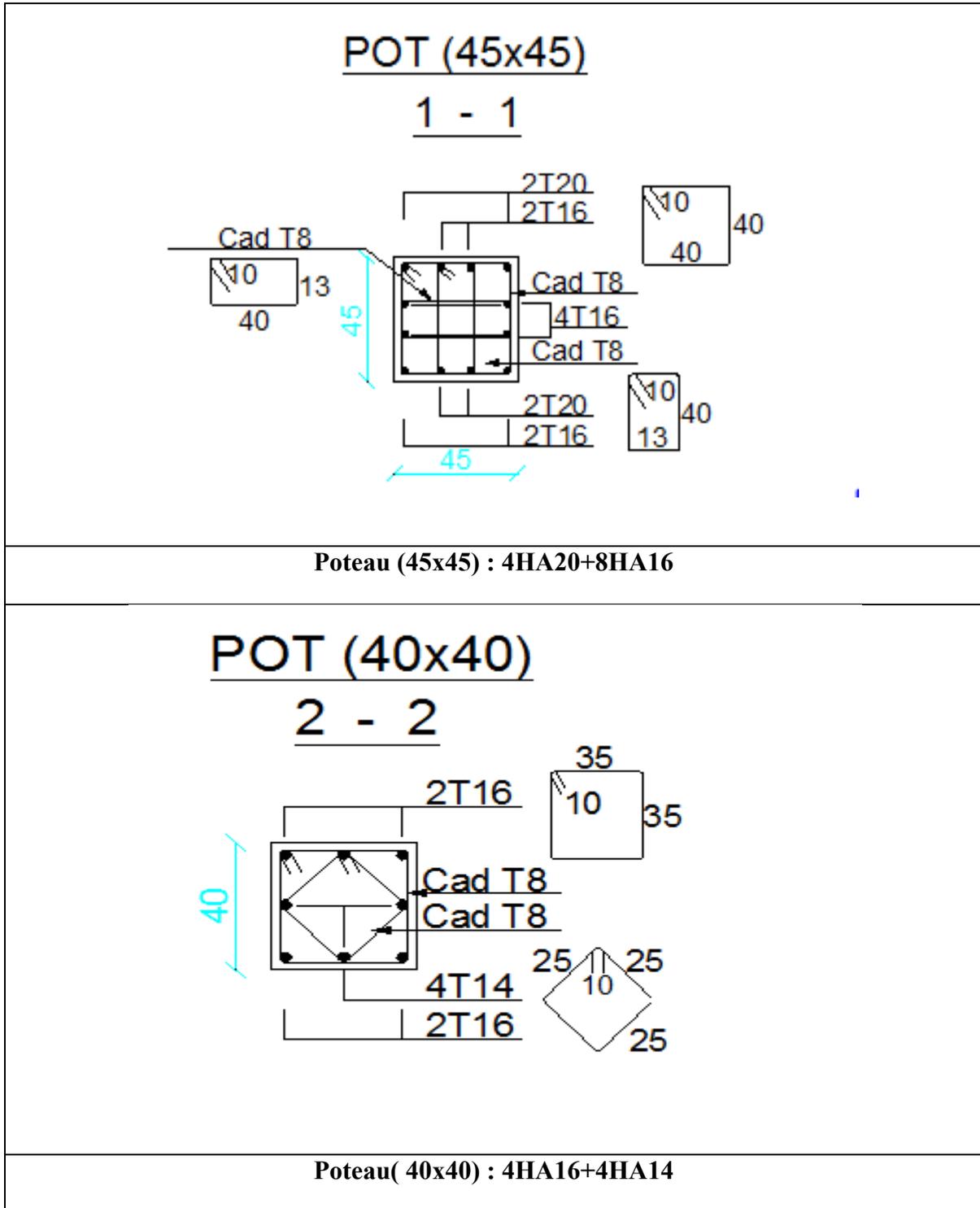
$N_{ultim} = 3536.05 \text{KN} > N_d = 1075.65 \text{KN} \dots \text{C.V}$

➤ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 10: Vérification de flambement**

Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	λ	Δ	A (cm <sup>2</sup> )	Br (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ultim</sub> (kN)	N <sub>d</sub> (kN)	Vérification
45x45	4.08	2.85	21.9	0.85	28.65	1849	3536.05	1075.56	Vérifiée
40x40	3.06	2.14	18.5	0.80	14.20	1600	2962.96	689.17	Vérifiée
35x35	3.06	2.14	21.1	0.79	12.32	1225	2130.66	368.04	Vérifiée

❖ Schéma de ferrailage des poteaux :



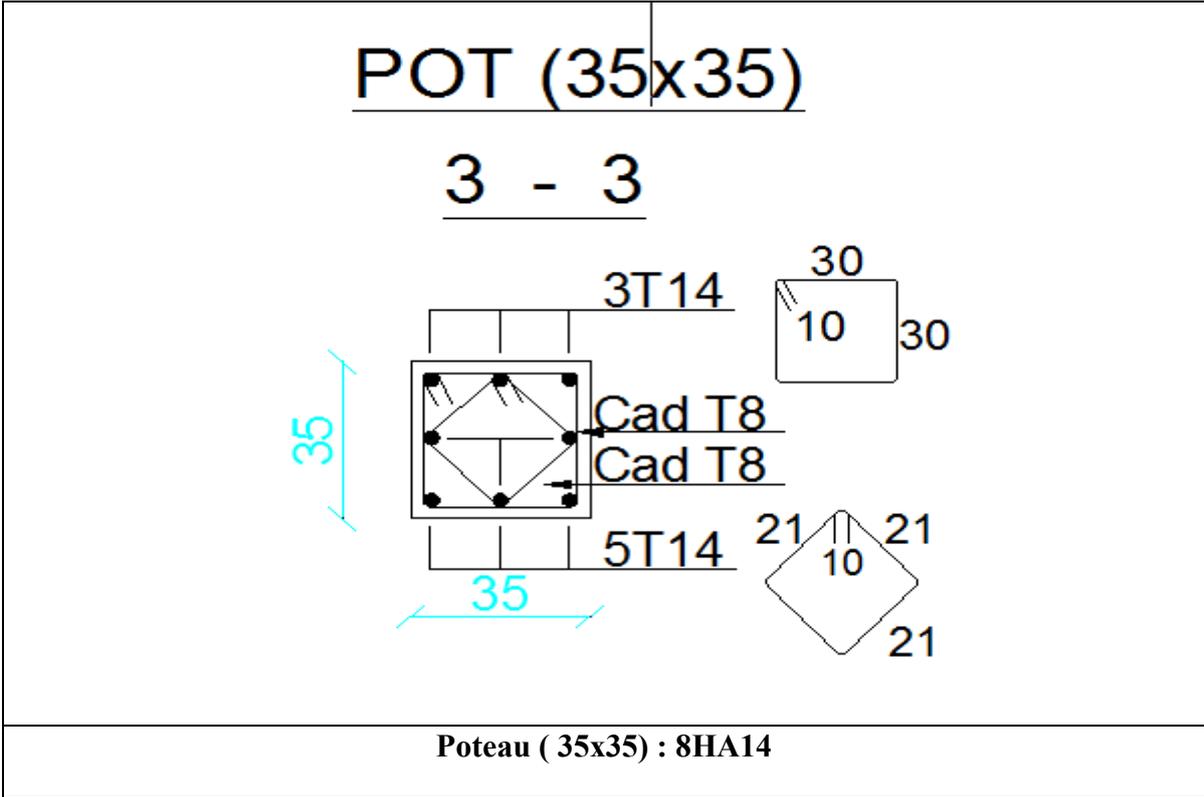


Figure VI. 1 : Schéma de ferraillage des poteaux

### VI.3. Justification des poteaux vis-à-vis du feu :

#### VI.3.1. Introduction :

La justification des poteaux au feu est conduite en utilisant les méthodes recommandées pour le calcul à froid après avoir transformé les sections réelles en section réduites à chaud et en adoptant des coefficients de sécurité qui tiennent compte du caractère accidentel de la sollicitation.

Le document technique unifié de comportement au feu des structures en béton (**D.T.U**) admet que les moyens mis en œuvre pour la prise en compte du flambement à la température ambiante demeurent valables lors de l'incendie.

Nous allons examiner le cas le plus simple:

-du poteau chargé de façon centrée.

-L'étude de poteau sollicité en flexion composé fait l'appel à un programme informatique complexe pour déterminer la répartition des températures.

#### VI.3.2. poteaux chargés de façon centrée :

##### VI.3.2.1. température moyenne du béton :

Le D.T.U précise un certain nombre de températures moyennes dans des poteaux de section rectangulaires cernés par le feu. L'analyse de ces résultats montre que des poteaux présentent le même rapport périmètre / surface sont portés sensiblement à la même température moyenne pour une durée d'exposition au feu donnés. Cette constatation doit pouvoir être étendue à des poteaux de forme quelconque. le rapport périmètre /surface est appelé coefficient de massivité (M).

Le (**tableau VI. 11 voir l'annexe**) permet d'évaluer la température moyenne dans un poteau à partir des deux données suivantes :

- durée d'exposition au feu normalisé variant de 0.5 à 4h .
- coefficient de massivité M variant de 0.5 à 0.25 ( 1/cm).

##### VI.3.2.2. Température des aciers :

- Pour les aciers disposés sur le grand coté , on considère une poutre de largeur  $b_0=a$
- Pour les aciers disposés sur le petit coté a, on considère une poutre de largeur  $b_0=b$

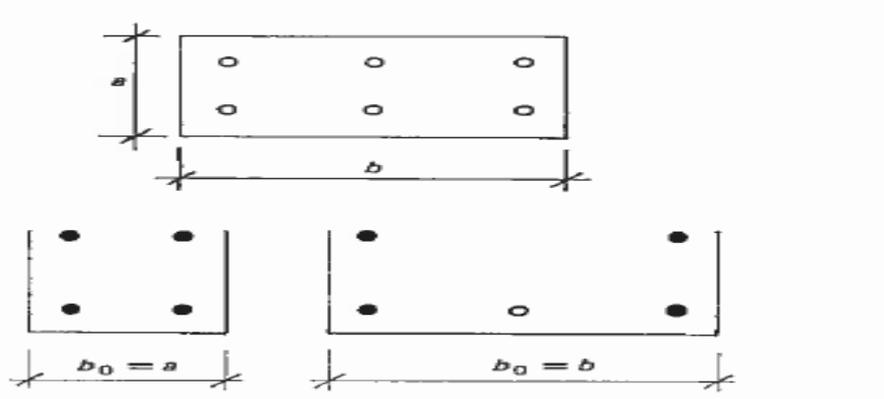


Figure VI. 2 : la disposition des aciers dans les poteaux

### VI.3.2.3. force portante :

#### a) section réduite à chaud de béton

On désigne par  $B_r$  la section prise en compte par le **BAEL** pour la justification à froid d'un poteau centré : elle est obtenue en négligeant une épaisseur de 1 cm de béton sur la périphérie de la section . A la section moyenne  $\theta_m$  obtenue dans le (**tableau VI. 12 voir l'annexe** ) correspond un coefficient d'affaiblissement du béton  $\phi_b$  , la section réduite à chaud est donc :

$$B_\theta = \phi_b B_r$$

#### b) section réduite à chaud des aciers

Chaque acier est porté à une température  $\theta_i$  à laquelle correspond un coefficient d'affaiblissement  $\phi_{si}$  ; la section réduite à chaud des aciers est notée :

$$A_\theta = \sum \phi_{si} A_i$$

#### c) force portante

la formule de l'article **B.8.4.1** du **BAEL** adaptée au cas de la sollicitation incendie est utilisée :

$$N_R = \frac{\alpha}{0.85} \left( \frac{B_\theta f_{c28}}{1.17} + A_\theta \cdot f_e \right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{si } \lambda > 50$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

$l_f$  : Longueur de flambement

$a$ : Petit coté de la section transversale.

Cette formule donne la force portante compte tenu de la résistance à 90 jours du béton bien qu'elle fasse intervenir  $f_{c28}$ .

**d) stabilité**

La stabilité du poteau est prouvée si  $N_R \geq N$

L'effort  $N$  est évalué à partir des combinaison à haute température.

**VI.3.2.4.Application :**

Considérons le poteau (45 x45) du RDC (C16) et vérifions s'il stable au feu pour une durée d'exposition de 1h.

Section	C (cm)	d (cm)	La hauteur d'étage h	Fc28 (MPa)	Fe (MPa)	As (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armature
45x45	3	42	4.08	25	400	28.65	4HA20 +8HA16

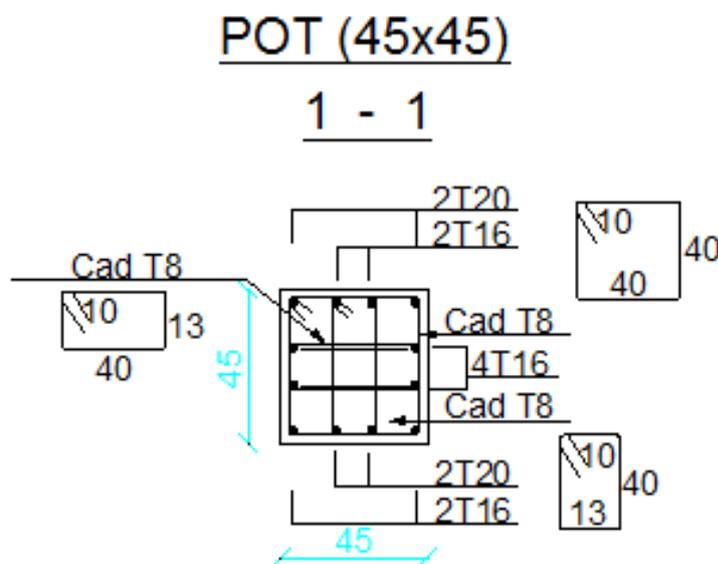


Figure VI. 3: schéma de Ferrailage de poteau C16 à froid

**a).Température moyenne du béton :**

➤ le coefficient de massivité :

$$M = \frac{P}{S} = \frac{45 \times 4}{45 \times 45} = 0.088 \text{ cm}^{-1}$$

D'après le (tableau VI. 13 voir l'annexe) la température moyenne du béton  $\Theta_m = 245^\circ c$

**b).Le coefficient de réduction du béton :**

D'après le (Tableau II.3 voir l'annexe), le coefficient d'affaiblissement du béton  $\Phi_b = 1$

**c).Section réduite à chaud de béton  $B_\theta$  :**

$$B_\theta = \phi_b Br$$

Avec :

Br : la section brute

$$Br = 0.43 \times 0.43 = 0.1849 \text{ m}^2$$

$\Phi_b$  : le coefficient d'affaiblissement du béton .

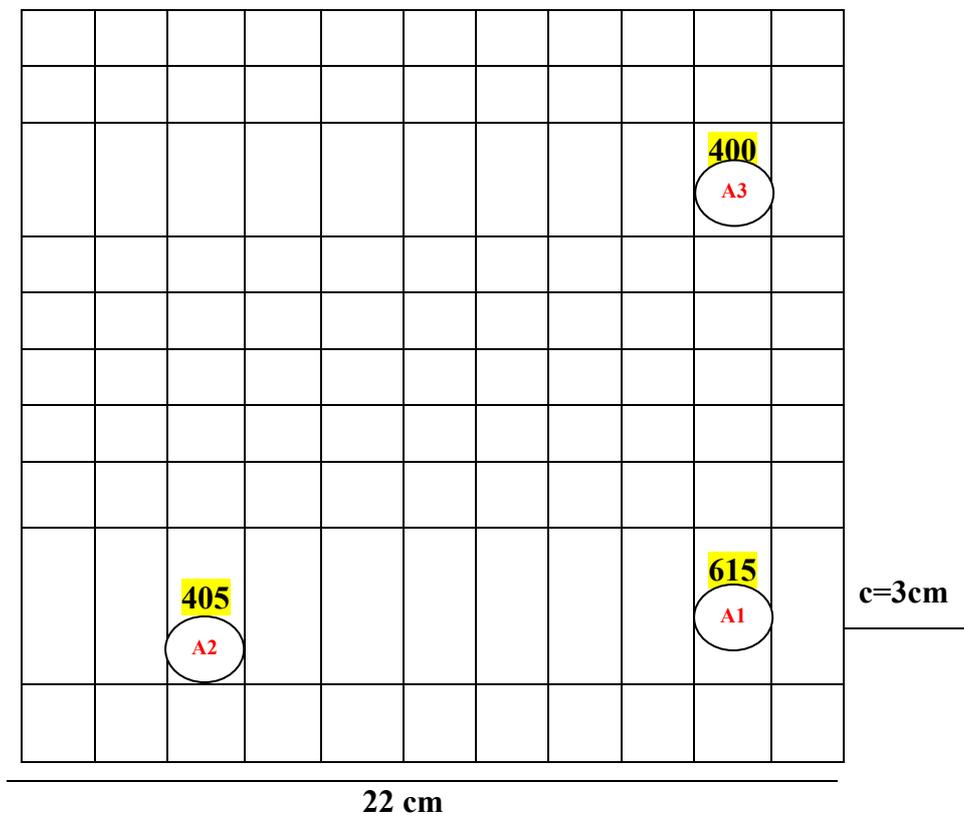
$$B_\theta = \Phi_b Br = 1 \times 0.1849 = 0.1849 \text{ m}^2$$

$$B_\theta = 0.1849 \text{ m}^2$$

**d).Température des aciers :**

Pour la section de poteau carrée ( 45X 45);  $b_0 = a = 45 \text{ cm}$  la température des aciers (tableau VI.12 voir l'annexe)

