

**Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila**  
**Institut des Sciences et de Technologie**  
**Département de Génie Civil et d'Hydraulique**



N°Ref :.....

**Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme**  
**de MASTER**  
**Spécialité :Structures**

**Immeuble d'habitation en zone à sismicité**  
**modérée :**  
**Etude et simulation**

**Réalisé par :**  
**-Maissa Boudaba**  
**-Hadjer Fara**

**Soutenu devant le jury :**

**M. Mostefa Lechhab**  
**Mme Karima Drouna**  
**M. Sara Sahnoun**  
**Mr Fethi Kitchah**

**Président**  
**Examinateur**  
**Examinateur**  
**Promoteur**

**Année universitaire : 2021/2022**

# *REMERCIEMENT*

*Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui ai bien voulu-Nous donnons la force pour effectuer le présent travail.*

*Très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.*

*Nous exprimons nos profonds remerciements à mon encadreur M<sup>es</sup> **FETSI KITCHEA** pour son orientation et ses Précieux conseils et surtout pour sa patience.*

*A tous nôtres amies proches et à toute la promotion 2022 de génie civil.*

*Nous remercions chaleureusement tous les professeurs de génie civil qui ont contribué à mon formation.*

# *Dédicace*

*Louange à DIEU le miséricorde*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents LAKHEDER-AICHA que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments et remerciements pour les encouragements, leur l'aide et leur éducation.*

*A mes sœurs : HOUDA-ASMA-ROUMAÏSSA-YOUSSRA-ANYA.*

*A la petite famille : RAWAD*

*A mes amis : HADJER-MARWA-KANZA merci pour votre encouragement et amitié.*

*A toute ma famille sans exception.*

*A toute la promotion 2021/2022 de Génie Civil.*

*Enfin, je remercie mon binôme FARA HADJER.*

**MAÏSSA**

# *Dédicace*

*Louange à DIEU la miséricorde*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents **RAHMANI-LAILA** que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments et remerciements pour les encouragements, leur l'aide et leur éducation.*

*A ma sœur : **ZAINEB**.*

*A mes frères : **YASSER- HAKIM***

*A toute mes amis : merci pour votre encouragement et amitié.*

*A toute ma famille sans exception.*

*A toute la promotion 2021/2022 de Génie Civil.*

*Enfin, je remercie mon binôme **BOUDABA MAISSA**.*

***HADJER***

## LISTE DES SYMBOLES

La signification des principaux symboles est la suivante :

### En majuscules :

**A** : Coefficient d'accélération de zone

**A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier

**A<sub>t</sub>** : Section d'armatures transversales

**B** : Aire D'une section de béton, E Module d'élasticité longitudinale

**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinale du béton,

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée ( $E_{ij}$  à l'âge de j jours)

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier

**E<sub>vj</sub>** : Module de déformation différé (**E<sub>vj</sub>** à l'âge de j jours)

**F** : Force ou action en général

**G** : Action permanente

**Q** : Charges d'exploitations

**I** : Moment d'inertie

**L** : Longueur ou portée

**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.

**M** : Moment en général, moment de flexion le plus souvent

**M<sub>G</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanentes

**M<sub>Q</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations

**M<sub>U</sub>** : Moment de calcul ultime

**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul de service

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée

**M<sub>a</sub>** : Moment en appui

**N** : Effort normal

**N<sub>u</sub>** : Effort normal de calcul ultime

**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales

## LISTE DES SYMBOLES

**T** : Effort Tranchant, période

**R** : Coefficient de comportement

**E. L. U** : Etat limite ultime

**E. L. S** : Etat limite service

### **En minuscules :**

**a** : Une dimension

**b** : Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)

**d** : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême

**d'** : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême

**e** : Epaisseur

**f** : Résistance d'un matériau (avec indice), flèche

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours

$f_{c28}, f_{t2}$  : Grandeurs précédentes avec j =28 jours

**H** : Hauteur totale d'une section de béton armé

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au au dernier niveau.

**I** : Rayon de giration d'une section

**J** : Nombre de jours

**K** : Coefficient en général

**L** : Longueur ou portée (on utilise aussi L)

**n** : Coefficient d'équivalence acier-béton

**s** : Espacement des armatures en générales

**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales

**X** : Coordonnée en général, abscisse en particulier

**Y** : Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie Profondeur de l'axe neutre

## LISTE DES SYMBOLES

$Z$  : Coordonnée d'altitude

$W$  : Poids propre de la structure.

$\emptyset$  : Diamètre des armatures, mode propre

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton

$\varepsilon$  : Déformation relative

$\varepsilon_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton comprimé

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier tendu

$\varepsilon'_s$  : Raccourcissement relatif de l'acier comprimé

$H$  : Coefficient de fissuration relatif à une armature

$\nu$  : Coefficient de poisson, coefficient sans dimension

$\rho$  : Rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton

$\sigma$  : Contrainte normale en général

$\lambda$  : Élancement

$\tau$  : Contrainte tangente (de cisaillement)

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression,

$\sigma_{st}, \sigma_{sc}$  : Contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées  $\sigma_s, \sigma'_s$

$\varphi$  : Angle de frottement

$\overline{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton

$\beta$  : Coefficient de pondération

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol

## SOMMAIRE

Introduction général

### Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction .....	03
I.2. Présentation de projet .....	03
I.2.1. Description de l'ouvrage.....	06
I.2.2. Caractéristique géométrique du bâtiment .....	06
I.2.3. Conception de la structure .....	06
I.3. Règles et hypothèse calcul.....	08
I.3.1. le règlement [BAEL91] (béton armé aux limites).....	08
I.3.2. le règlement RPA99 version 2003 (règlement parasismiques algériennes).....	09
I.4. caractéristique des matériaux .....	10
I.4.1. le béton. ....	10
I.4.1.1. les constituants du béton.....	10
I.4.1.2. matière constitutive du béton .....	10
I.4.1.3. caractéristique physiques et mécanique du béton.....	11
I.4.1.4. contrainte limite du béton.....	12
I.4.2. Acier.....	14
I.4.2.2. contrainte limite d'acier.....	14
I.4.2.3. coefficient d'équivalence.....	15
I.4.2.4. caractéristique mécanique.....	15
I.5. les actions.....	16
I.5.1. combinaison d'action.....	16
I.6. conclusion.....	17