**Tableau VI. 13:** Température des aciers en travée du poteau (45x45)



D'après le tableau la température des aciers en travée pour  $b = 45$  e  $SF = 1h$

Acier 1 :  $\Theta = 615^\circ c$

Acier 2:  $\Theta = 405^\circ c$

Acier 3:  $\Theta = 400^\circ c$

**Tableau VI.14:** Tableau récapitulatif des températures des aciers

Types		Stabilité au feu (SF)	b ( cm)	La largeur x( cm)	La hauteur y( cm)	Température $\Theta$ ( °)
Acier 1	2HA20	1h	45	19	3	615
Acier 2	2HA16	1h	45	5	3	405
Acier 3	2HA16	1h	45	19	15	400

e).Calcul de force portante :

e.1). Section d'acier réduite a chaud  $A_\Theta$  pour une durée d'expositions 1h :

**Tableau VI.15 :** Tableau récapitulatif des sections réduites a chaude

Acier		A( cm <sup>2</sup> )	$\Theta$	$\phi_s$	$A \phi_s$ ( cm <sup>2</sup> )	C	$A\phi_s C$
1	4HA20	12.57	615	0.321	4.03	3	12.09
2	4HA16	8.04	405	0.679	5.45	3	16.35
3	4HA16	8.04	400	0.695	5.58	15	83.7
<b>La somme</b>		28.65		1.695	15.06		112.14

$\phi_s$  :Les coefficients d'affaiblissement d'acier sont lues dans (Tableau II.7 voir l'annexe)

Donc :  $A_\Theta = \sum A\phi_s = 15.06 \text{ cm}^2$

e.2). Calcul l'élancement  $\lambda$  :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

➤ longueur de flambement  $L_f$ :

$$L_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.85 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.85 \sqrt{12}}{0.45} = 21.93$$

$\lambda \leq 50$  donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.93}{35}\right)^2} = 0.794$$

e.3) .La force portante :

$$N_R = \frac{\alpha}{0.85} \left( \frac{B_{\theta} f_{c28}}{1.17} + A_{\theta} \cdot f_e \right) = \frac{0.794}{0.85} \left( \frac{0.1849 \times 25}{1.17} + 15.06 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \right) = 4252.47 \text{ KN}$$

f) .Vérification de la stabilité :

la stabilité du poteau est prouvée si  $N_R \geq N$

l'effort N est évaluée a partir des combinaison à haute température à l'ELUT

$$N = 1139.89 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_R = 4252.47 \geq N = 1139.89 \text{ KN}$$

Le poteau est encore stable au feu pendant 1h

## VI.4. Ferrailage des poutres :

### VI.4.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

### VI.4.2. Les combinaisons de calcul :

- ✓  $1.35 G + 1.5 Q$  selon BAEL91/99
- ✓  $G + Q$  selon BAEL91/99
- ✓  $G + Q \pm E$  selon RPA99
- ✓  $0.8 G \pm E$  selon RPA99

### VI.4.3. Recommandations du RPA99 version 2003 :

#### a) Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :  
4% en zone courante.  
6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### b) Armatures transversales :

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales est de :  
 $A_t = 0.003 \times S_t$
- ✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

$\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### VI.4.4. Présentation de la méthode de calcul :

##### ➤ A l'ELU :

##### a). Calcul de ferrailage longitudinal :

Le calcul se fait en travée et en appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$\mu_u$  : moment réduit

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

Et :  $d = h - C$ ;  $C = 3\text{cm}$  (enrobage)

Si  $\mu_u < \mu_l = 0.371$  la section est armée par des armatures tendue.

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Si  $\mu_u > \mu_l = 0.371$  La section est armée par des armatures tendue et des armatures comprimé.

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$A'_s = \beta'_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Si  $\mu > 0.667$  dans ce cas les calculs conduisent généralement à des section d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

**b ).Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99**

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28}$  : la résistance caractéristique de béton .

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

**➤ A l' ELS:****1). Vérification des contraintes a l' ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

**c).Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration comme étant peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$V_u$ : L'effort tranchant

**d) Vérification de Contrainte d'adhérence :**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

et on a 
$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des armatures tendues

#### e). Armature transversales :

✓ Selon le BAEL 91/99 :

Dans le cas courant de la flexion simple avec des armatures droites ( $\alpha=90^\circ$ ), les armatures transversales sont calcul à partir de la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}^*}{0.9 \sigma_s}; \rho_{t,min} \right\} \text{ (Art A5.1.2.3) BAEL91/99}$$

Avec :

$$f_{t28}^* = \text{Min} \{ f_{t28}; 3.3 \text{ MPa} \}$$

$\rho_{t,min}$  : la condition de non fragilité dans les armature transversales.

$$\rho_{t,min} = \frac{1}{f_e} \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \text{ (Art 5.1.2.2) BAEL91/99}$$

✓ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_1 \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :  $A_t$  : Section des armatures transversales.

$S_t$  : Espacement entre les armatures transversales.

**VI.4.5. Ferraillage des poutres :**

Dans notre structure on a deux types de poutre :

- ✓ Poutre principale (30X40) cm.
- ✓ Poutre secondaire (30x35) cm.

**VI.4.5.1.Poutre principale :**

**1).Sollicitation de calcul :**

**Tableau VI.16 :** Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

Sollicitations		A L'ELU		A L'ELS
		Moment $M_u$	Effort $V_u$	Moment $M_{ser}$
Travée		99.15	/	4.11
Appui	liée au poteau	82.58	108.25	52.70
	liée au voile	168.65	253.99	12.52

**2).Calcul à l'ELU :**

**a) . Calcul de ferraillage longitudinal :**

**Tableau VI.17 :** Tableau récapitulatif de ferraillage des poutres principales

	$F_{bc}$ MPa	$F_{ed}$ MPa	$M_u$ MPa	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	14.20	348	99.15	9.16
Appui liée au	14.20	348	82.58	7.05
Appui liée au	14.20	348	168.65	16.03

3).Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.18 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELS

	$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
Travée	4.11	15.66	95744.87	0.67	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au poteau	52.70	16.36	105407.77	8.17	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au Voile	12.52	19.38	141899.59	1.70	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau VI.19: Tableau récapitulatif de ferraillage des poutres principales

	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{minRPA}$ ( $cm^2$ )	$A_s$ adopté	Choix des barres
Travée	9.16	1.30	6.00	9.24	3HA14+ 3HA14
Appui liée au poteau	7.05	1.30	6.00	8.01	3HA14+ 3HA12
Appui liée au voile	16.03	1.30	6.00	16.68	3HA14+ 6HA16

4).Vérification à l'ELU :

Tableau VI.20: récapitulatif de vérification de la poutre principale à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u$ ( $kN$ )	$\tau_u$ ( $MPa$ )	$\bar{\tau}_u$ ( $MPa$ )	OBS	$\Sigma U_i$ ( $mm$ )	$\tau_{su}$ ( $MPa$ )	$\bar{\tau}_{su}$ ( $MPa$ )	OBS
appui liée au poteau	108.25	1.00	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	282.6	1.18	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui liée au voile	253.99	2.35	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	433.32	1.81	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

VI.4.5.2.Poutre secondaire :

1).Sollicitation de calcul :

Tableau VI.21 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

Sollicitations		A L'ELU		A L'ELS
		$M_u$	$V_u$	$M_{ser}$
Travée		29.74	/	3.58
Appui	liée au poteau	39.23	33.33	6.77
	liée au voile	100.71	109.46	16.49

2).Calcul à l'ELU :

a). Calcul de ferraillage longitudinal :

Tableau VI.22: Tableau récapitulatif de ferraillage des poutres secondaires

	$M_u$ KN.m	$F_{bc}$ MPa	$F_{ed}$ MPa	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	29.74	14.20	348	2.77
Appui liée au poteau	39.23	14.20	348	3.70
Appui liée au voile	100.71	14.20	348	10.17

3).Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.23 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELS

	$M_{ser}$ (kN. m)	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	3.58	13.20	46207.55	1.02	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au poteau	6.77	13.20	46207.55	1.93	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui liée au Voile	16.49	15.96	81948.62	3.21	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau VI.24 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres de la secondaire

	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{minRPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté	Choix des barres
Travée	2.77	1.14	5.25	4.62	3HA14
Appui liée au poteau	3.70	1.14	5.25	4.62	3HA14
Appui liée au voile	10.17	1.14	5.25	11.40	3HA14+6HA12

4).Vérification à l'ELU :

Tableau VI.25: Tableau récapitulatif de vérification de la poutre secondaire à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	$\Sigma U_i$ (mm)	$\tau_{su}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
Appui liée au poteau	33.33	0.35	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	131.88	0.78	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui liée au voile	109.46	1.15	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	244.92	1.37	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

b).Armature transversales :

Tableau VI.26 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres

	Espacement		Armature transversales		
	Zone courante	Zone nodale	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_t$ adopté
Poutre principale	15	10	1.35	4 $\phi$ 8	2.01
Poutre secondaire	15	10	1.35	4 $\phi$ 8	2.01

### 5).Vérification de La fleche:(Art B.6.5, 1) BAEL91/99

#### ➤ Poutre principale :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.083 > 0.0625) \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser,travée}}{10 M_{0,ser}}\right) \Rightarrow (0.083 > 0.020) \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0085 < 0.0105) \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

Avec :

$$h_t = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; L = 4.80 \text{ m} ; A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 4.11 \text{ kN.m} ; M_{0,ser} = 20.10 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

#### ➤ Poutre secondaire :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.086 > 0.0625) \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser,travée}}{10 M_{0,ser}}\right) \Rightarrow (0.086 > 0.017) \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0048 < 0.0105) \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

Avec :

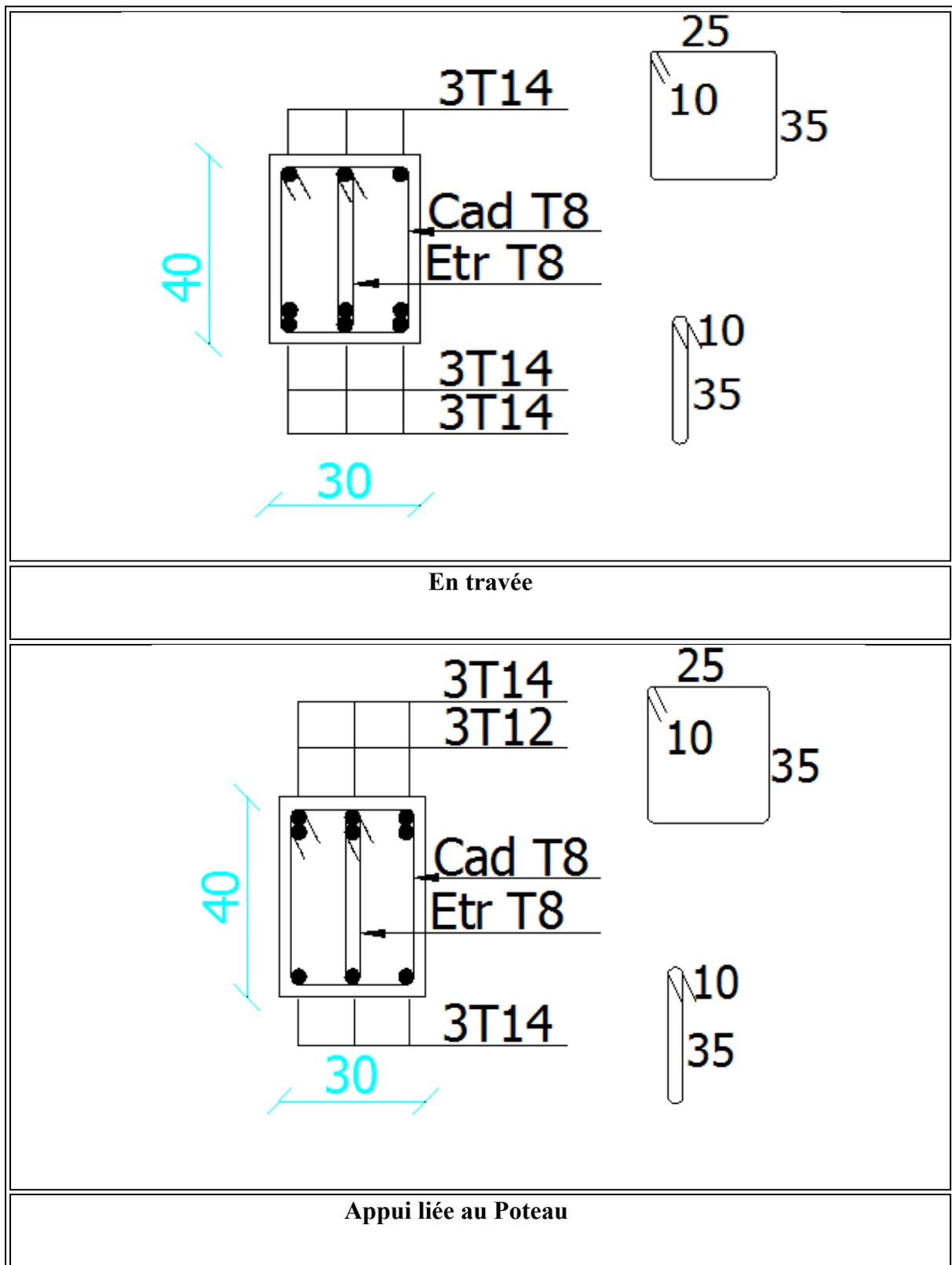
$$h_t = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 31.5 \text{ cm} ; L = 4.05 \text{ m} ; A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 29.74 \text{ kN.m} ; M_{0,ser} = 14.31 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :** le ferrailage choisit satisfait tous les conditions de la résistance et de stabilité de forme, le détail de ferrailage est représenté dans les figures suivantes :

➤ Poutre principal :



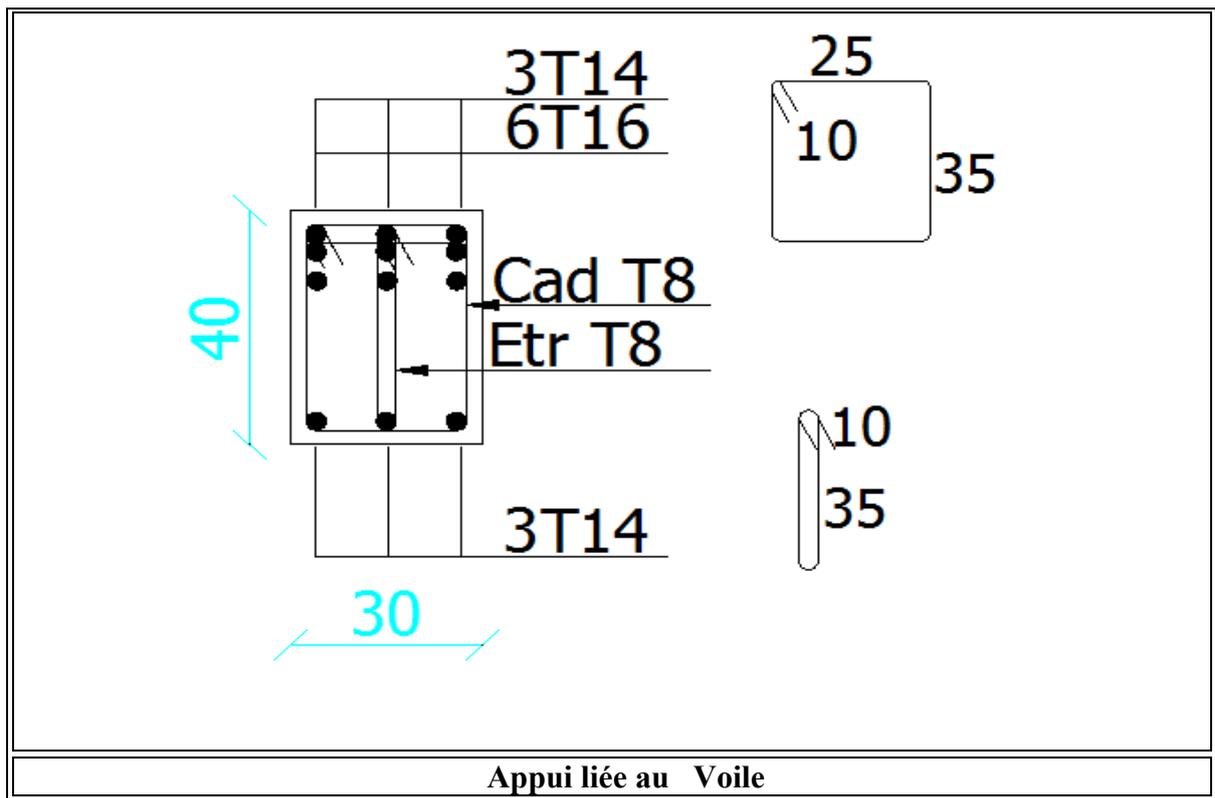
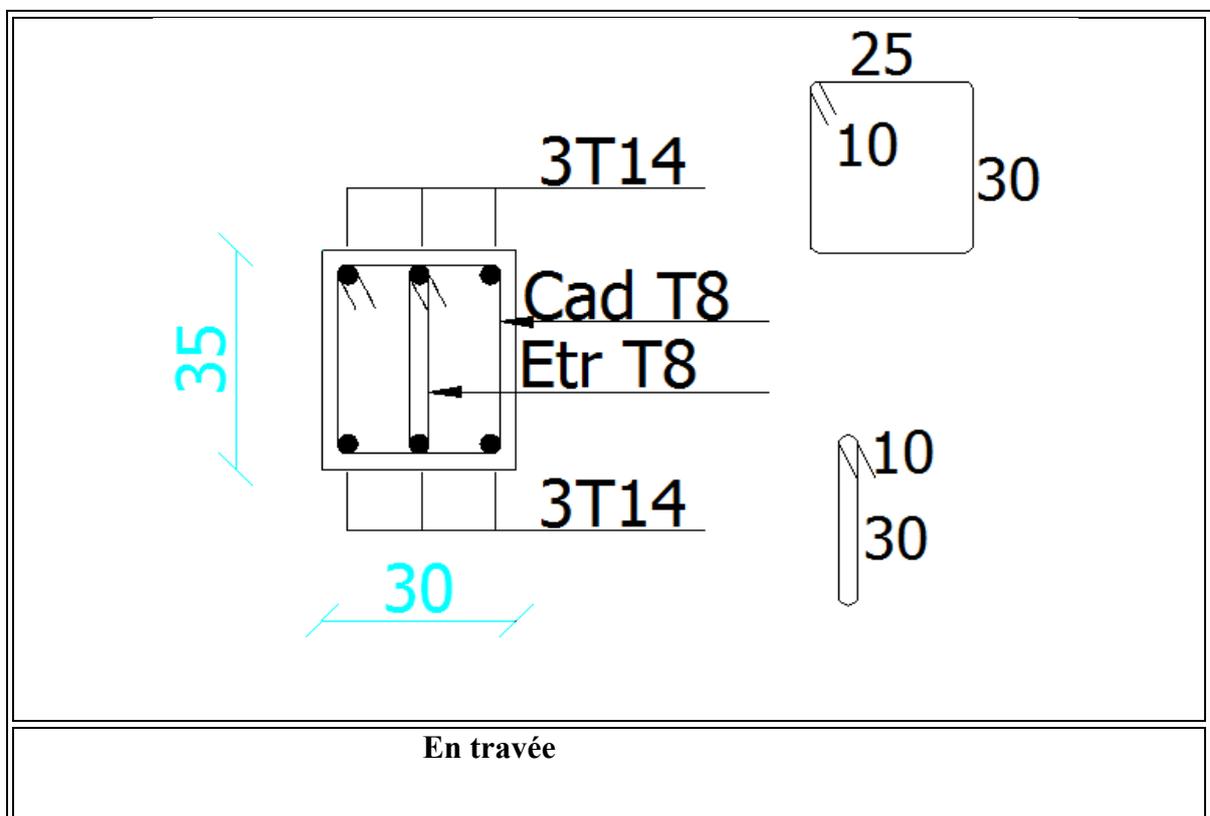


Figure VI.4 : Ferraillage de la poutre principale

➤ Poutre secondaire :



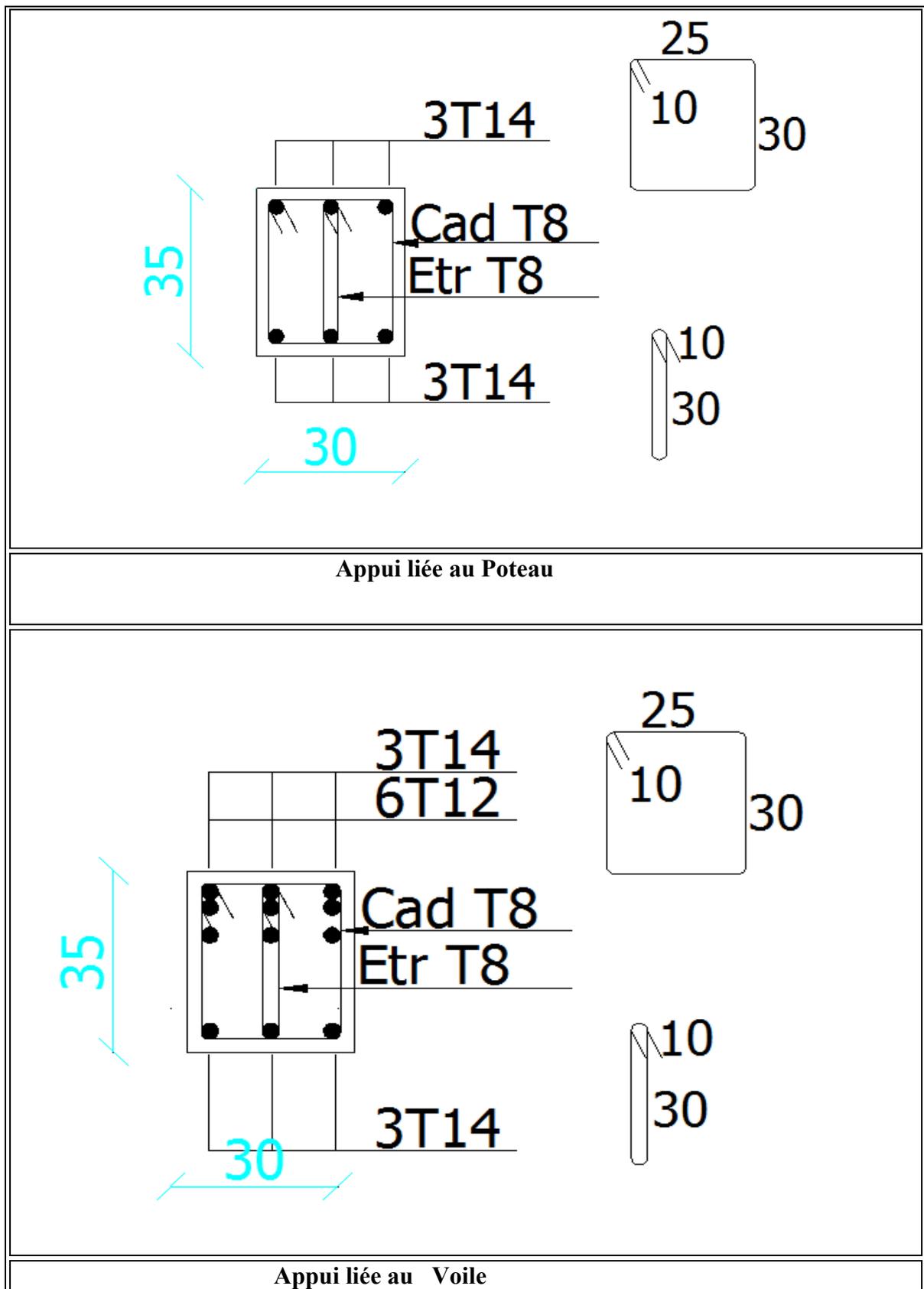


Figure VI.5 : Ferraillage de la poutre secondaire

**VI.4. Justification des poutres vis-à-vis du feu :**

**VI.4.1. Introduction :**

La justification au feu d'une poutre comporte les étapes suivantes :

-la vérification en flexion qui nécessite successivement :

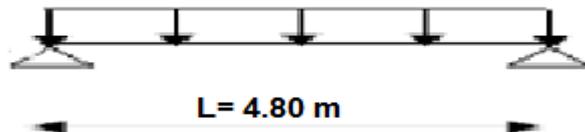
- la détermination des températures au niveau des aciers en travée
- calcul du moment résistant en travée
- calcul du moment résistant sur appui
- l'évaluation du moment résistant total et sa comparaison avec le moment sollicitant.

-La vérification à l'effort tranchant.

Ces différents points sont abordés ci –après.

**VI.4.2. Vérification de la stabilité au feu des poutres principales pour une durée d'exposition de 1h :**

Considérons la travée de rive d'une poutre représentée sur la figure suivant :



**Figure VI.6:** Travée de poutre principale la plus défavorable

➤ **Tableau récapitulative des caractéristiques de la poutre principale :**

La largeur b (cm)	La hauteur h (cm)	L (cm)	F <sub>e</sub> (MPa)	F <sub>c28</sub> (MPa)	Ferrailage en travée		Ferrailage en appuis	
					A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
30	40	480	400	25	9.24	6 HA14	16.68	3HA 14 +6HA 16

➤ Schéma de ferraillage de la poutre principale :

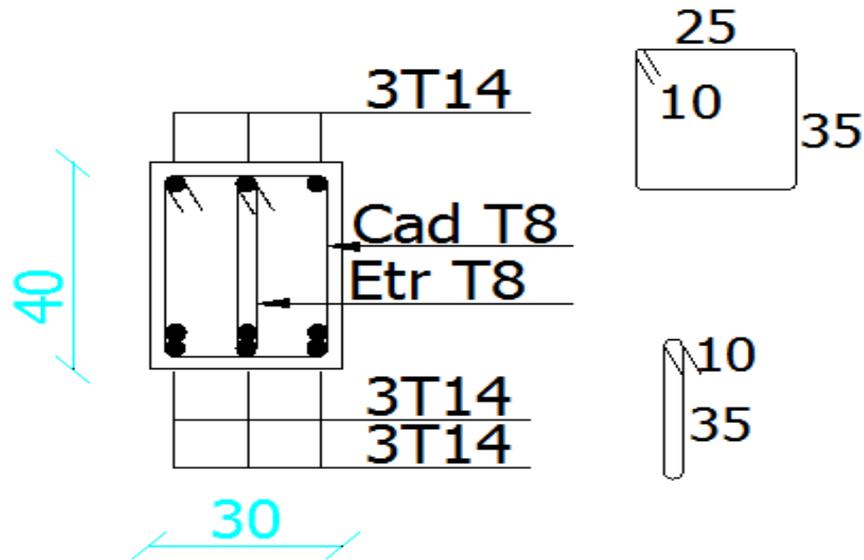


Figure VI.7: Ferraillage de la poutre principale en travée

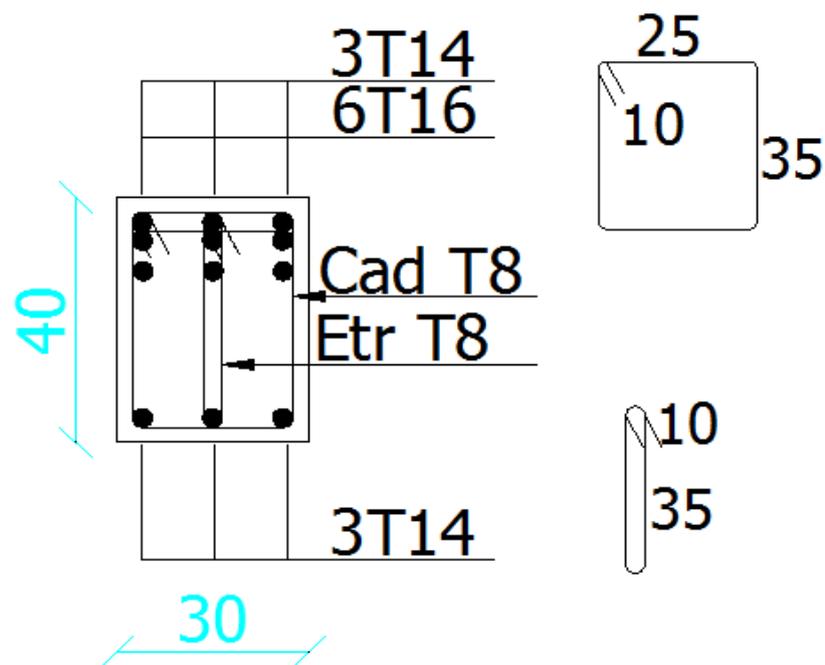


Figure VI.8: Ferraillage de la poutre principale en appuis

**VI.4.2. 1. Températures des aciers en travée :**

Les températures dans la partie tendue d'une poutre rectangulaire dépendent essentiellement de la largeur  $b$  de la poutre.

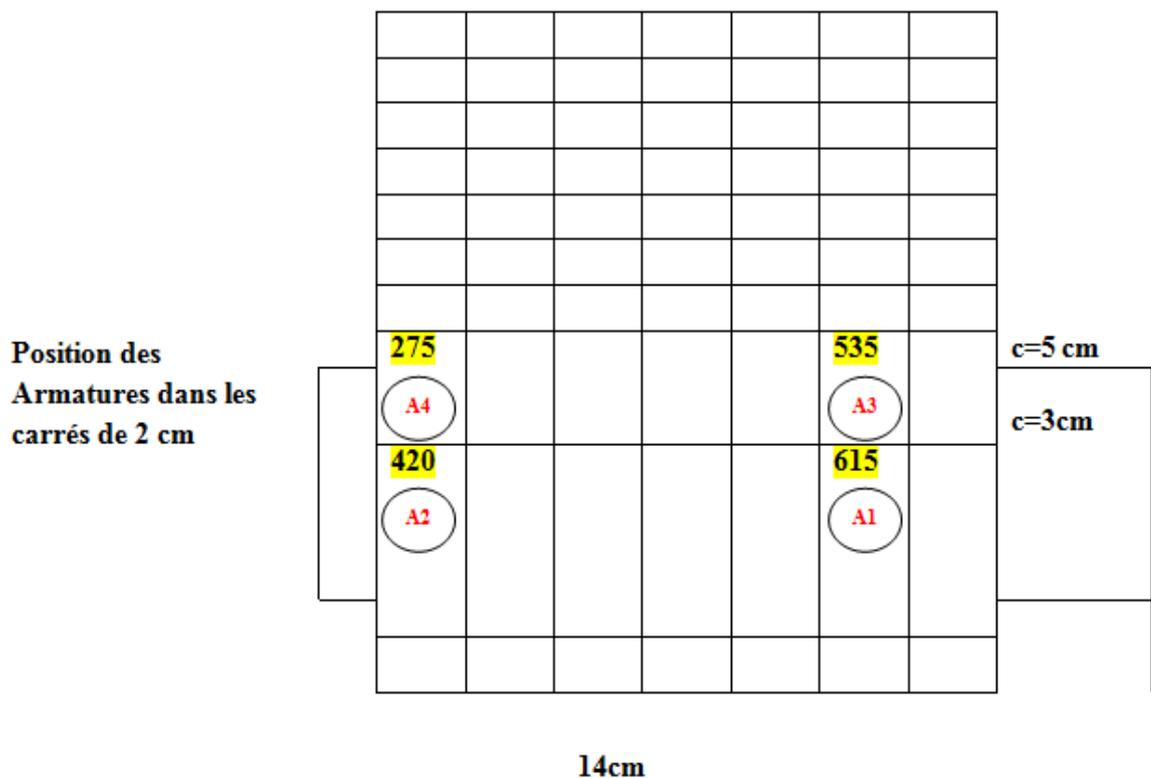
Les tableaux présentent les résultats pour des poutres de largeur 30 cm ; la durée d'exposition au feu SF est mesurée en heures .La température, calculées au milieu de carrés de 2 cm de coté .sont données sur les 20 premières centimètres de la hauteur et sur une demi largeur (axe de symétrie supposé a gauche)

Les tableaux que nous a vous utilisés présentent les résultats pour des poutres de largeur variant de 12 a 52 cm par pas de 4 cm .

Pour notre cas , la poutre principale étudiée a une largeur de 30 cm . Le ca n'étant pas considéré , la température des armatures sera la moyenne des températures pour les poutres de largeur 28 et 32cm

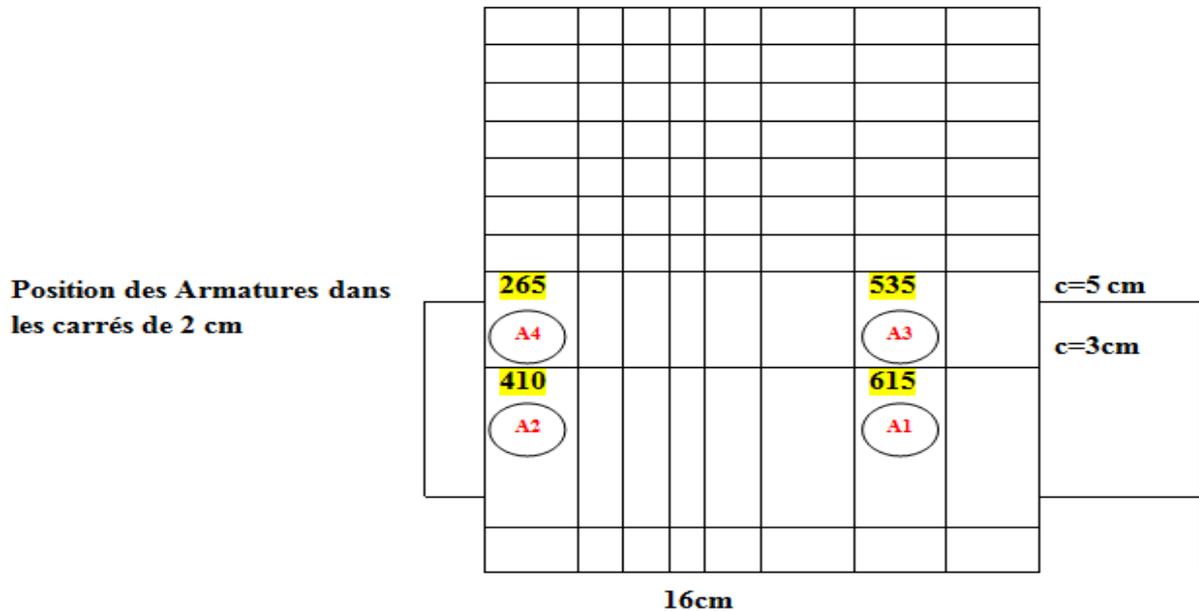
Les températures des aciers Pour  $b = 28$  et  $SF = 1h$  (tableau VI.27 Voir l'annexe)

**Tableau VI.28:** Température des aciers en travée de la poutre principale ( $b=28$ )



Les températures des aciers Pour  $b = 32$  et  $SF = 1h$  (tableau VI.29 Voir l'annexe)