### Chapitre II : Dimensionnement des éléments

II.1. Introduction .....	19
II.2. Pré-dimensionnement des Différents Eléments.....	19
II.2.1. Les Poutres .....	19
II.2.2. les planchers.....	20
II.2.2.1. plancher corps creux.....	20
II.2.2.2. les poutrelle.....	21
II.2.3. Les escaliers.....	22
II.2.4. poutre palier. ....	25
II.2.5. Les voiles.....	25
II.2.6. l'acrotère.....	26
II.2.7. le balcon.....	27
II.2.8. les poteaux.....	28
II.3. Evaluation des charges et surcharges .....	28
II.3.1. Les planchers.....	29
II.3.1.1. plancher terrasse inaccessible.....	29
II.3.1.2. les planchers étages courant.....	30
II.3.1.3. dalle plein.....	30
II.3.2. balcon.....	31
II.3.3. mure extérieure.....	31
II.3.4. les escaliers.....	32



## SOMMAIRE

II.3.4.1.palliasse RDC.....	32
II.3.4.2.palier de repos RDC+EC.....	32
II.3.4.3palliasse EC.....	33
II.3.5.L'acrotère.....	33
II.4.Descente de charge.....	33
II.4.1.Loi de dégression des sur charges.....	33
II.4.2. vérification de la section de poteaux.....	37
<b>Chapitre III : Calculer les éléments secondaires</b>	
III .1. Introduction .....	41
III.2. L'acrotère.....	41
III.2.1. Evaluation des charges.....	41
III.2.2. Détermination de l'effet due au séisme .....	41
III.2.3. Ferrailage .....	42
III.2.3.1. Calcul a L`ELU .....	42
III .2.3.2.Calcul a L`ELS.....	44
III.3. Le balcon .....	47
III.3.1. Introduction.....	47
III.3.1.1Evaluation du charges.....	47
III.3.1.2. Calcul les armatures .....	48
III.3.1.3. Schema de ferrailage.....	51
III.4. Les escaliers.....	51
III.4.1. Définition.....	51
III.4.2. Schéma statique.....	51
III.4.3. Charge et surcharges.....	52
III.4.4. Combinaisons des charges.....	52
III.4.4.1. Calcul les charge a L`ELU et L`ELS.....	52
III.4.4.2. Diagramme des moment fléchissent et effort tranchant.....	53
III.4.4.3. Calcul de ferrailage .....	54
III .5. Etude de la poutre palier.....	58
III .5.1. Définition.....	58
III.5.2. Predimensionnement.....	59
III.5.3. Evaluation des charges.....	59
III.5.4. Ferrailage a l'état limite ultime.....	61
III.5.5. Vérification nécessaires.....	62
III.6. Calcul des plancher.....	65
III.6.1. Définition .....	65
III.6.2. Calcul des planchers (poutrelles).....	65
III.6.2.1. méthode forfaitaire.....	65
III.6.2.2. Méthode de Caquot.....	67
III.6.2.3. Ferrailage.....	68
III.6.2.4. vérification des conditions de la méthode forfaitaire.....	70
III.6.2.5. Types des planchers.....	71
III.6.2.6. Evaluation des charges.....	72
III.6.2.7. Combinaisons d`action.....	73

## SOMMAIRE

III.6.3. Déterminations sollicitation des planchers.....	73
III.6.3.1. Terrasse.....	73
III.6.3.2. Etage courant.....	75
III.6.4. Ferrailage de poutrelles.....	77
III.6.5. Schéma de ferrailage.....	84
III.7. L`ascenseur.....	84
III.7.1.Pre_dimensionnement.....	84
III.7.2. Calcul les efforts.....	85
III.7.3. Calcul les moments.....	85
III.7.4. Ferrailage de la dalle.....	86
III.7.5. Calcul des armatures transversale.....	86
III.7.6. Vérification à L`ELS.....	87
III.7.7. Schéma de ferrailage.....	89
III.8. Conclusion.....	89
<b>Chapitre IV: Etude sismique</b>	
IV.1. Introduction.....	92
IV.2.Objective de l`étude sismique.....	92
IV.3.Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique.....	92
IV.3.1.Méthode statique équivalente .....	93
IV .3.1.1.Définition.....	93
IV.3.1.2.Principe de la méthode.....	93
IV.3.1.3.Modalisation.....	93
IV .3.1.4.Condition d`application de la méthode statique équivalente.....	93
IV.3.2.Méthode d`analyse modale spectrale.....	94
IV.3.2.1.Principe de la méthode.....	94
IV.3.2.2.Modalisation.....	94
IV.3.2.3.Condition d`application de la méthode d`analyse modale spectrale.....	95
IV.3.3.Méthode d`analyse dynamique par accélerogramme.....	95
IV .3.3.1.Principe de la méthode.....	95
IV.3.3.2.Condition d`application de la méthode d`analyse dynamique.....	95
IV.4.Classification de l`ouvrage selon leur importance.....	96
IV.5.Choix de la méthode de calcul.....	96
IV.6.Méthode statique équivalente .....	97
IV.6.1.Calcul de la Force Sismique Totale.....	97
IV.6.1.1.coefficient d`accélération zone A.....	97
IV.6.1.2.facteur d`amplification dynamique moyen « D ».....	101
IV.6.1.3.coefficient de comportement global de la structure « R ».....	101
IV.6.1.4.facteur de qualité « Q ».....	102
IV.6.1.5.poids totale de la structure « W ».....	103
IV .7.Modélisation et résultats.....	104
IV.7.1.Modélisation.....	104
IV.7.2.Analyse de la structure.....	106
IV.7.3.Les caractéristiques géométriques du bâtiment.....	109
IV.7.4.Vérification de l`effort tranchant à la base .....	110

## SOMMAIRE

IV.7.5. Vérification de masse participante.....	111
IV.7.6. Vérification de l'interaction voiles-portiques.....	111
IV.7.7. Vérification des déplacements.....	150
IV.8. Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ .....	113
IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.....	114
IV.10. Vérification au renversement .....	115
IV.12. Conclusion.....	117
<b>Chapitre V: Calcule les éléments résistants</b>	
V.1. Introduction.....	119
V.2. Action sollicitation .....	119
V.3. ferrailage des poteaux.....	120
V.3.1. Hypothèse de calcul.....	121
V.3.2. Etat limite de stabilité de forme .....	121
V.3.3. Détermination des sections d'acier .....	122
V.4. Recommandation des règlements.....	126
V.4.1. Armature longitudinales.....	126
V.4.2. Armature transversales .....	127
V.4.3. vérification.....	128
V.5. Ferrailage des poutres .....	132
V.5.1. Recommandation du RPA/2003.....	132
V.5.2. Ferrailage des poutres.....	133
V.5.2.1. Poutre principale.....	133
V.5.2.2. Poutre secondaire .....	139
V.6. Etude des voiles.....	143
V.6.1. Introduction.....	143
V.6.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales.....	144
V.6.3. Rôle de contreventement.....	144
V.6.4. Avantages des voiles.....	144
V.6.5. Combinaisons des actions.....	144
V.6.6. Recommandation du RPA/2003.....	145
V.6.6.1. Aciers verticaux.....	145
V.6.6.2. Aciers horizontaux.....	145
V.6.7. Règles communes.....	145
V.6.8. Disposition des voiles.....	146
V.6.9. Ferrailages des voiles.....	146
V.6.9.1. Armatures verticales.....	147
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	
VI.1. Introduction.....	154
VIII.2. Choix de type des fondations.....	154
VIII.2.1. combinaisons de calcule .....	155
VI.2.2. Vérification de la semelle isolée .....	155
VIII.2.3. Vérification de la semelle filante.....	155
VI.2.4. Calcul de ferrailage.....	158
VI.3. Poutre de redressement .....	158

## SOMMAIRE

VI.3.1. Armature de peau .....	160
VI.3.2. Schéma de ferrailage.....	161
VI.4. Etude des longrines .....	161
VI.4.1. Pré dimensions .....	161
VI.4.2. Ferrailage de longrines .....	162
VI.4.3. Schéma de ferrailage.....	162
VI.5. conclusion.....	163
Conclusion général.....	165
Bibliographie.....	166
Annexe A. Plans de ferrailage.....	167

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation du projet

Tableau. I.1. Caractéristique mécanique des aciers.....	16
---	----

## Chapitre II : Pré-Dimensionnement et descente de charges

Tableau II.1. Les charges sur le plancher terrasse inaccessible.....	29
Tableau II.2. Les charges sur le plancher étage courant.....	30
Tableau II.3. Les charges de la dalle plein .....	31
Tableau II.4. Les charges sur le balcon d'étage courant .....	31
Tableau II.5. Les charges du mur extérieur .....	31
Tableau II.6. Les charges sur la paillasse de RDC .....	32
Tableau II.7. Les charges sur le palier de repos.....	32
Tableau II.8. Les charges de la paillasse d'étage courant.....	33
Tableau II.9. Evaluation de charge de l'acrotère.....	33
Tableau II.10. L'application de dégression pour les charges différentes.....	34
Tableau II.11. La descente des charges du poteau intermédiaire.....	36

## Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

Tableau III.1. les combinaison des charges de balcon .....	48
Tableau III.2. les combinaison des charges l'escalier. ....	53
Tableau III.3. Tableau récapitulatif des sollicitations.....	54
Tableau III.4. Vérification des contraintes à l'ELS .....	57
Tableau III.5. les combinaison d'action.....	73
Tableau III.6. Les sollicitations les plus défavorables des poutrelles.....	77
Tableau III.7. Tableau récapitulatif des résultats.....	79
Tableau III.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	82
Tableau III.9. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....	86
Tableau III.10. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appui dans les deux sens.....	88

## Chapitre VI: Etude sismique

Tableau VI.1. Coefficient d'Accélération de Zone A.....	97
Tableau VI.2. Valeurs de $\xi$ (%).....	98
Tableau VI.3. Valeurs du coefficient $C_T$ .....	100
Tableau VI.4. Valeurs du coefficient de comportement R.....	102

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI.5.valeurs des pénalités $P_q$ .....	103
Tableau VI.6. Valeurs du coefficient de pondération $\beta$ .....	104
Tableau VI.7. La comportement de la structure sans voiles.....	105
Tableau VI.8. Période et facteurs de participation massique modale (1 <sup>er</sup> variante).....	106
Tableau VI.10 Les valeurs de centre de masse et centre de rigidité. ....	110
Tableau VI.11 Vérification de l'effort tranchant à la base .....	111
Tableau VI.12. L'effort normal et l'effort tranchant sur les poteaux et voiles de contreventement.....	112
Tableau VI.13. Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens.....	113
Tableau VI.14. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens xx.....	114
Tableau VI.15. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens yy.....	114
Tableau VI.16. Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	115
Tableau VI.17. Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).....	116
Tableau VI.18. Les résultats de Vérification au renversement (sens yy ).....	117
<b>Chapitre V: Calcul des éléments résistance</b>	
Tableau V.1.coefficient de sécurité et contraintes caractéristiques .....	121
Tableau V.2. Sollicitation dans les poteaux.....	121
Tableau V.3. Ferrailage longitudinal des poteaux .....	126
Tableau V.4. Armature longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux .....	127
Tableau V.5. Armature longitudinales minimales et maximales selon le BAELdans les poteaux.....	127
Tableau V.6. Choix des armatures transversales pour les poteaux .....	128
Tableau V.7. Justification de la contrainte de cisaillement.....	129
Tableau V.8.Sollicitation de la poutre principale.....	133
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales.....	135
Tableau V.10. Vérification à l'ELS de la poutre principal .....	138
Tableau V.11. Ferrailage des poutres secondaires.....	139
Tableau V.12. Vérification à l'ELS de la poutre secondaire .....	142
Tableau V.13. Vérification à la compression du béton.....	143
Tableau V.14. Caractéristique géométrique des voiles.....	147
Tableau V.15. Calcul des section d'armature verticale pour RDC ,étage 1 à étage 5.....	148