**Tableau VI.30:** Température des aciers en travée de la poutre principale ( $b=32$ )



D'après les deux tableaux la température des aciers en travée pour  $b = 30$  e  $SF = 1h$

Acier 1 :  $\Theta = \frac{615+615}{2} = 615^\circ\text{c}$

Acier 2:  $\Theta = \frac{420+410}{2} = 415^\circ\text{c}$

Acier 3:  $\Theta = \frac{535+535}{2} = 535^\circ\text{c}$

Acier 4 :  $\Theta = \frac{275+265}{2} = 270^\circ\text{c}$

**Tableau VI.31:** Tableau récapitulatif des températures des aciers

Types		Stabilité au feu (SF)	b (cm)	La largeur x( cm)	La hauteur y( cm)	Température $\Theta$ (°c)
Acier 1	1HA14	1h	30	15	3	615
Acier 2	1HA14	1h	30	2	3	415
Acier 3	1HA14	1h	30	15	5	535
Acier 3	1HA14	1h	30	2	5	270

**VI.4.2. 2.Calcul du moment résistant en travée :**

On calcule successivement la section d'acier en travée réduite à chaud puis le moment résistant

**a).Section d'acier réduite à chaud  $A_{\theta}$  pour une durée d'expositions  $1h$  :**

**Tableau VI.32 :** Tableau récapitulatif des sections réduites à chaud

N°		A( cm <sup>2</sup> )	$\theta$	$\phi_s$	A $\phi_s$ ( cm <sup>2</sup> )	C	A $\phi_s$ C
1	2HA14	3.08	615	0.321	0.988	3	2.96
2	1HA14	1.54	415	0.512	0.788	3	2.36
3	2HA14	3.08	535	0.481	1.48	5	7.4
4	1HA14	1.54	270	0.893	1.37	5	6.85
<b>La somme</b>			<b>1835</b>	<b>2.207</b>	<b>4.62</b>		<b>19.57</b>

$\phi_s$  : Les coefficients d'affaiblissement d'acier sont lus dans (Tableau II. 1 voir l'annexe)

Donc :  $A_{\theta} = \sum A\phi_s = 4.62 \text{ cm}^2$

**b).Position du Centre de gravité des aciers chauffés :**

$$c = \frac{\sum A \phi_s C}{\sum A \phi_s}$$

$$c = \frac{19.57}{4.62} = 4.23 \text{ cm}$$

**c) .La hauteur utile :**

$$d = h - c = 40 - 4.23 = 35.77 \text{ cm}$$

**d).Le pourcentage mécanique «p» pour un acier haute adhérence :**

$$p = \frac{1.3 A \theta F_e}{b d F_{c90}}$$

$$f_{c90} = 1.1 f_{c28} = 1.1 \times 25 = 27.5 \text{ MPa}$$

$$p = \frac{1.3 \times 4.62 \times 400}{30 \times 35.77 \times 27.5} = 0.081.$$

La méthode suivant est valable si  $p < 0.36$  :

Dans notre cas acier de type 01 :  $F_e = 400$  MPa :

$$K=1$$

**e). Calcul le moment réduit :**

$$\mu = \frac{K p}{1+0.6 K p} = \frac{1 \times 0.081}{1+0.6(1 \times 0.081)} = 0.077$$

**f).Moment résistant en travée :**

On suppose que les armatures comportent une protection supplémentaire (revêtement en plâtre et mortier) .On ne tendre pas compte du risque d'éclatement

$$M_{Rt} = \mu b d^2 \frac{f_{c90}}{1.3} = 0.077 \times 0.30 \times (0.357)^2 \times \frac{27.5}{1.3} = 62.27 \cdot 10^{-3} \text{ MN m}$$

$$\text{Soit } M_{Rt} = 62.27 \text{ KN.m}$$

**VI.4.2. 3.Calcul le moment résistant aux appuis :**

On Suppose :

$$\epsilon_s \geq \epsilon_{st} = \frac{F_e}{E_s} = \frac{400}{200000} = 2.10^{-3} \text{ soit : } \sigma_s = F_e = 400 \text{ MPa}$$

Au niveau appui est (poutre liée ou voile) :

$$A_s = 6\phi 16 + 3\phi 14 = 16.68 \text{ cm}^2$$

$$N_s = N_{bc} = A_s \sigma_s$$

$$N_s = N_{bc} = (16.68 \times 400) \cdot 10^{-4} = 0.667 \text{ MN} = 667 \text{ KN}$$

**a).L'aire de béton comprimé :**

L'aire de béton comprimé compte tenu de l'échauffement de ce béton et la position  $c$  ( cm ) du centre de gravité de cette aire :

$$B = \frac{1.3 N_{bc}}{f_{c90}} = \frac{1.3 \times 0.667}{27.5} = 0.0315 \text{ m}^2 = 315.30 \text{ cm}^2$$

D'après les deux tableaux (Tableau VI.33, Tableau VI.34 ) pour  $SF = 1h$  et  $b = 30 \text{ cm}$  donnent :

$$b = 28 \text{ cm} \quad x = 15 \text{ cm} \quad c = 8.3 \text{ cm}$$

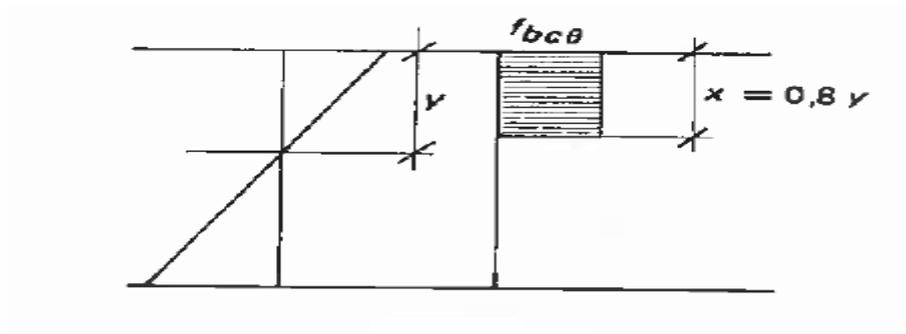
$$b = 32 \text{ cm} \quad x = 13 \text{ cm} \quad c = 7.2 \text{ cm}$$

Soit pour :

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm} \quad x = 14 \text{ cm} \quad c = 7.75 \text{ cm}}$$

**b). Vérifions l'hypothèse sur l'allongement des aciers :**

Pour le béton le diagramme des contraintes de compression peut être adopté comme indiqué la figure suivant :



**Figure VI.9 :** diagramme de la contrainte de compression d'aciers

La position de l'axe neutre des déformations est :

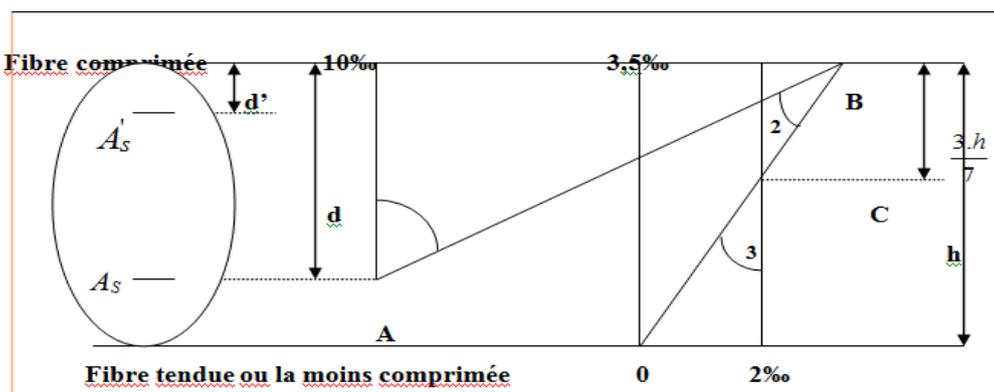
$$y = \frac{x}{0.8} = \frac{14}{0.8} = 17.5 \text{ cm}$$

et sa position relative est définie par :

$$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{17.5}{36} = 0.48$$

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A :** les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B :** les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C :** les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple .



**Figure VI.10:** Diagramme des déformations limites de la section

$$\alpha < 0.259 \quad \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \quad \implies \text{ELU atteint en pivot A}$$

$$\alpha > 0.259 \quad \epsilon_s = 3.5 \cdot 10^{-3} \left( \frac{1}{\alpha} - 1 \right) \quad \implies \text{ELU atteint en pivot B}$$

Dans notre cas :

$$\alpha > 0.259 \quad \epsilon_s = 3.5 \cdot 10^{-3} \left( \frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 3.79 \cdot 10^{-3} > \epsilon_{s1} = \frac{F_e}{E_s} = 2 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = F_e$$

$$Z = d - c = 36 - 7.75 = 28.25 \text{ cm}$$

**c).Moment résistant en appuis :**

$$M_{Ra} = N_{bc} \cdot Z = 667 \times 0.2825 = 188.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{Re} = M_{Rw} = 188.42 \text{ KN.m}$$

**VI.4.2. 4.Moment résistant total :**

$$M_{Rt} = M_{Rt} + \frac{M_{Rw} + M_{Re}}{2} = 62.27 + \frac{188.42 + 188.42}{2} = 250.69 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 250.69 \text{ KN.m}$$

**VI.4.2. 5.Moment sollicitant :**

Le moment sollicitation maximal évalué dans la travée plus défavorable a partir les combinaisons a haute température a L'ELUT est noté  $M_0$

$M_R \geq M_0$  la travée est stable au feu

$M_R < M_0$  il y'a ruine pour l exposition au feu demandée

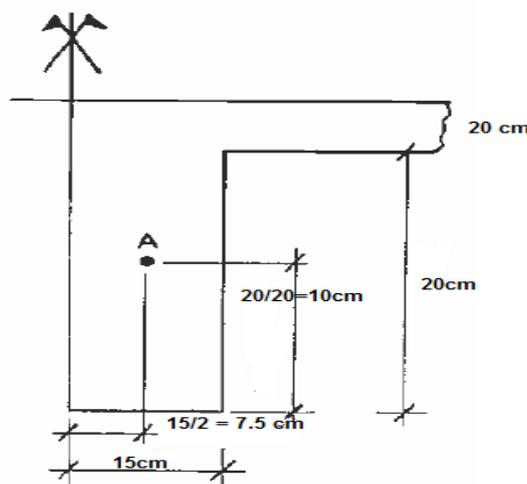
On vérifie :

$$M_R = 250.69 \text{ KN.m} > M_0 = 72.01 \text{ KN.m}$$

Le poutre est stable au feu pendant 1h.

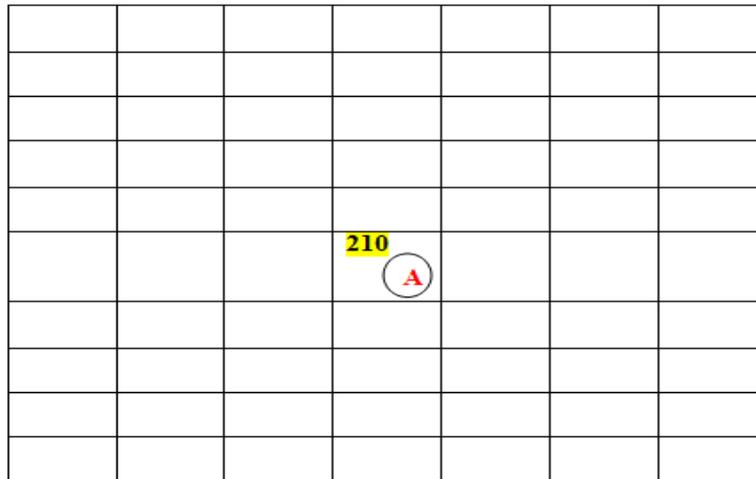
**VI.4.3. Vérification de l'effort tranchant a haut température dans la travée de poutre la plus défavorable :**

la température Au point A , indiqué sur la figure suivant et d'après les tableaux (tableau VI.27. tableau VI.29 Voir l'annexe) est :



Les températures des aciers Pour  $b = 28$  et  $SF = 1h$  (tableau VI.27. Voir l'annexe)

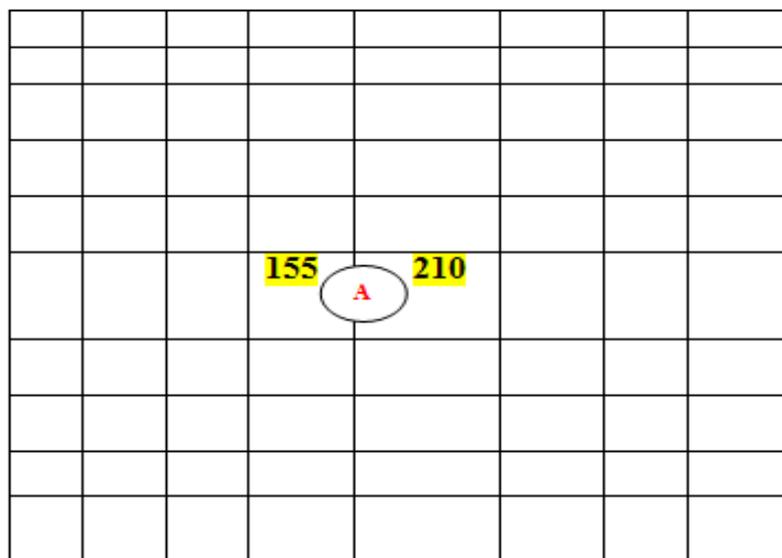
**Tableau VI.35 :** Température des aciers en travée de la poutre principale (b=28)



14cm

Les températures des aciers Pour  $b = 32$ ,  $SF = 1h$  (tableau VI.29. Voir l'annexe)

**Tableau VI.36:** Température des aciers en travée de la poutre principale (b=32)



16cm

D'après les deux tableaux la température des aciers en travée pour  $b = 30$  e  $SF = 1h$

$$\text{Acier 1 : } \Theta = \frac{210+182.5}{2} = 200^{\circ}\text{c}$$

Soit  $\Phi_b = 1$

L'effort tranchant maximal qui correspond à la température  $\Theta = 200^{\circ}\text{c}$  est :

$$V_{\theta} = 232.63 \text{ KN}$$

$$\tau_{\theta} = \frac{V}{b d} = \frac{232.63 \times 10^3}{300 \times 360} = 2.15 \text{ MPa}$$

On vérifie :

$$\tau_{\theta} = 2.15 \text{ MPa} < 0.2 f_{cj\theta} = 0.2 \Phi_b 1.1 f_{c28} = 0.2 \cdot 1 \cdot 27.5 = 5.5 \text{ MPa.}$$

A mi – hauteur de l'âme d'après les tableaux (**Tableau VI.27 , Tableau VI.29** )

$$\text{La température dans l'étrier : } \Theta = 100^{\circ}\text{c} \quad \text{Soit } \Phi_s = 0.989$$

$$\text{La température dans le cadre : } \Theta = \frac{440+620}{2} = 520^{\circ}\text{c} \quad \text{Soit } \Phi_s = 0.264$$

➤ **La section réduite d'armatures transversales :**

$$A_{\theta} = \left( \frac{\Phi_s \text{ etrier} + \Phi_s \text{ cadre}}{2} \right) 0.5 \cdot 4 = \left( \frac{0.989 + 0.264}{2} \right) 0.5 \cdot 4 = 1.253 \text{ cm}^2$$

➤ **L'effort équilibré :**

$$F_{\theta} = A_{\theta} \cdot f_e = 1.253 \cdot 10^{-4} \cdot 400 = 0.0501 \text{ MN} = 50.12 \text{ KN}$$

La même nappe d'armatures équilibre à froid :

$$F = A \cdot f_e / \gamma_s = 4 \cdot 0.5 \cdot 10^{-4} \cdot 400 / 1.15 = 0.079 \text{ MN} = 79 \text{ KN}$$

L'effort tranchant à froid :

$$V_u = 253.99 \text{ KN}$$

Le document technique unifié relatifs au comportement au feu des structures (**DTU**)

demande de vérifier :

$$F_{\theta} \geq F \cdot V_{\theta} / 1.5 v_u$$

$$50.12 \geq 79 \cdot 232.63 / 1.5 \cdot 253.99 = 50.12 \text{ KN} \geq 48.23 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

### VI.5.Ferrailage des voiles :

#### VI.5.1. Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme.

Donc, le voile est sollicité par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$ , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

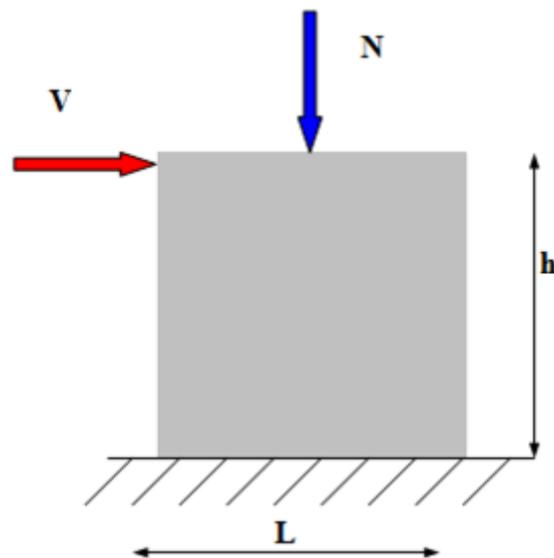


Figure VI.11: Sollicitations des voiles

Notre ouvrage comprend un type de voile ( $L = 1.25\text{m}$ ), que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- **Zone I** : RDC, 1<sup>er</sup> étage.
- **Zone II** : 1, 2, 3<sup>ème</sup> étage.
- **Zone III** : 4, 5, 6<sup>ème</sup> étage.