<b>LISTE DES TABLEAUX</b>
---------------------------

Tableau V.16. Choix des armatures verticales.....149

Tableau V.17. Choix des armatures horizontales.....149

Tableau V.18. Calcule et vérification la contrainte de cisaillement.....150

Tableau V.19. Tableau de ferrailage du voile d'ascenseur..... ;....151

**Chapitre V : Etude de l'infrastructure**

Tableau V.1.Charge due sur la semelle.....157

Tableau V.2. Résultat du moment maximale.....159

Tableau V.3. Résultat de calcul de ferrailage .....159

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation du projet

Figure I.1 : façade principale.....	03
Figure I.2 :La coupe B-B .....	04
Figure I.3 :La coupe A-A.....	05
Figure I.4 : Plan d'étage courant.....	05
Figure I.5 : Le plan de toiture.....	06
Figure I.6 :Diagramme des déformations de la section règle des trois pivots.....	07
Figure I.7 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	12
Figure I.8 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	12
Figure I.9 : Diagramme contraintes-déformations d'acier à L'ELU .....	15

## Chapitre II : Pré-Dimensionnement des éléments

Figure II.1 :La section de la poutre principale (30×45) .....	19
Figure II.2 :La section de la poutre secondaire (30×35).....	19
Figure II.3 : Plancher à corps creux.....	21
Figure II.4 : Schéma de poutrelle.....	22
Figure II.5 : La composition de l'escalier.....	23
Figure II.6 : Les dimensions d'escalier (étage courant et RDC).....	26
Figure II.7 : Schéma des voiles et des corps en plan.....	26
Figure II.8 : Les dimensions de l'acrotère.....	27
Figure II.9 : L'épaisseur de balcon.....	28
Figure II.10 : Plancher terrasse en corps creux.....	29
Figure II.11 : plancher étage courant en corps creux.....	30
Figure II.12 : Coupe du plancher courant à dalle plein.....	30
Figure II.13 : Mur Extérieur et cloison intérieur.....	32
Figure II.14 : Section revenant au poteau le plus sollicité.....	37

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.....	41
Figure III.2 : Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.....	42
Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	46
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de balcon.....	51
Figure III.5 :Schéma statique d'escalier.....	51



## LISTE DES FIGURES

Figure III.6 : la charge équivalente.....	52
Figure III.7.Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU.....	53
Figure III.8.Schéma de ferrailage d'escalier .....	58
Figure III.9.La poutre de palière .....	58
Figure III.10. La section de la poutre palier.....	58
Figure III.11 Diagramme des moments et des efforts tranchants de la poutre palier.....	60
Figure III.12Schéma de ferrailage de La poutre de palière. ....	64
Figure III.13.Evaluation des moments fléchissant. ....	71
Figure III.14. Evaluation des efforts tranchants.....	72
Figure III.15.Evaluation des moments et des efforts tranchant type 1(plancher terrasse).....	75
Figure III.16Evaluation des moments et des efforts tranchant type 1(étage courant).....	77
Figure III.17.Coupe de section rectangulaire et section en T .....	77
Figure III.18.Schéma de ferrailage de poutrelles.....	83
Figure III.19. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	84
Figure III.20. Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.....	89
<b>Chapitre IV: Etude sismique</b>	
Figure IV.1.La relation entre les périodes empirique et analytique.....	100
Figure IV.2.Modèle 3D et en plan de la structure.....	105
Figure IV.3. Disposition des voiles 1.....	106
FigureIV.4 :Disposition des voiles 2.....	107
FigureIV.5 : Translation de bâtiment selon l'axe X.....	108
Figure IV.6 : Translation de bâtiment autour de l'axe Y.....	108
Figure IV.7 : Rotation du bâtiment autour de l'axe Z.....	109
<b>Chapitre V: Calcul des éléments résistance</b>	
Figure V.1. Schéma de cadre.....	131
Figure V.2.Schéma de ferrailage de poteau (50×50).....	131
Figure V.3. Schéma de ferrailage de poteau (40×40).....	131
Figure V.4. Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.....	132
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	139
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	143
Figure V.7. Disposition des voiles .....	146
Figure V.8.Schéma de ferrailage du voile.....	151

<b>LISTE DES FIGURES</b>
--------------------------

**Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

Figure VI.1. La semelle isolée .....	154
Figure VI.2. La semelle filante .....	154
Figure VI.3. Dimensions du radier générale.....	154
Figure VI.4. Coupe de la semelle filante. ....	159
Figure VI.5. Schéma de ferrailage de semelle filante.....	161
Figure VI.6. Schéma de ferrailage de poutre de rigidité.....	161
Figure VI.7. Schéma de ferrailage de La longrine.....	159

## Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitations constitué d'un Rez de chaussée plus 5étage, implanté à wilaya de **GUELMA**. Cette région est classée en zone sismique **II** selon le **RPA99 version 2003<sup>[1]</sup>**. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (**RPA99V2003<sup>[1]</sup>** et **B.A.E.L91 modifié<sup>[3]</sup>**), cette étude se compose de six parties nous commençons ainsi par une présentation générale sur le projet et les caractéristiques des matériaux et on conclura par l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutre, voiles, semelle) afin d'utiliser le logiciel **ROBOT-BAT** pour établir l'analyse de ce projet.

Mots clés : bâtiment, béton armé, **ROBOT BAT**, **RPA99 modifié 2003<sup>[1]</sup>**, **BAEL91 modifié 99<sup>[3]</sup>**.

## **Abstract:**

This Project presents a detailed study of a building used for residential, consists of a ground floor addition 05 floors, located in the Wilaya of **GUELMA**. This region is classified as seismic zonIIa according to the **RPA99 version 2003<sup>[1]</sup>**. Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (**RPA99 2003 version<sup>[1]</sup>, BAEL91 modifié99<sup>[1]</sup>**), this study consists of six parts, the first starts we the general description of the project with a presentation of material properties, in the last part will be calculated the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) The study and analysis of this project were established by the **ROBOT** software.

Key words: building, Reinforced concrete, **ROBOT, RPA99 modified 2003<sup>[1]</sup>, BAEL91 modified 99<sup>[1]</sup>**.

:

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لانجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي زائد 5 طوابق بولاية قالمة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 02 حسب قوانين هندسة مقاومة الزلازل.

وقد قمنا باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة، تتكون هذه الدراسة من ستة أجزاء بداية من الوصف العام للمشروع إلى آخر جزء وهو دراسة الأساسات (العناصر المقاومة للهيكل: أعمدة، عوارض، جدران، قاعدة) وتم دراسة وتحليل هذا المشروع عن طريق برنامج **ROBOT**.