**VI.5.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

**VI.5.3. Rôle de contreventement :**

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et structuraux.

**VI.5.4. Les avantages des voiles :**

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant.
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

**VI.5.5. Recommandations du RPA99/2003 pour les voiles :****a. Armatures verticales :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

#### **b. Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

#### **c. Armatures transversales :**

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :  
 $S \leq 1.5 e$   
 $S \leq 30 \text{ cm}$   
**e** : épaisseur du voile
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - **40 $\Phi$**  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
  - **20 $\Phi$**  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

**d. Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**e. Armatures de potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**VI.5.6. Combinaisons de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en compte sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL91/99} \quad \left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{(ELU)} \\ G + Q & \text{(ELS)} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA99/2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

**VI.5.7. Calcul du ferrailage des voiles :**

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

- **1<sup>er</sup> cas** :  $N^{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$
- **2<sup>eme</sup> cas** :  $N^{\min}$ ,  $M_{\text{corr}}$
- **3<sup>eme</sup> cas** :  $M_{\max}$ ,  $N_{\text{corr}}$

**VI.5.7.1. Présentation de la méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué à la base du voile.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus comprimé.

I : moment d'inertie de la section du voile.

**NB :** L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

**On distingue 3 cas :****1<sup>er</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

$L_c$  : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

- La section d'armature minimale :

$$A_{\min} \geq \text{Max} \begin{cases} 0.2 \% L.e \\ 4 \text{ cm}^2 + 2 (L + e) \end{cases}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

$L_T$  : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/fe$$

- La section d'armature minimale :

$$A_{\min} \geq \frac{B F_{t28}}{f_e}$$

### 3<sup>ème</sup> cas :

Si ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/fe$$

- Si  $A_v < A_{\min}$ , on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

La section d'armature minimale :

$$A_{\min} \geq 0.23 \frac{F_{t28}}{F_e} b d$$

### VI.5.7.2. Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Zone I) de ( $L = 1.25$  m;  $e = 0.2$  m)

#### ✓ Détermination des sollicitations :

$$N = 485.89 \text{ kN}$$

$$M = 836.616 \text{ kN.m}$$

$$V = 203.83 \text{ kN}$$

$$B = L \times e = 0.25 \text{ m}^2$$

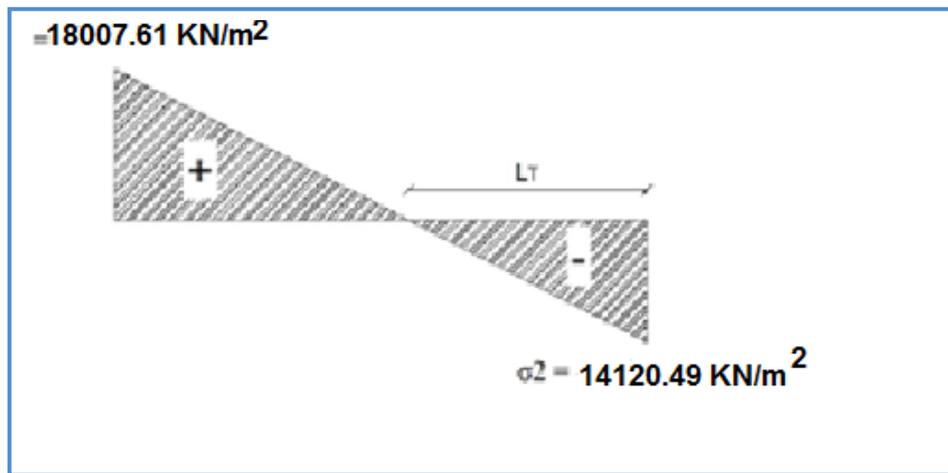
$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.03255 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 0.625 \text{ m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{485.89}{0.25} + \frac{836.616 \times 0.625}{0.03255} = 18007.61 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{485.89}{0.25} - \frac{836.616 \times 0.625}{0.03255} = -14120.49 \text{ kN/m}^2$$



**Figure VI.12:** Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue

⇒ La section est partiellement tendue :

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{14120.49}{14120.49 + 18007.61} \times 1.25 = 0.54 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{14120.49}{2} \times 0.20 \times 0.54 = 762.50 \text{ kN}$$

✓ **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{762.50 \times 10}{400} = 19.06 \text{ cm}^2$$

$$(A_v / ml) / \text{Face} = (19.06 / 0.54) / 2 = 17.64 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armature minimale :**

$$A_{\min} = \max \left( 0.2\% e L_T, \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

$e$  : épaisseur du voile.

$L_T$  : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(2.16; 13.12) = 13.12 \text{ cm}^2$$

$$(A_{\min} / ml) / \text{Face} = (13.12 / 0.54) / 2 = 12.14 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 203.83 \times 10}{400} = 7.84 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc : } A_{sV} = \text{Max}(A_V; A_{\min}) = 17.64 \text{ cm}^2 / \text{face}$$

✓ **Calcule la longueur de la zone d'about et la zone courante :**

- La longueur de la zone d'about :

$$l_{za} = \frac{L}{10} = 0.125 \text{ m}$$

- La longueur de la zone courante :

$$l_{zc} = L - 2 l_{za} = 1 \text{ m}$$

✓ **Le ferrailage adopté:**

- En zone d'about :

$$\text{On adopte : } \mathbf{2HA16} \quad (A_s = \mathbf{4.02 \text{ cm}^2})$$

- En zone courante :

$$\text{On adopte : } \mathbf{9HA16} \quad (A_s = \mathbf{18.10 \text{ cm}^2})$$

$$\text{Donc } A_s \text{ adopté : } \mathbf{A_s = 26.14 \text{ cm}^2 / \text{face} .}$$

✓ **Espacement**

- En zone courante :  $S_t \leq \min(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 12 \text{ cm}$$

- En zone d'about :  $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 6 \text{ cm}$

✓ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{26.14}{4} = 6.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA : } A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 125 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B\right) = 6.53 \text{ cm}^2$$

Soit : **12HA10=9.42 cm<sup>2</sup>/nappe** avec : **S<sub>h</sub> = 15cm**

✓ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : **4φ8**

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**• **Selon le RPA99 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 203.83 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 1.25} = 1.26 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

• **Selon le BAEL :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{203.83 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 1.25} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1121.61 \times 10^{-3}}{0.20 \times 1.25 + (15 \times 52.28 \times 10^{-4})} = 3.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

✓ Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

**Tableau VI.37** : Ferraillage verticale du voile

Zone	N , M	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (kN)	Av (cm <sup>2</sup> )
Zone I	N <sup>min</sup>	-485.89	836.61	14120.4	-18007.61	SPC	0.67	0.54	762.5	19.06
	N <sup>max</sup>	1498.16	831.62	21960.9	-9975.44	SPC	0.86	0.39	389.0	9.72
	M <sup>max</sup>	706.26	966.60	21384.4	-15734.86	SPC	0.83	0.42	660.8	16.52
Zone II	N <sup>min</sup>	-223.49	281.45	6297.91	-4509.99	SET	0	1.26	-568.2	5.88
	N <sup>max</sup>	890.55	247.58	8316.04	-1191.64	SPC	1.09	0.15	17.87	0.46
	M <sup>max</sup>	643.38	314.10	8604.72	-3457.58	SPC	0.90	0.35	121.0	0.42
Zone III	N <sup>min</sup>	-27.02	60.65	5512.03	-5295.87	SPC	0.61	0.63	333.6	8.1
	N <sup>max</sup>	396.76	18.03	1933.23	1240.85	SEC	1.25	0.00	396.7	3.52
	M <sup>max</sup>	243.37	114.11	3164.53	-1217.57	SPC	0.46	0.78	94.97	0.23

**NB** : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N<sup>max</sup> ; N<sup>min</sup> ; M<sup>max</sup>.

**Tableau VI.38**: Choix des barres verticales du voile

		choix des barres (armatures verticales)/nappe							
Zone	Av (cm <sup>2</sup> )	Avj (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)
I	19.06	7.84	12.14	17.64	18.10	<b>9HA16</b>	12	<b>2HA16</b>	07
II	5.88	7.58	5.20	2.33	12.06	<b>6HA16</b>	15	<b>2HA16</b>	07
III	8.1	0.51	10.41	6.42	12.06	<b>6HA16</b>	15	<b>2HA16</b>	07

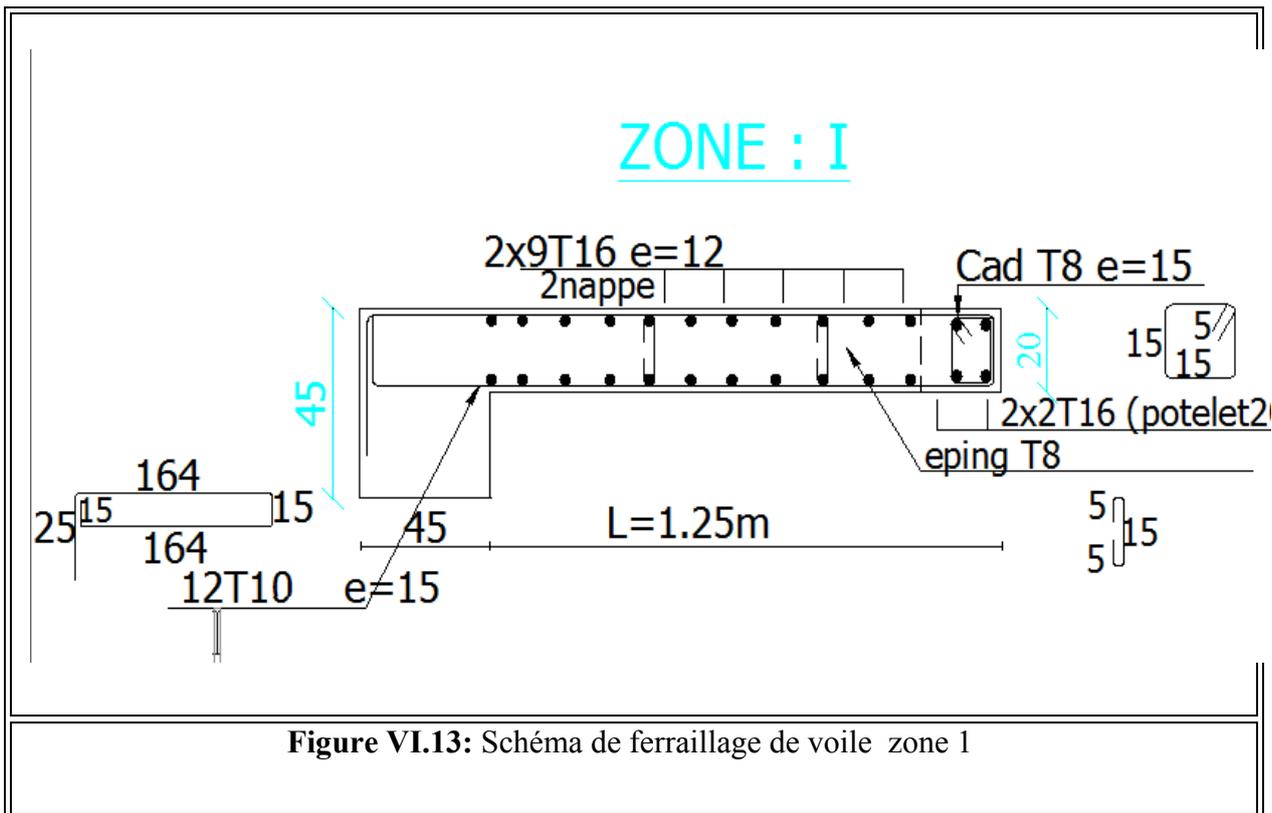
**Tableau VI.39** : Choix des barres horizontales du voile

		choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Zone	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	St(cm)	
I	6.53	3.75	9.42	<b>12HA10</b>	15	
II	5.02	3.75	9.42	<b>12HA10</b>	15	
III	5.02	3.75	9.42	<b>12HA10</b>	15	

Tableau VI.40 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

Zone	V	Vérification de contraintes de cisaillement					vérification à l'ELS				
		$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	OBS	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
I	203.53	1.26	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.9	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1121.61	3.53	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
II	196.9	1.22	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.87	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	746.43	2.50	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
III	13.42	0.08	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.05	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	384.53	1.34	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **Schéma de ferrailage :** Le ferrailage obtenu est représenté dans les figures suivantes :



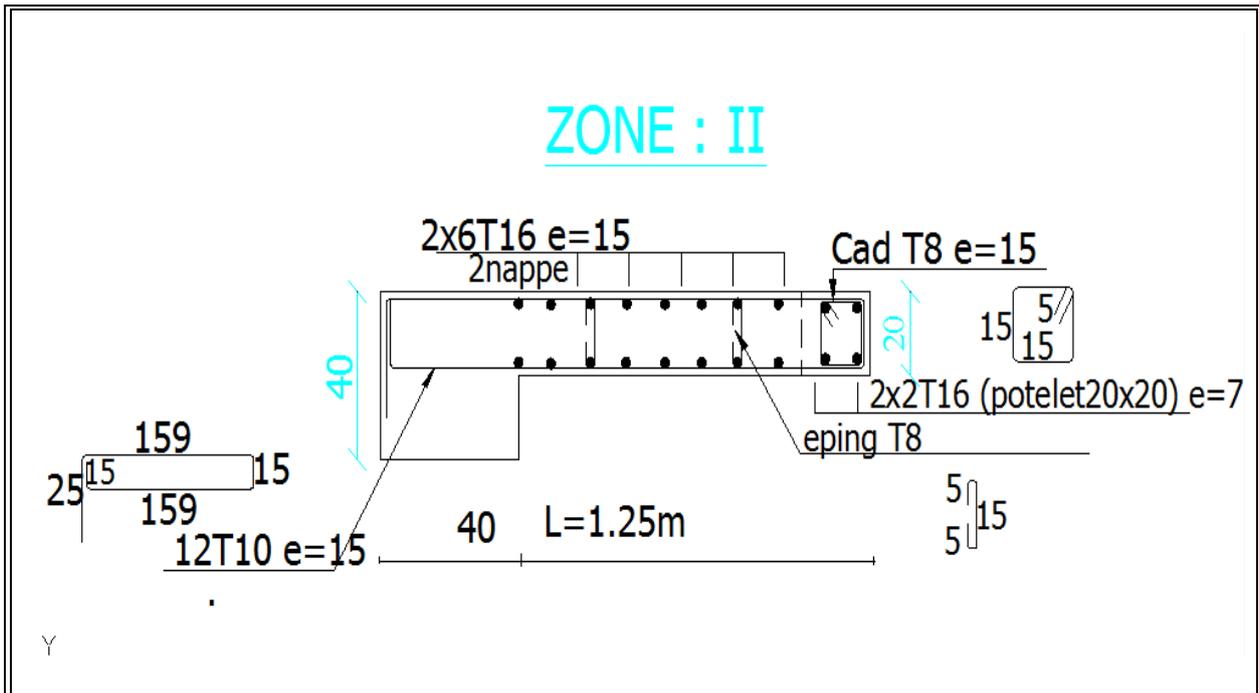


Figure VI.14: Schéma de ferraillage de voile zone 2

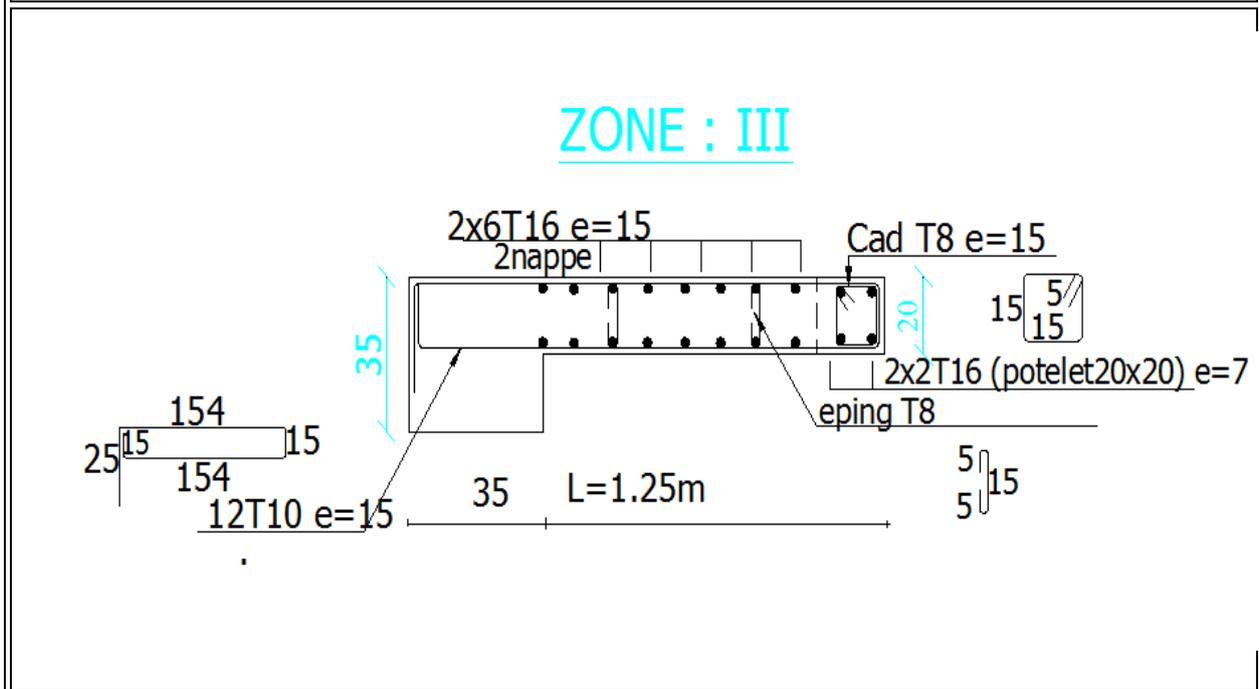


Figure VI.15 : Schéma de ferraillage de voile zone 3

## VI.6. Justification des murs au feu :

### VI.6.1. Introduction :

La justification des murs au feu est conduite en aménageant les formules utilisées pour le calcul à froid pour tenir compte du caractère accidentel de la sollicitation.