الكلمات المفتاحية:

الخرسانة المسلحة، العمارة، **ROBOT**, **RPA99V2003**<sup>[1]</sup>, **BAELmodifie91**<sup>[3]</sup>

## Introduction générale

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

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense

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

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques que rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

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

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (**BAEL91** <sup>[3]</sup>) et les règles parasismiques algériennes (**RPA99 version 2003**<sup>[1]</sup>) sont utilisées dans ce projet, certains calculs sont effectués avec le logiciel **ROBOT** et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrillage ont été réalisés avec le logiciel **AUTOCAD**.

Cette étude se compose de 6 chapitres :

**1<sup>er</sup> chapitre** : concerne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier)

**2<sup>émé</sup> chapitre** : concerne le pré dimensionnement des éléments de notre structure.

**3<sup>émé</sup> Chapitre** : concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons et l'acrotère.

**4<sup>émé</sup> chapitre** : concerne l'étude dynamique de notre structure.

**5<sup>émé</sup> chapitre** : concerne le calcul des éléments principaux : les poutres, les poteaux et les voiles

**6<sup>émé</sup> chapitre** : concerne de l'étude de l'infrastructure.



# Chapitre I:

## Présentation du projet

## I.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structurant, la géométrie et les propriétés des matériaux.

## I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un bâtiment constitué d'un rez de chaussée (RDC) plus cinq étage à usage multiple ; le RDC est à usage commerciale et les autres étages sont à usage d'habitation. Le bâtiment est implanté à wilaya de **GUELMA** qui est classée comme une région de moyenne sismicité (ZONE II<sub>a</sub>) selon le règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003**<sup>[1]</sup>.

La stabilité de cet ouvrage est assurée par un système de contreventement constitué de portiques et voiles.

Cette figure représente la façade principale :



Cette figure représente la coupe BB :





Figure.I.2 : La coupe B-B

Cette figure représente la coupe AA :

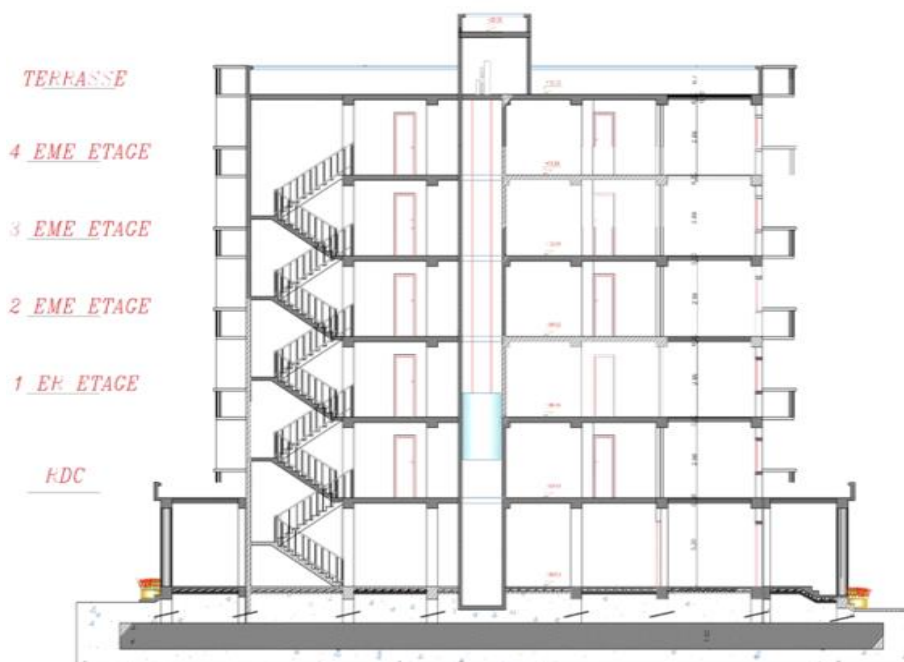


Figure. I. 3: La coupe A-A

Cette figure représente le plan d'étage courant :

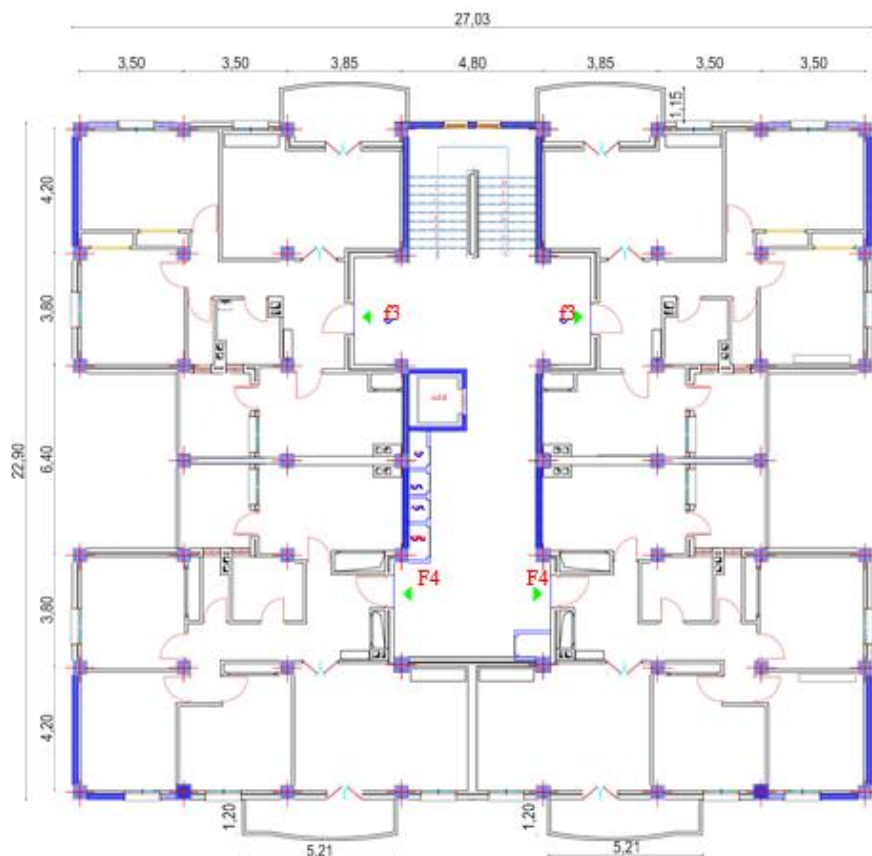


Figure I.4. Le plan d'étage courant

Et celui-ci représente le plan toiture :