Le document technique unifié du comportement au feu des structures en béton (D.T.U) admet que les moyens mis en œuvre pour la prise en compte du flambement à la température ambiante demeurent valables lors de l'incendie.

### VI.6.2. Vérification de la stabilité au feu dans 1h pour les murs :

#### VI.6.2.1. Températures moyennes du béton :

La température moyenne dans l'épaisseur du mur peut être lue dans l'un des deux tableaux suivant :

- Le cas d'un mur attaqué par le feu sur une seule face (**Tableau VI.41 voir l'annexe**)
- Le cas d'un mur attaqué par le feu sur ses deux faces simultanément (**Tableau VI.42 voir l'annexe**)

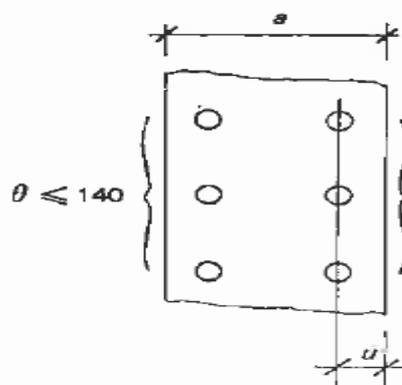
La première hypothèse est habituellement admise pour les murs qui doivent jouer un rôle coupe –feu.

#### VI.6.2.2. Températures des aciers :

##### a). Cas des murs coupe –feu (feu sur une face) :

pour les aciers proches de la face chaude, les températures sont lues dans le (**Tableau VI.43 voir l'annexe**)

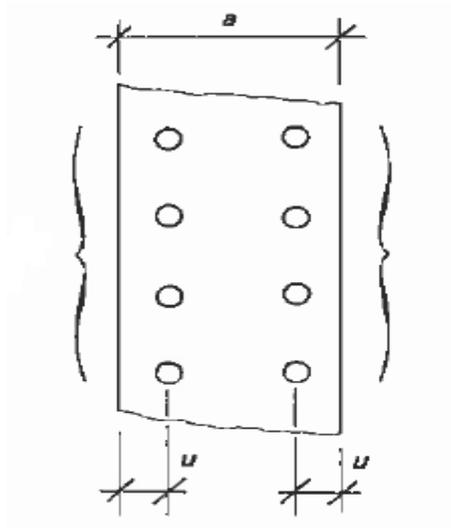
Pour les aciers proches de la face froide, on admet une température inférieure à 140°C



**Figure VI.16:** Températures des aciers des murs proches à la face froide

**b). Cas des murs non coupe –feu (feu sur deux faces ) :**

On peut utiliser (**Tableau VI.44 voir l'annexe**) en assimilant le mur a une poutre de largeur  $b_0=a$



**Figure VI.17 :** Températures des aciers des murs non coupe feu

**VI.6.2.3.L a section réduite a chaud du béton :**

A la température moyenne  $\Theta_m$  du béton correspond un coefficient d'affaiblissement  $\phi_b$  (**Tableau II.3 voir l'annexe**), d'où la section réduite a chaud du béton est noté:

$$B_{\Theta} = \phi_b B .$$

B : représenté la section réelle du mur.

**VI.6.2.4.La section réduite a chaud des aciers :**

Chaque acier est porté a une température  $\Theta_i$  a laquelle correspond un coefficient d'affaiblissement  $\phi_{si}$  (**Tableau II.7 voir l'annexe**), d'où la section réduite a chaud des aciers est noté :

$$A_{\Theta} = \phi_{si} A_i.$$

**VI.6.2.5.Force portante :**

Le document «**Parois et murs en béton banché – Règles de calcul D.T .U** » admet une contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_b = 0.5 \alpha \beta \sigma'_{28}$$

Si on admet :  $f_{c28} = 0.85 \sigma_{28}$  ,  $\gamma_b = 1.5$  et  $\gamma_s = 1.4$

On peut écrire :  $\bar{\sigma}_u = 0.5 \alpha \beta \frac{f_{c28}}{0.85} \times \frac{1.5}{1.5} \times 1.4 = 1.24 \alpha \beta \frac{f_{c28}}{1.5}$

Au feu , par analogie avec les poteaux on peut diviser la contrainte limite par 0.85 , soit :

$$\bar{\sigma}_u = \frac{1.24}{0.85} \alpha \beta \frac{f_{c28}}{1.3} = 1.4 \alpha \beta \frac{f_{c28}}{1.3}$$

Finalement la force portante sera calculée par la formule suivante :

$$N_R = 1.4 \alpha \beta \left[ \frac{B \theta F_{c28}}{1.3} + A_{\theta} F_e \right]$$

Avec :

$$\alpha = 1 - \frac{10e}{3a} \quad \text{ou } e = \text{Max} \left[ \frac{Lf}{300} ; 1 \text{ cm} \right]$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2}$$

$$\lambda = \frac{Lf \sqrt{12}}{a}$$

**VI.6.2.6.vérification de la stabilité :**

La stabilité des murs est prouvée si  $N_R \geq N$

L'effort N est évaluée a partir des combinaison à haute température.

**VI.6.2.7.Application :**

On considère comme exemple de justification de la résistance au feu le mur possédant les caractéristiques suivantes pour une durée coup – feu 1h :

**Tableau VI.45 :** Tableau récapitulatif des caractéristiques du mur

Epaisseur (cm)	L (cm)	La hauteur d'étage (cm)	F <sub>c28</sub> (MPa)	F <sub>e</sub> (MPa)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) par face	A <sub>sadp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) par face	Choix d'armature	St (cm)
20cm	4.08	4.08	25	400	20.91	22.12	11HA16	12

a).Schéma de ferraillage de voile :

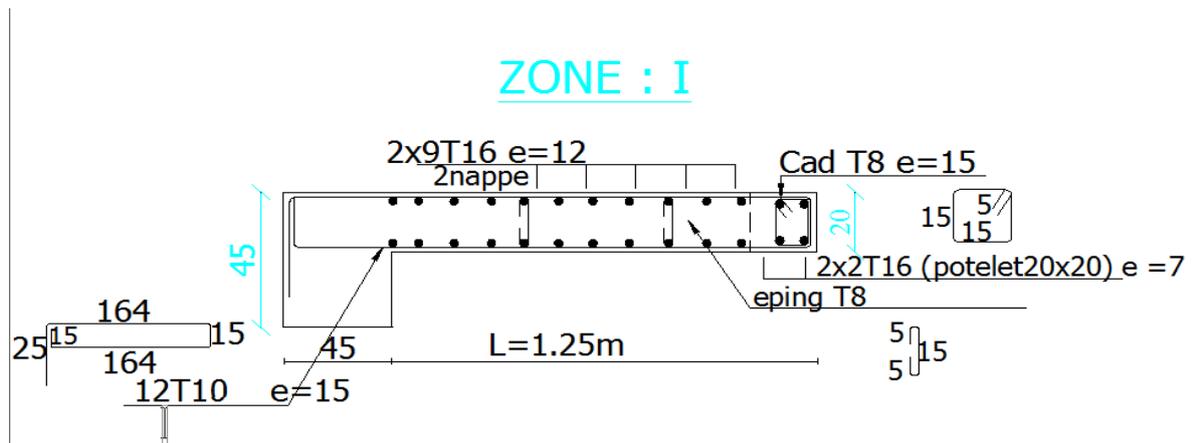


Figure VI.18: schéma de Ferraillage de voile

b).Températures moyennes du béton :

On suppose que le feu attaque sur une seule face :

La température moyenne du béton :

D'après le (Tableau VI.44 voir l'annexe)  $\implies e = 20\text{cm}$  donc  $\Theta_m = 300\text{ °c}$

Il y correspond le coefficient d'affaiblissement du béton  $\phi_b = 0.922$

c).La section réduite a chaud du béton :

$$B_{\Theta} = 0.922 \times 0.20 \times 1 = 0.1844\text{m}^2/\text{ml}$$

d).Températures des aciers :

Pour CF=1h et u = 3 cm

D'après le (Tableau VI.43 voir l'annexe) , la température des acier est :  $\Theta = 400\text{ °c}$

e).L a section réduite a chaud des aciers :

Tableau VI.46: Tableau récapitulatif des sections réduites a chaude

	Choix des barres	As/ ml par face	$\Theta$	$\phi_s$	$\phi_s A$
Face chaude	11HA16	22.12	400	0.695	15.37
Face Froide	11HA16	22.12	$\leq 140$	1	22.12

$\phi_s$  : Les coefficients d'affaiblissement d'acier sont lues dans (Tableau II.7 voir l'annexe)

Donc :  $A_{\theta} = \sum A \phi_s = 37.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**f). Force portante :**

**f.1) .Calcul l'élancement  $\lambda$  :**

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

➤ longueur de flambement  $L_f$  :

$$L_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.85 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.85 \sqrt{12}}{0.2} = 49.36$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2} = \frac{1}{1 + 2 \left( \frac{49.36}{100} \right)^2} = 0.67$$

$$e = \text{Max} \left[ \frac{L_f}{300} ; 1 \text{ cm} \right] = \text{Max} [0.95 ; 1 \text{ cm}] = 1 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1 - \frac{10e}{3a} = 1 - \frac{10 \times 1}{3 \times 20} = 0.84$$

**f.2). La force portante :**

$$N_R = 1.4 \alpha \beta \left[ \frac{B}{1.3} F_{c28} + A_{\theta} F_e \right]$$

$$N_R = 1.4 \cdot 0.84 \cdot 0.67 \left[ \frac{0.1844 \times 25}{1.3} + 37.49 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \right] = 3970.80 \text{ KN/m}$$

**g). vérification de la stabilité :**

La stabilité du mur est prouvée si  $N_R \geq N$

L'effort N est évaluée à partir des combinaison à haute température L'ELUT.

$$N = 1476.66 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_R = 3970.80 \text{ KN} \geq N = 1476.66 \text{ KN}$$

Le mur est encore stable au feu pendant 1h

**VII. Etude de L'infrastructure :****VII.1. Introduction :**

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

**VII.2. Différents types de fondations :****a) Fondations superficielles :**

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

**b) Fondation semi-profonde :**

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

**c) Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environs.

**VII.3. Etude de sol :**

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol a donné la valeur 2.00bars pour la contrainte admissible du sol ( $\tau_{sol}$ ) pour une profondeur de 1.60m.

**VII.4. Stabilité des fondations :**

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

➤ **des sollicitations dues à la superstructure qui sont :**

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

➤ **des sollicitations dues au sol qui sont :**

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage .En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

### VII.5. Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

### VII.6. Choix de type de fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

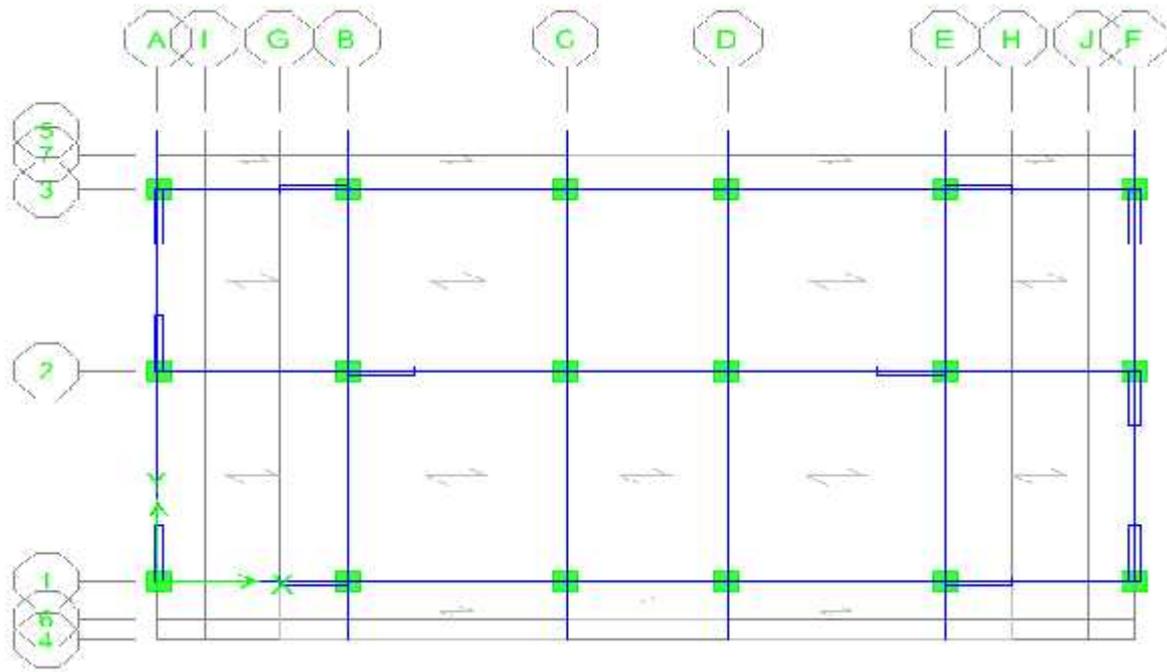
- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Semelle isolée.
- Radier général

### VII.7.les surfaces nécessaires des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{se} = \frac{\Sigma N_s}{\sigma_s}$$

- Schéma illustrant les fils de poteau :



- Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

**Tableau VII. 1** : Les surfaces revenant aux semelles

File	N(KN)	L(m)	$\sigma_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	S(m <sup>2</sup> )
A	1610.84	11.65	200	8.05
B	1256.51	11.65	200	6.28
C	1274.22	11.65	200	6.37
D	1929.11	11.65	200	9.64
E	1247.58	11.65	200	6.23
F	1619.61	11.65	200	8.09
1	3470.94	18.40	200	17.35
2	4202.85	18.40	200	21.05
3	2347.32	18.40	200	11.73

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\text{semelles}} = S_s = 94.76 \text{ m}^2 \\ S_{\text{bi}} = L_x \times L_y = 214.36 \text{ m}^2 \\ s = 0,2 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

On a :

$$\frac{S_{\text{se}}}{S_{\text{bi}}} = \frac{9.7}{2.3} = 0,44 \quad 0,5$$

➤ **Remarque :**

Alors, on voit bien que les dimensions des semelles ne provoquent pas un chevauchement, ceci nous amène à proposer :

- Des semelles isolées sous poteaux.
- Et semelle filante sous voiles.

## VII.8. Semelles isolées sous poteaux :

### VII.8.1. Dimensionnement de la semelle isolé :

Les dimensions de la semelle sont calculées d'après les efforts de service. En première approximation on néglige le poids propre de la semelle (inconnu à ce stade de calcul). De plus, on dimensionne la semelle comme si l'effort  $N_{\text{ser}}$  était centré

➤ **Les sollicitations :**

Pour le calcul d'une semelle isolée on choisit le poteau le plus sollicité **C16**.

**Tableau VII. 2:** Sollicitations de poteau le plus défavorable

Section de poteaux	sol (KN/m <sup>2</sup> )	Effort normal (KN)		Moment fléchissant (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS
45X45 cm <sup>2</sup>	200 KN/m <sup>2</sup>	1018.56	642.73	6.66	4.82

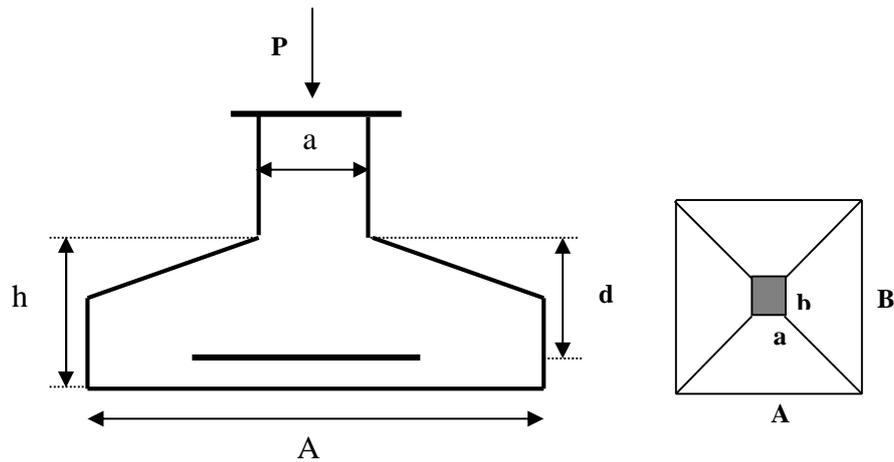


Figure VII. 1 : Représentation des semelles isolées sous poteaux carrée

➤ **Homothétie des dimensions :**

On considère une semelle carrée [AxB ] sous un poteau carré :

$$\frac{a}{h} = \frac{A}{B} = 1 \quad \longrightarrow \quad \text{Semelle carrée } A = B$$

✓ **a ELS :**

$$B \geq \sqrt{\frac{a N}{b \bar{\tau}_{sol}}} \quad \longrightarrow \quad a = b = 1$$

Avec :

$\bar{\tau}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

(A.B) : la section de la semelle.