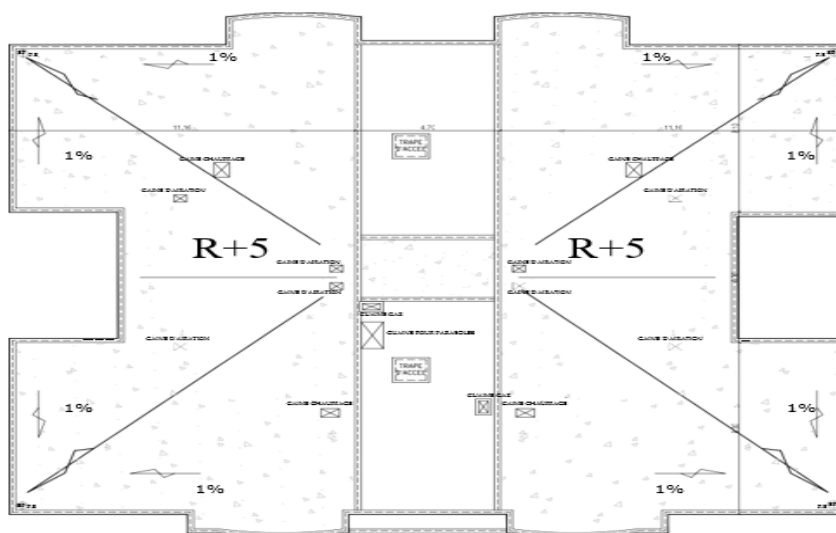


Figure. I. 5: Le plan toiture

### I. 3. Description de l'ouvrage

Ce bâtiment est composé de :

- Un rez de chaussée (RDC) à usage commercial.

- Du 1<sup>er</sup> au 5<sup>ème</sup> étage à usage d'habitations.
- Une terrasse inaccessible.

### **I. 3. 1. Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

- Longueur en plan: 27.03m
- Largeur en plan: 25.25m
- Hauteur du RDC:3,40m
- Hauteur d'étage courant:3,06m
- Hauteur de l'acrotère:0,70m
- Hauteur totale:18,70m

### **I. 3. 2. Conception de la structure :**

#### **□ Ossature de l'ouvrage:**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction (portique-voiles), pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticale et des actions horizontale. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de sollicitation dues au charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques. Proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que la sollicitation résultant de leurs interactions à tous niveaux.

#### **□ Planchers:**

Sont des éléments porteurs horizontaux qui ont deux fonctions principales qui sont la séparation des différents niveaux et de reprendre les différentes charges et surcharges, dans notre projet on a opté pour (02) deux types de plancher :

Plancher en corps creux 16+4cm pour les différents étage (5 étage), et plancher en dalle plein pour le rez de chaussée.

#### **□ La maçonnerie:**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse :

- Les murs extérieurs sont constitués d'une double paroi en brique (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'aire de 5 cm d'épaisseur (10+5+10).
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10 cm.

#### **□ Revêtement:**

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche Imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

**Balcon:**

Dans notre structure les balcons sont représentés par différent forme.

**Terrasse:**

La terrasse est inaccessible sauf pour entretien avec un acrotère périphérique en béton armé de 60 cm de hauteur.

**Acrotère:**

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

**Les escaliers:**

Dans notre bâtiment on à un type d'escalier :

Des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

**Ascenseur:**

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par les murs voile.

#### **I. 4. Règles et hypothèses de calcul :**

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

##### **I. 4. 1.Le régalement [BAEL 91]<sup>[3]</sup> : (Béton Arméaux Etats Limites) :**

Basé sur la théorie des états limites.

##### **a)Etat limite ultime(ELU) :**

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

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

##### **➤Hypothèses de calcul:**

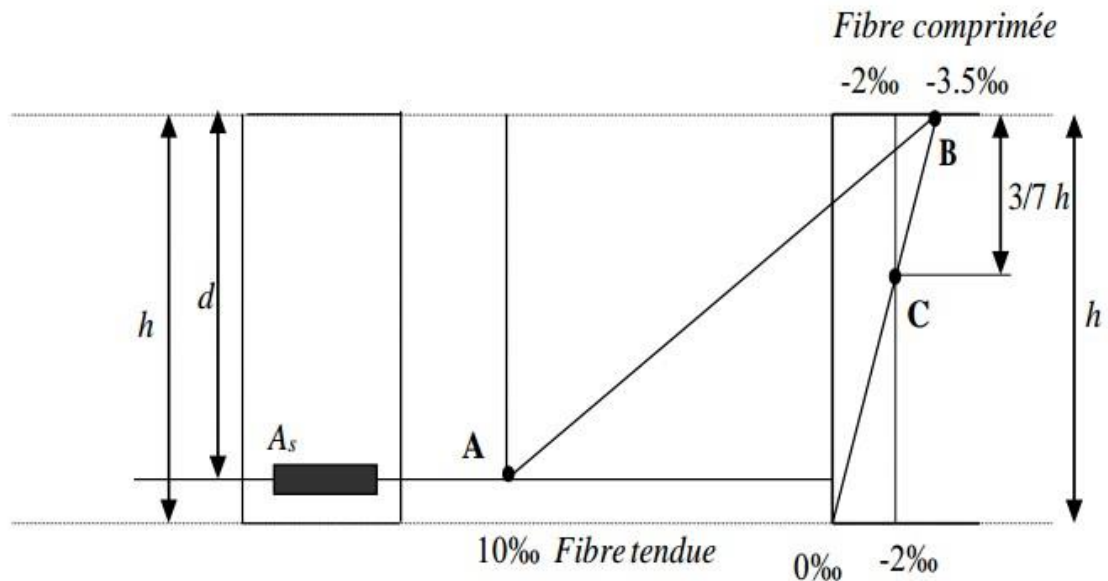
- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

✚ **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.

✚ **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

✚ **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.



**Figure. I6:** Diagrammes des déformations limites de la section règle des trois pivots

#### b) Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

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

#### Hypothèses de calcul:

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

#### **I. 4. 2. RPA99/VERSION2003<sup>[1]</sup> (Règles Parasismiques Algériennes) :**

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

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

#### **I. 5. Caractéristiques des matériaux :**

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

##### **I. 5. 1. Le béton :**

Le béton utilisé pour la réalisation de cet ouvrage est un béton courant constitué d'un mélange de ciment portland artificiel (C.P.A 325), d'eau et de granulats (gravier et sable).

##### **I. 5. 1. 1. Les constituants du béton :**

###### **➤ Ciment:**

Le ciment est un liant hydraulique qui présente sous la forme d'une poudre minérale fine.

###### **➤ Granulat:**

Les granulats comprennent les sables et les graviers.

###### **➤ Sable:**

Le sable sont constituées par des grains provenant de la grosseur est généralement comprise entre 8 à 25.

###### **➤ Eau gâchage:**

Eau incorporée au mélange liant et granulat afin d'enclencher sa prise et de conférer un béton sa plasticité, qui facilité sont écoulement et son moulage.

###### **➤ Adjuvants:**

Produit chimique incorporés au moment du malaxage du béton à une dose inférieur ou égale 5% en masse de la teneur en ciment du béton, pour modifier les propriétés du

mélange à l'état frais et/ou durci. Les adjuvants peuvent modifier l'ouvrabilité du béton, sa prise et son durcissement.

### **I. 5. 1. 2. Matières constitutives du béton :**

La composition moyenne pour un  $1\text{m}^3$  de béton est la suivante :

350Kg de ciment de 42.5R.

740L de gravillon.

530L de sable.

175L d'eau de gâchage.

La méthode adoptée dans beaucoup de chantier en Algérie :

350 Kg de ciment de 42.5R.

400L de sable  $D_s < 5\text{mm}$ .

800L de gravillon  $5\text{mm} < D_s < 25\text{mm}$ .

175L d'eau de gâchage.

### **I. 5. 1. 3. Caractéristiques physiques et mécanique du béton :**

#### ➤ **Masse volumique:**

La densité du béton armé est égale à :  $\gamma = 2500\text{Kg}/\text{m}^3$

#### ➤ **Résistances caractéristiques :**

Au point de vue mécanique le béton est défini par une résistance (résistance à la compression)

#### ➤ **Résistance à la compression:**

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée  $f_{c28}$ .

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

$$f_{cj} = \frac{J}{1.4 + 0.95J} f_{c28} \quad \text{si } j < 28\text{jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28\text{jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{J}{4.76 + 0.83J} f_{c28} \quad \text{si } j < 28\text{jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28\text{jours}$$

Pour notre étude on prend  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

➤ **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie d'après le **BAEL91** (Article A.1.2.1.2)<sup>[3]</sup> par la formule:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 \cdot f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour  $j=28$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$

**I. 5. 2. Contrainte limites du béton :**

**1.à l'ELU:**

Est notée  $f_{bu}$  tel que :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$$

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons, fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

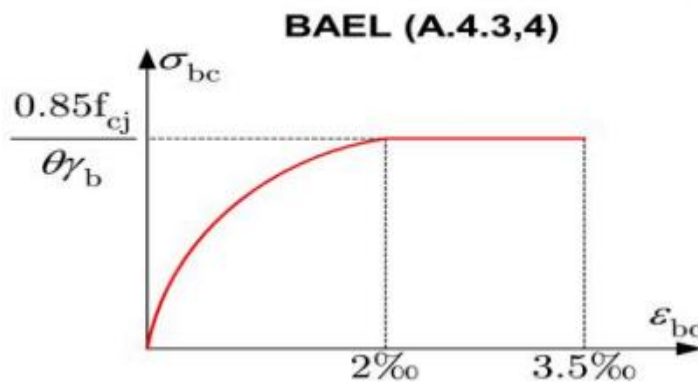
$\theta$ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

$$\theta=1 \quad \text{Si } t > 24\text{h}$$

$$\theta=0.9 \text{ Si } 1\text{h} < t < 24\text{h}$$

$$\theta=0.85 \text{ Si } t < 1\text{h}$$

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

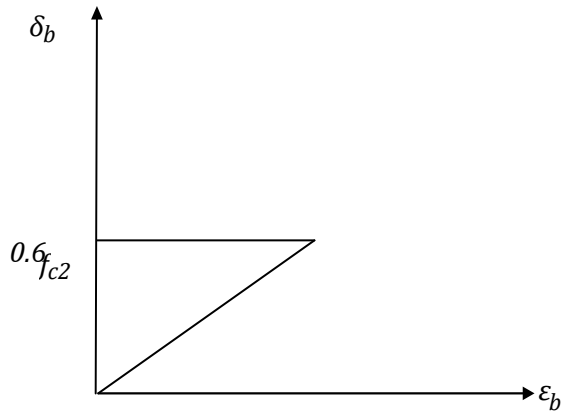


**Figure. I. 7:** Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

**2.à l'ELS :**

Est donné par :  $\sigma=0.6 f_{c28}$





**FigureI. 8.** Diagramme contraintes-déformation du béton à L'ELS.

➤ **Contrainte ultime cisaillement de béton :**

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

--La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

Avec :

$V_u$ : effort tranchant

b: largeur de la pièce

d : hauteur utile.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si  $\tau_u$  ne dépasse pas

Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

Dans les armatures inclinées :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4.5MPa$$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après l'article A.2.1.2 du **BAEL99** [3] :

a) **Le module de déformation instantanée :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij}=11000\sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour  $f_{c28} = 25MPa$  donc  $E_{ij}=32164.20MPa$

b) **Le module de déformation différée :**

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj}=3700\sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour  $f_{c28} = 25MPa$   $E_{vj}= 10819.86MPa$

c) **Module de déformation transversal:**

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

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

E : module de déformation longitudinale instantanée du béton

$\nu$  : Coefficient de poisson.

d) **Coefficient de poisson :**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " $\nu$ ". Conformément au règlement **BAEL91** (Article A.2.1.3)<sup>[3]</sup>

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

À l'ELS :  $\nu = 0.2 \Rightarrow$  calcul des déformations (béton non fissuré).

### I. 5. 2. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, utilise pour les ferrailages des éléments de la structure, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue trois types d'aciers :

- ✓ Les rondes lisses de nuance (FeE215 ; Fe E235) pour les armatures transversales.
- ✓ Les barres hautes adhérence de nuance (FeE400 ; Fe E500) pour les armatures longitudinales.
- Les treilles soudés ( $\Phi 6$ ) pour les hourdis des planchers à corps creux.
- ✓ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : (Article A.2.2.1 du **BAEL**)<sup>[3]</sup>

**$E_s = 200\ 000\ MPa$ .**

#### I. 5. 2. 1 . Contraintes limites d'acier :

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

$f_e$ : limite d'élasticité de l'acier:  $f_e = 400\text{MPa}$

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité.