➤ **Choix de la largeur B :**

$$B \sqrt{\frac{6 \cdot 7}{2}} = 1.79 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad B = 2.00\text{m}$$

On prend  $A = B = 2\text{m}$

➤ **La hauteur utile minimale :**

La hauteur utile minimale de la semelle est prise d'après les conditions :

$$d_b \geq \frac{B - b}{4}; \quad d_a \geq \frac{A - a}{4}$$

La hauteur de la semelle doit aussi vérifie :

$$d \geq 20 \phi$$

$\phi$  : diamètre maximal des barres des poteaux

$$d_b \geq \frac{200 - 45}{4}; d_a \geq \frac{200 - 45}{4}$$

Donc :

$$d_b = d_a = 40\text{cm}$$

Avec :

$$d = 40 \text{ cm} \quad 20.2 = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **La hauteur totale :**

La hauteur total de la semelle est prise d'après les conditions :

$$h = \max \left\{ \begin{array}{l} d_b \\ d_a \end{array} \right\} + 5c$$

$$h = 40 + 5 = 45\text{cm}$$

**VII.8.2. Vérification de la contrainte de sol:**

Pour préciser les dimensions, on vérifie les contraintes sous la semelle en prenant en compte les efforts, y compris le poids propre de la semelle.

$$N_s = N_s + G_0$$

$G_0$  : le poids propre de la semelle

$$G_0 = 0.45 \times 2 \times 2 \times 25 = 45 \text{ KN}$$

$$N_s = 642.73 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 642.73 + 45 = 687.73 \text{ KN}$$

$$e : \text{Excentricité} : e = \frac{M}{N} = 0.007$$

$$e = 0.007 \leq \frac{A}{6} = 0.33$$

Pour que  $\sigma_m > 0$  ( $e \leq \frac{A}{6}$ ) le diagramme de répartition des contraintes est trapézoïdal. La contrainte maximale  $\sigma_M$  ne doit pas dépasser la valeur  $1,33\overline{\sigma_s}$  :

Les contraintes au sol sont :

$$\sigma_M = \frac{P_s}{A.B} \left( 1 + \frac{6e_{us}}{B} \right)$$

$$\sigma_m = \frac{P_s}{A.B} \left( 1 - \frac{6e_{us}}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \left( 1 + \frac{6 \times 0.0}{2} \right) \frac{6 \cdot 7}{2 \times 2} = 175.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left( 1 - \frac{6 \times 0.0}{2} \right) \frac{6 \cdot 7}{2 \times 2} = 168.32 \text{ KN/m}^2$$

$$M = 175.54 \text{ KN/m}^2 \quad 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**VII.8.3. Vérification de la stabilité au renversement :**

D'après l'article 10.1.5 du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003), quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.007 \leq \frac{B}{4} = 0.5 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**VII.8.4. Condition de non-poinçonnement :**

Dans le cas de semelle sur sol donnant lieu à des contraintes de calcul du sol élevées, on doit justifier le comportement de la semelle au poinçonnement. La condition de non-poinçonnement s'écrit, comme pour les dalles:

$$P_u \leq 0.045 u_c h f_D$$

Avec :

h : épaisseur de la semelle dans la section au nu du poteau ;

u<sub>c</sub> : périmètre de la surface d'impact au niveau du feuillet moyen de la semelle:

$$u_c = 2[(a + h) + (b + h)]$$

$$U_c = 2[(0.45+0.45)+(0.45+0.45)] = 3.6 \text{ m}$$

$$N_u = N_u - \frac{[N_u + 1.35G_0 \cdot (a_2 b_2)]}{A.B}$$

$$a_2 = a + 2h; \quad b_2 = b + 2h$$

$G_o$  : poids propre de la semelle

$$a_2 = 0.45 + 2 \times 0.45 = 1.35 \text{ m}$$

$$b_2 = 0.45 + 2 \times 0.45 = 1.35 \text{ m}$$

$$N_u = 1018.56 - \frac{[1.5 + 1.3 \times 4 \cdot (1.3 \times 1.3)]}{2 \times 2} = 736.24 \text{ KN}$$

$$0.045 u_c h f_b = 0.045 \times 3.6 \times 0.45 \times 14.20 \times 10^3 = 1035.18 \text{ KN}$$

$$.N_u = 736.24 \text{ K} \leq 0.045 u_c h f_b = 1035.18 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

### VII.8.5. Calcul du ferrailage :

#### a- Calcul a L 'ELU :

$$N_{u_{\max}} = 1018.56 \text{ KN}; M_u = 6.665 \text{ kN.m}$$

Lorsque la semelle est entièrement comprimée (**donc**  $e_o < B/6$ ) et lorsque la différence entre la contrainte maximale et celles minimale est inférieure à la moitié de la contrainte moyenne, ce qui conduit à:  $e_o < B/24$

$$e_o = 0.0065 < 2/6 = 0.33 \text{ et } e_o = 0.0065 < 2/24 = 0.083$$

#### ✓ Effort normal fictif $N_u'$ :

$$N_u = N_u \left( 1 + \frac{3e_o}{B} \right)$$

$$N_u = 1018.56 \left( 1 + \frac{3 \cdot 0.0065}{2} \right) = 1028.49 \text{ KN}$$

En utilisant la méthode des bielles, on calcule les armatures :

#### ✓ Parallèlement au coté A : (nappe inférieur)

$$A_a = \frac{N (A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s}$$

#### ✓ Parallèlement au coté B : (nappe supérieur)

$$A_b = \frac{N (B - b)}{8 \cdot d_b \cdot \sigma_s}$$

$$A_{a_u} = A_{b_u} = \frac{1.4 (2 - 0.4)}{8 \times 0.4 \times 3} = 12.21 \text{ cm}^2$$

La fissuration étant considéré préjudiciable les sections adoptées sont :

$$A_{a u} = A_{b u} = 1.1 A_a = 1.1 A_b = 1.1 \times 12.21 = 13.43 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 9 \text{ HA}14 = 13.85 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de l'espacement:**

$$S_t \quad 200/9 = 22.22 \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{f}{4 \tau}$$

$$s = 0.6 (s)^2 f_{tj}$$

$$s = 1.5 \quad (\text{HA})$$

: Diamètre des barres longitudinales

$$s = 0.6 \cdot (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.73 \text{ MPa}$$

$$L_s = 14 \frac{4}{4 \cdot 2.7} = 512.82 \text{ mm}$$

On prend :  $L_s = 520 \text{ mm}$

$$L_s = 520 \text{ mm} \quad \frac{E}{4} = \frac{2}{4} = 500 \text{ mm} \longrightarrow \text{prévoir crochets d'ancrage.}$$

➤ **Dispositions constructives:**

Les armatures disposées du lit inférieur du quadrillage, elles doivent être munies de retours ou crochets pour équilibrer l'effort provenant des bielles. Ces retours ou crochets doivent avoir un rayon de courbure suffisant pour satisfaire la condition de non écrasement du béton, ces retours se feront avec un angle au centre de  $120^\circ$  au minimum.

❖ Schéma de ferrailage d'une semelle isolé :

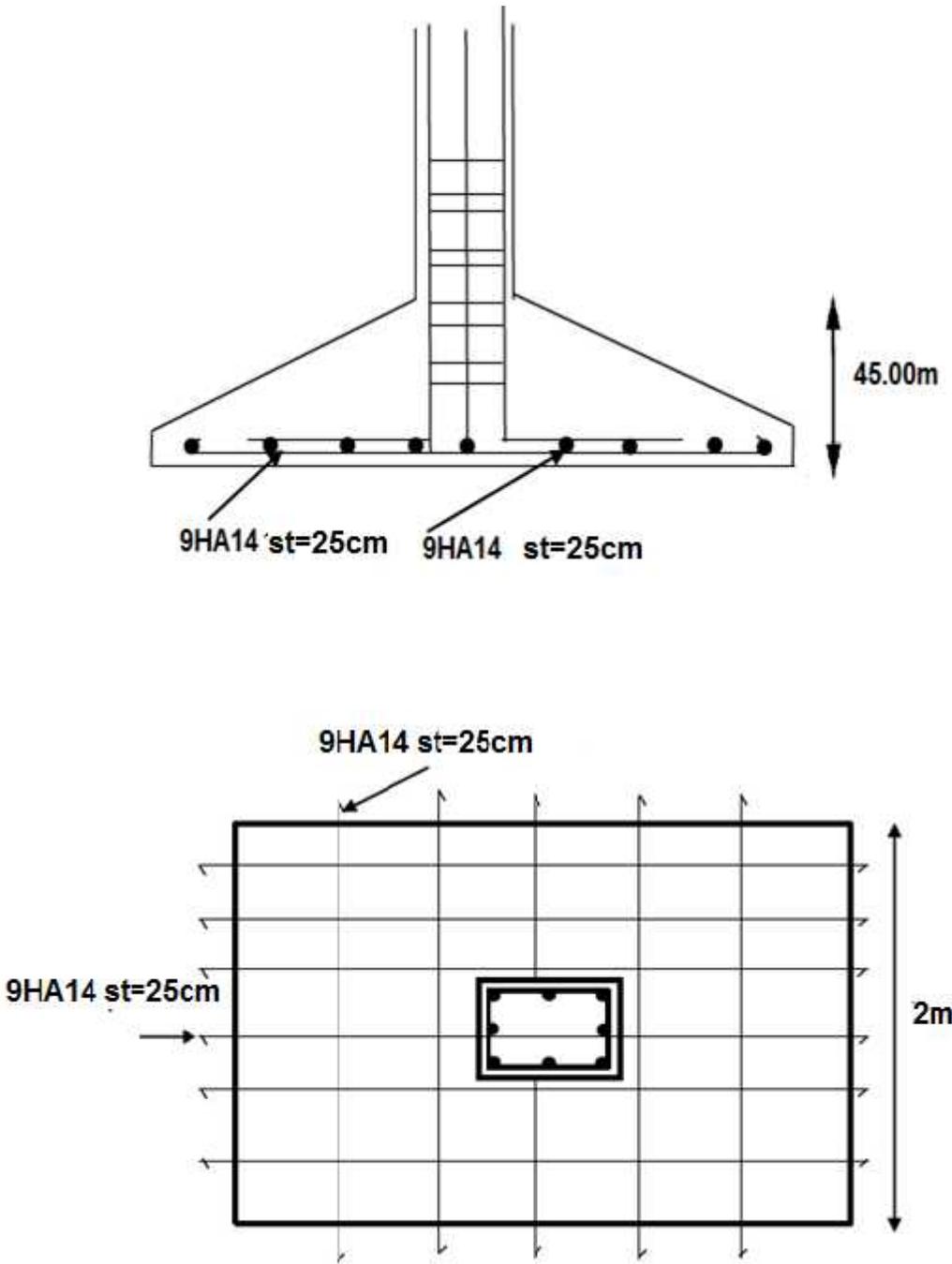


Figure VII. 2 : Schéma de ferrailage d'une semelle isolé

## VII.9. Semelle filante sous voile :

## VII.9.1. Dimensionnement de la semelle filante

## ➤ les sollicitations :

Pour le calcul d'une semelle sous voile on choisit le voile le plus sollicité

La longueur de voile (m)	sol (KN/m <sup>2</sup> )	Effort normal (KN)		Moment fléchissant (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS
1.25	200 KN/m <sup>2</sup>	1274.61	801.49	22.44	16.27

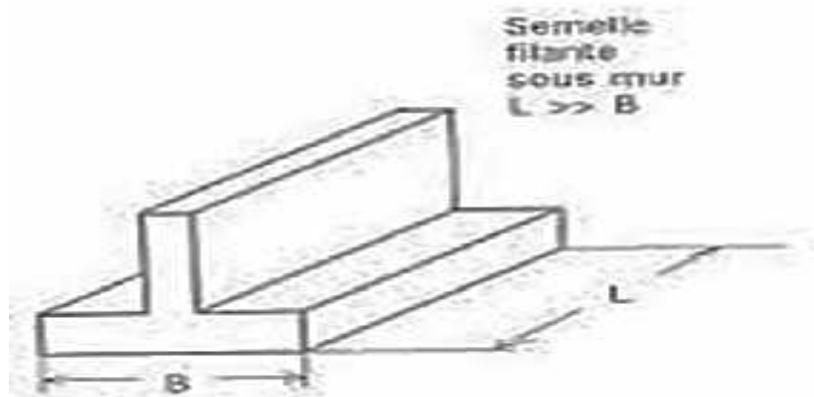


Figure VII. 3 : Représentation des semelles filante sous voile

- La semelle filante sous voile la longueur est connue ( $L=1.25$  m) on déterminé la largeur de la semelle :

$$B = 6 e + P_{ser} / \sigma_{sol} .L$$

$$P_{ser} = P1 + 1.35 (0.05. P1)$$

$P1$  : l effort normal à la base de voile

$L$  : Longueur de la semelle

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{sol} = 2.00$  bars )

$$P_{ser} = 801.49 + 1.35 (0.05. 801.49) = 855.57 \text{ KN}$$

Avec :

e : Excentricité ( $e = \frac{M_5}{P_1}$ )

$$e = \frac{1.2}{8.4} = 0.019$$

$$B = 6.0.019 + 855.57 / 200.1.25 = 3.52 \text{ cm}$$

On prend : B=3.5 m

➤ **La hauteur utile minimale :**

$$d = \max\left(\frac{A-d}{4}; \frac{B-d}{4}\right) = 76.25 \text{ cm} = 0.7625 \text{ m}$$

on prend : d= 80cm

➤ **La hauteur totale :**

$$h = d + 5 = 80 + 5 = 85 \text{ cm}$$

$$h = 85 \text{ cm}$$

➤ **la hauteur du patin :**

$$h_p = h_t / 2 = 85 / 2 = 42.5 \text{ cm}$$

$$h_p = 45 \text{ cm}$$

➤ **la longueur de débord D :**

La longueur « D » du débord doit être telle que :

$$d/2 \leq D \leq 2d$$

d : hauteur utile de la semelle=80cm.

$$40 \leq D \leq 160, \text{ soit : } D = 50 \text{ cm.}$$

### VII.9.2. Vérification de la stabilité :

➤ **Selon le BAEL91, on a :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1.2}{8.4} = 0.019 \quad \frac{B}{6} = \frac{3.5}{6} = 0.58 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **Selon le RPA99/version 2003, on a :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1.2}{8.4} = 0.019 \quad \frac{B}{4} = \frac{3.5}{4} = 0.87 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**VII.9.3.Vérification de la contrainte de sol:**

$$N_s = N'_s + G_0$$

$G_0$  : le poids propre de la semelle

$$G_0 = 0.85 \times 1.25 \times 3.5 \times 25 = 92.97 \text{ KN}$$

$$N_s = 801.49 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 801.49 + 92.97 = 894.46 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.018$$

$$e = 0.018 \leq \frac{A}{6} = 0.2$$

Pour que  $\sigma_m > 0$  ( $e_0 \leq \frac{A}{6}$ ) le diagramme de répartition des contraintes est trapézoïdal. La contrainte maximale  $\sigma_M$  ne doit pas dépasser la valeur  $1,33 \sigma_s$  :

Les contraintes au sol sont :

$$\sigma_M = \frac{N_s}{A \cdot B} \left( 1 + \frac{6e_{cs}}{B} \right)$$

$$\sigma_m = \frac{N_s}{A \cdot B} \left( 1 - \frac{6e_{cs}}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \left( 1 + \frac{6 \times 0.018}{3.5} \right) \frac{894.46}{1.2 \times 3.5} = 210.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left( 1 - \frac{6 \times 0.018}{3.5} \right) \frac{894.46}{1.2 \times 3.5} = 198.53 \text{ KN/m}^2$$

$$M = 210.68 \text{ KN/m}^2 \quad 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**VII.9.4.Calcul de ferrailage :**

➤ **Calcul a L'ELU :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.2}{1.6} = 0,017$$

$$e_0 = 0.017 \leq \frac{B}{2} = \frac{3.5}{2} = 0.145$$

$e_0 \leq \frac{B}{2}$ , les armatures perpendiculaires au mur, par unité de longueur de semelle, sont :

$$A_s = \frac{N_u \left[ 1 + \left( \frac{3e_0}{B} \right) \right] (B - b)}{8 d \sigma_s}$$

**Tableau VII. 3:**calcul de la section d'armature.

	N (kN)	(cm)d	H (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	S <sub>t</sub>
ELU	1274.61	80	85	13.73	13.85	9 HA14	15

➤ **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{f}{4 \tau}$$

$$s = 0.6 (s)^2 f_{tj}$$

$$s = 1.5 \quad (\text{HA})$$

: Diamètre des barres longitudinales

$$s = 0.6 \cdot (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.73 \text{ MPa}$$

$$L_s = 14 \frac{4}{4 \cdot 2.7} = 512.82 \text{ mm}$$

On prend :  $L_s = 520 \text{ mm}$

$B / 8 = 437.5 \text{ mm} < l_s = 520 \text{ mm}$      $B / 4 = 875 \text{ mm}$  ➔ toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, mais peuvent ne pas comporter de crochet.

➤ **Les armatures de répartition :**

Les armatures de répartition parallèles au mur sont prises :

$$A_r = A_s B / 4$$

(Réparties sur la largeur "B", "B" en mètres).

$$A_r = 13.85 \times 3.5 / 4 = 12.11 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 15.83 \text{ m}^2 = 14 \text{ HA12}$      $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Schéma de ferrailage d'une semelle filante :**

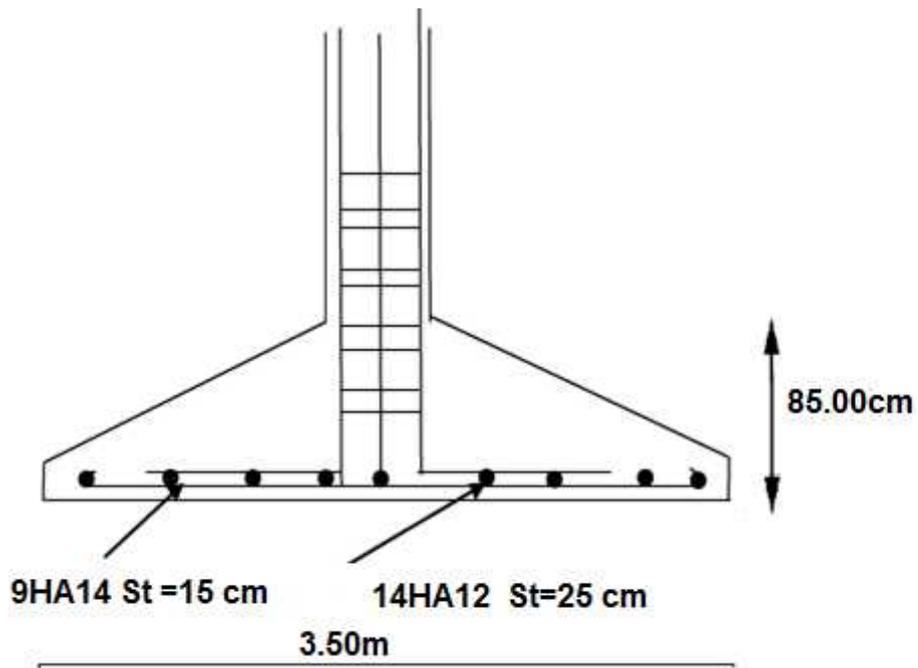


Figure VII. 4 : Schéma de ferrailage d'une semelle filante sous voile

**Le ferrailage du débord est un prolongement de celui de la semelle**

**VII.10. Ferrailage des longrines :**

Les longrines sont des poutres situées à la base de l'ouvrage, elles servent à enchaîner les semelles dans les deux sens, les empêcher de se déplacer les unes par rapport aux autres et de rigidifier l'infrastructure.

**VII.10.1. Pré dimensionnement :**

D'après le règlement **RPA 2003 (Art 10.1.1)** les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site de catégorie  $S_3$  :

- **b > 25 cm.**
- **h > 30 cm.**

Donc on adapte les dimensions suivantes :

**b = 30, h = 40 cm.**

**VII.10.2. Armatures longitudinales :**

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force est égale à:

$$F = \frac{N_u^{\max}}{r} > 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA 2003 Art 10.1.1})$$

$r$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Dans notre cas  $r = 12$  (**Site de catégorie  $S_3$  ; Zone II..RPA2003 (Tab 10.1)**)

$N_u^{\max}$  : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité

$$N_u^{\max} = 1018.56 \text{ KN}$$

$$F = \frac{1}{12} \cdot 1018.56 = 84.88 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Selon BAEL 91 :**

La formule générale de dimensionnement s'écrit :

$$A_s \text{ Max} \left[ \frac{F}{\sigma}, \frac{F}{f} \right] = \text{Max} [2.43, 0.15] = 2.43 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon Le RPA 99/ 2003 :**

préconise une section minimale d'armatures longitudinales de l'ordre de:

$$0,6\%b.h = \frac{0,6}{100} \cdot 40 \cdot 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

**Retenu :**

$$A_s = \text{MAX} ( A_{s\text{BAEL}} , A_{s\text{RPA}} ) = 7.2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend une section de : **6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>**

### VII.10.3. Armatures transversales :

Elles doivent être telles que :

$$w \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, w_L \right) = 11.4 \Rightarrow \text{on prend } w_t = 8\text{mm}$$

On adoptera un cadre et une épingle en (w 8) .

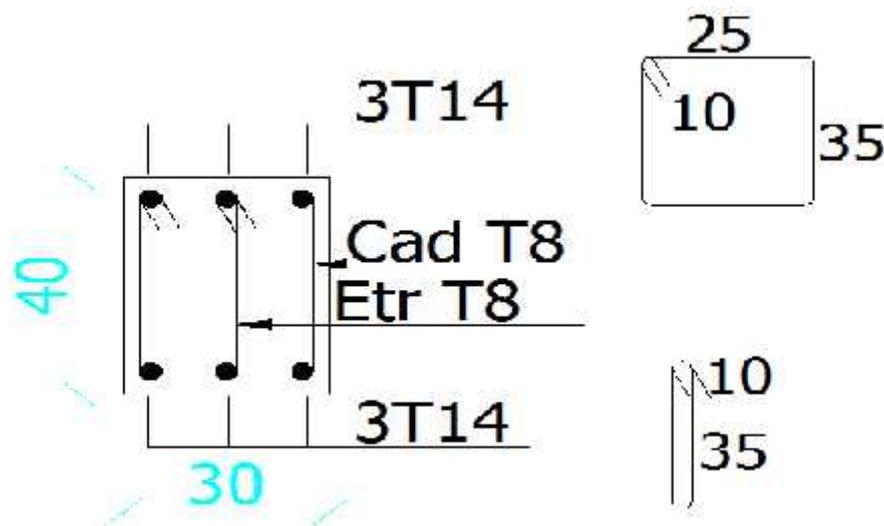
L'espacement entre les armatures transversales est :

$$S_t \leq (20\text{cm}, 15w_t) = \min ( 20 \text{ cm} , 21\text{cm} )$$

On adoptera : **S<sub>t</sub> = 15 cm** .

Donc on prend un cadre +1 étrier de Ø8 ; soit A<sub>t</sub>=2.01cm<sup>2</sup>.

❖ **schéma de ferrailage :**



**Figure VII. 5:** Schéma de ferrailage des longrines

# Conclusion générale

D'une manière générale, dans une discipline bien définie, la formation de l'homme n'est jamais complète, elle est toujours à parfaire.

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation. Nous avons réalisé notre étude dans le respect des plans d'architectures et du cahier des charges fourni par le maître de l'ouvrage. Les résultats obtenus, nous paraissent conformes aux exigences réglementaires et de sécurité.

Et comme les accidents domestiques liés aux incendies sont de plus en plus fréquents dans notre pays, nous avons pris le soin de justifier les éléments structuraux vis-à-vis du feu. L'expérience a été pour nous enrichissante et nous espérons que le risque incendie soit pris en compte plus tard dans les projets de fin d'études et pourquoi pas par les bureaux d'études techniques.

La documentation traitant du risque incendie et de règles de sécurité anti-incendie faisant cruellement défaut, nous avons été contraints à recourir aux DTU étrangers car nous estimons que l'incendie est le même partout de même que ses conséquences.

Nous espérons enfin, que ce modeste travail pourra être utile à tous ceux qui s'intéressent au risque incendie sur les structures de bâtiments en béton armé.

# BIBLIOGRAPHIE

## ❖ Règlements utilisés :

- ✓ B.A.E.L91 Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites.
- ✓ CBA 93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- ✓ RPA : règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003
- ✓ Cours de l'université.
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanents et charges d'exploitation.
- ✓ DTR C.3.2 , C.3.3 , C.3.4 : réglementation thermique des bâtiments .
- ✓ Décret exentif , N76-37 du 20/02/1976 relatif à la sécurité contre l 'incendie .
- ✓ DTU : document technique unifié relatif au comportement au feu des structures en béton armé.

## ❖ Livres :

- ✓ Calcul dynamique des structures en zones sismiques.....ALAIN CAPRA.
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment..... HENRY THONIER.
- ✓ Construction en zone sismique.....VICTOR DAVIDOVICI.
- ✓ Pratique au calcul de la résistance au feu des structures en béton ....JEAN PIERRE BOUTIN.

# LES ANNEXES

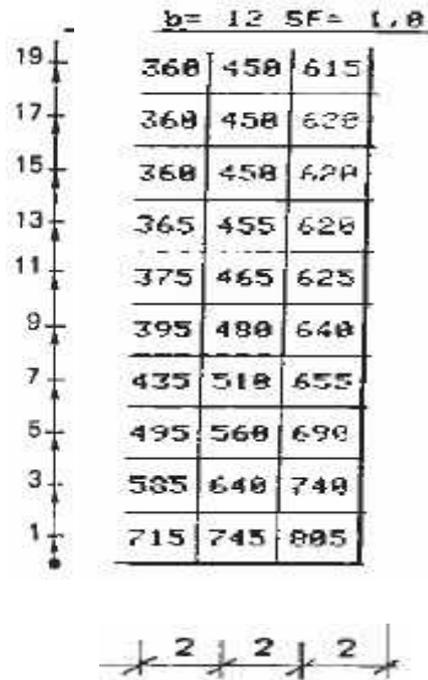
**Tableau II. 1:** la valeur réglementaire du coefficient  $\varnothing_b$  en fonction de la température  $\Theta$ 

$\Theta$	$\varnothing_b$	$F_{cj}$	$F_{cj\varnothing}$
250	1.000	25	25
260	0.984	25	24.6
270	0.965	25	24.125
280	0.953	25	23.825
290	0.937	25	23.425
300	0.922	25	23.05
330	0.874	25	21.85
340	0.859	25	21.475
350	0.843	25	21.075
360	0.827	25	20.675
380	0.796	25	19.9
390	0.780	25	19.5
400	0.764	25	19.1
450	0.686	25	17.15
500	0.607	25	15.175
550	0.529	25	13.225
600	0.450	25	11.25
650	0.394	25	9.85
700	0.336	25	8.4
750	0.281	25	7.025
800	0.225	25	5.625
850	0.165	25	4.125
900	0.113	25	2.825
950	0.056	25	1.4
990	0.011	25	0.275

**Tableau II. 2:** la valeur réglementaire du coefficient  $\varnothing_s$  en fonction de la température  $\Theta$ 

$\Theta$	$\varnothing_s$	$\Theta_s$	$\Theta_{s\Theta}$
200	1,000	348	348
210	0.985	348	342.78
220	0.969	348	337.21
230	0.954	348	331.99
240	0.939	348	326.77
250	0.924	348	321.55
260	0.908	348	315.98
270	0.893	348	310.76
290	0.863	348	300.32
300	0.847	348	294.75
350	0.771	348	268.31
400	0.695	348	241.86
450	0.618	348	215.06
500	0.542	348	188.61
550	0.466	348	162.17
600	0.371	348	129.10
650	0.247	348	85.95
700	0.121	348	42.10
750	0	348	0

**Tableau IV.18 :** température des aciers en travée du plancher étage courant (b=12cm)



**Tableau IV.20 :** L'aire de béton comprimé compte et la position du centre de gravité

X	SF=1h , b=12cm	
	B	C
1	3	0.5
2	7	1
3	12	1.6
4	17	2.2
5	23	2.8
6	30	2.4
7	63	3.9
8	43	4.5
9	51	5.1
10	58	5.7
11	66	6.2
12	73	6.8
13	81	7.3
14	89	7.9
15	96	8.4
16	104	8.9
17	112	9.5
18	120	10
19	128	10.5
20	136	11
	<b>bc=7.9</b>	

Tableau VI. 1: les valeurs des températures moyennes  $\Theta_m$

M l/cm	Exposition au feu en heures					
	0.5	1	1.5	2	3	4
0.05	-	125	180	230	330	425
0.06	100	155	225	290	400	480
0.07	120	185	270	330	450	540
0.08	130	215	305	380	505	590
0.09	150	245	345	430	555	640
0.10	160	270	380	470	600	680
0.11	175	290	415	510	640	715
0.12	190	310	450	540	675	760
0.13	205	345	475	570	700	790
0.14	215	370	505	595	725	820
0.15	230	390	525	615	745	845
0.16	245	415	550	630	760	860
0.17	255	440	565	650	775	875
0.18	270	460	580	660	785	885
0.19	280	480	600	680	800	895
0.2	295	500	610	690	805	900
0.21	310	510	620	700	815	910
0.22	315	525	630	710	825	915
0.23	325	530	640	715	830	920
0.24	335	540	650	720	835	925
0.25	345	545	655	725	840	930

Tableau VI. 12 : Température des aciers en travée du poteau (b=45)

							145	250	395	595
							150	250	400	595
							150	255	400	595
						100	160	260	405	600
						120	175	275	420	605
				100	120	155	210	305	440	620
150	150	150	155	165	185	215	265	350	475	645
255	255	255	260	270	285	305	350	425	535	680
405	405	405	405	415	425	445	475	535	615	730
595	595	595	600	600	610	625	645	680	730	800

Tableau VI. 27 : Température des aciers en travée de la poutre principal (b=28cm )

b = 28 SF = 1.0

			145	250	395	595
			150	250	400	595
			150	255	400	595
		100	160	260	405	600
		120	175	275	420	605
110	125	155	210	305	440	620
175	190	215	205	350	475	645
275	285	305	350	425	535	660
420	435	445	475	535	615	730
610	615	625	645	690	730	800

Tableau VI. 29: Température des aciers en travée de la poutre principal (b=32 cm)

b = 32 SF = 1.0

				145	250	395	595
				150	250	400	595
				150	255	400	595
			100	160	260	405	600
			120	175	275	420	605
	100	120	155	210	305	440	620
160	170	185	215	265	350	475	645
265	270	285	305	350	495	535	680
410	415	425	445	475	535	615	730
605	605	615	625	645	680	730	800

**Tableau VI.33 :** L'aire de béton comprimé compte et la position du centre de gravité

<b>SF=1h , b=28cm</b>		
<b>X</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
<b>1</b>	10	0.5
<b>2</b>	23	1.1
<b>3</b>	40	1.7
<b>4</b>	59	2.2
<b>5</b>	80	2.3
<b>6</b>	102	3.4
<b>7</b>	126	4
<b>8</b>	150	4.6
<b>9</b>	174	5.1
<b>10</b>	198	5.7
<b>11</b>	223	6.2
<b>12</b>	247	6.7
<b>13</b>	272	7.2
<b>14</b>	297	7.8
<b>15</b>	322	8.3
<b>16</b>	347	8.8
<b>17</b>	372	9.3
<b>18</b>	397	9.8
<b>19</b>	421	10.3
<b>20</b>	446	10.9
	<b>bc=24.9</b>	

Tableau VI.34: L'aire de béton comprimé compte et la position du centre de gravité

X	SF=1h , b=32cm	
	B	C
1	12	0.5
2	28	1.1
3	48	1.7
4	70	2.2
5	95	2.3
6	121	3.4
7	149	4
8	177	4.5
9	205	5.1
10	233	5.6
11	262	6.2
12	290	6.7
13	319	7.2
14	348	7.7
15	377	8.2
16	406	8.6
17	435	9.3
18	464	9.8
19	493	10.3
20	522	10.8
	<b>bc=29.00</b>	

**Tableau VI.41:** Températures moyennes en °C de mur chauffé sur une face

<b>a</b> <b>(cm)</b>	<b>0.5 h</b>	<b>1 h</b>	<b>1.5 h</b>	<b>2 h</b>	<b>3 h</b>	<b>4 h</b>	<b>6 h</b>
<b>10</b>	280	350	410	460	540	610	720
<b>12</b>	280	340	390	430	500	560	660
<b>15</b>	270	320	360	390	450	500	580
<b>18</b>	270	310	340	370	420	460	530
<b>20</b>	270	300	330	360	400	440	500
<b>22</b>	270	300	330	350	390	420	480
<b>25</b>	260	290	320	340	370	400	450
<b>30</b>	260	290	310	320	350	380	420
<b>35</b>	260	280	300	310	340	360	400
<b>40</b>	260	280	290	310	330	350	380
<b>45</b>	250	270	290	300	320	340	360
<b>50</b>	250	270	280	290	310	330	350

**Tableau VI.42 :** Températures moyennes en °C de mur chauffé deux faces

<b>a</b> <b>(cm)</b>	<b>0.5 h</b>	<b>1 h</b>	<b>1.5 h</b>	<b>2 h</b>	<b>3 h</b>	<b>4 h</b>	<b>6 h</b>
<b>10</b>	340	530	660	740	850	970	1080
<b>12</b>	310	470	600	690	800	930	1040
<b>15</b>	300	400	510	610	730	850	980
<b>18</b>	290	360	450	540	660	780	930
<b>20</b>	290	350	410	500	620	740	900
<b>22</b>	280	340	390	460	580	690	870
<b>25</b>	280	330	380	430	530	630	820
<b>30</b>	270	320	360	390	470	560	740
<b>35</b>	260	310	350	370	430	510	680
<b>40</b>	260	300	340	360	410	480	620
<b>45</b>	260	300	330	350	390	450	580
<b>50</b>	260	290	320	340	380	420	550

**Tableau VI.43 :** température des aciers proches a la face chaude

U (cm)	Duré d'exposition au feu en heures						
	0.5	1	1.5	2	3	4	6
0	460	670	760	815	890	935	1000
0.5	420	625	720	775	850	905	970
1	380	580	680	740	820	875	940
1.5	340	540	640	700	785	840	910
2	300	495	600	660	750	810	880
2.5	270	450	555	625	710	775	855
3	215	400	520	590	680	740	825
3.5	180	360	475	550	640	710	800
4		315	435	510	605	675	770
4.5		270	400	475	570	645	740
5		235	360	440	535	615	720
5.5		200	325	405	500	585	690
6		175	295	375	475	555	660
6.5			265	340	440	530	635
7			235	320	420	500	615
7.5			200	290	400	480	585
8			185	265	375	455	560

**Tableau VI. 44:** Température des aciers du mur non coupe feu (b=20cm)

b = 20 SF = 1,0

115	160	255	405	600
115	165	260	405	600
120	165	260	405	600
130	175	270	410	605
150	195	285	425	615
185	225	310	445	625
240	280	360	480	650
330	365	435	540	685
465	490	540	620	735
640	655	685	735	805