**ELU :**

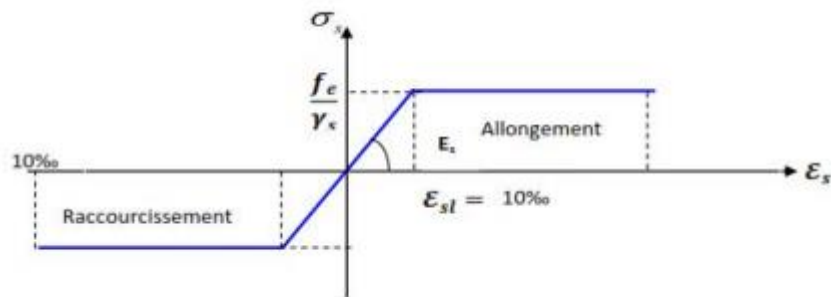
Ou :

$\gamma_s = 1.15$  pour les situation durable.

$\gamma_s = 1$  pour les situation accidentelles.

Dans le présent projet on utilise des aciers FeE400 :

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{situation durable} \\ 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelles} \end{cases}$$



**Figure. I. 9:**Diagramme contraintes-déformations d'acier a l'ELU (BAEL)

Elle dépend de l'état fissuration:

- Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max\left(\frac{1}{2} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)\right\}$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right\}$
- Avec :

$\eta$  Coefficient de fissuration

$\eta=1$  pour les RL

$\eta=1.6$  pour les HA).

- ✓  $\delta_s = 347.86\text{MPa} \Rightarrow$  en cas de fissuration peu préjudiciable.
- ✓  $\delta_s = 192.79\text{MPa} \Rightarrow$  en cas de fissuration préjudiciable.
- ✓  $\delta_s = 157.74\text{MPa} \Rightarrow$  en cas de fissuration très préjudiciable.

**I. 5. 2. 2. Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté  $\eta$  est le rapport suivant :

$$\eta = 15 \frac{E_s}{E_b}$$

$\eta$  : coefficient d'équivalence.

$E_s$ : module de déformation de l'acier.

$E_b$ : module de déformation de béton.

### I. 5. 2. 3. Caractéristique mécanique :

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

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

**Tableau. I. 1** :Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type d'acier	Nuances	Limited'élasticité (MPa)	Utilisation
<b>Rond lisse (RL)</b>	FeE 220	215	Cadres, étriers, Anneaux de levage des pièces préfabriquées
	FeE 240	235	
<b>Haute adhérence (HA)</b>	FeE 400	400	Tous les travaux en béton armé
	FeE 500	500	
<b>Treillis soudés</b>	TLE 500	500	Empois courant pour radier Voiles, Planchers, Dallage
	TLE 600	60	

### I. 6. Les actions :

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types de situations, à savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions. On distingue :

#### 1) Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

- ✓ Poids propre des éléments.
- ✓ Poussée des terres, etc.

#### 2) Les actions variables (Qi) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait, etc.

#### 3) Les actions accidentelles (Fa) :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application :  
(Séisme, explosion...etc.).

### **I. 6. 1 Combinaisons d'actions :**

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définies comme suite :

#### **a) Combinaison selon le BAEL91 <sup>[3]</sup>:**

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

ELS:  $G + Q$

#### **b) Combinaisons d'actions Selon le RPA99 version 2003<sup>[1]</sup> :**

$G + Q \pm E$  (E : effort de séisme).

$0,8G \pm E$  (pour les fondations).

$G + Q \pm 1,2E$  (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

### **I. 7. Conclusion :**

Le bon fonctionnement de la structure dépend fortement du fonctionnement de chaque élément. Ceci nous encourage à étudier chaque élément soigneusement tout en assurant sa stabilité ce qui entrainera par la suite la stabilité de la structure entière. Alors comme première étape il sera très utile de faire un pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires de notre structure, objet du chapitre suivant



# Chapitre

## Pré-Dimensionnement des éléments

## II.1. Introduction :

L'estimation des dimensions des éléments de la structure, avant d'entamer tout calcul est obligatoire. Pour cela les règlements « RPA99 version 2003<sup>[1]</sup> et le BAEL91 modifié 99<sup>[3]</sup> » propose des recommandations pour un Pré-dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

## II.2. Pré- dimensionnement des éléments:

### II.2.1. Poutres:

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par [BAEL91]<sup>[3]</sup> et vérifiées par la suite selon le [RPA99.v.2003]<sup>[1]</sup>.

#### a. Les poutres principales :

D'après le [BAEL91]<sup>[1]</sup>:

- $L/15 \leq h_t \leq L/10$   $h_t$  : hauteur de la poutre.
- $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$   $b$  : largeur de la poutre.

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons L=4.8m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 32\text{cm} \leq h_t \leq 48\text{cm}$$

On prend h=45cm.

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$$

On prend b=30cm.

Vérification d'après (RPA 99 version

$$2003) : \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.5 < 4 \dots \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

#### b. Les poutres secondaires :

D'après le [BAEL91]<sup>[3]</sup> :

- $L/15 \leq h_t \leq L/10$   $h_t$  : hauteur de la poutre.
- $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$   $b$  : largeur de la poutre.

Avec :

L : portée maximale de poutre.

Nous avons L=4.20m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 28\text{cm} < h_t < 42\text{cm}$$

On prend h=35cm

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 10.5\text{cm} < b < 24.5\text{cm}$$

On prend b=30cm

Vérification d'après (RPA 99 version 2003)<sup>[1]</sup>:

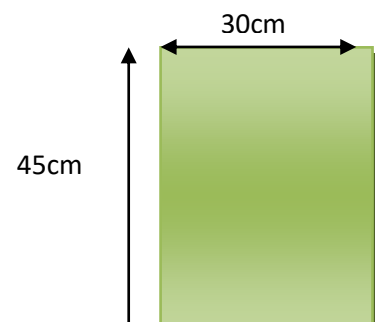


Figure.II.1 : La section de poutre principale

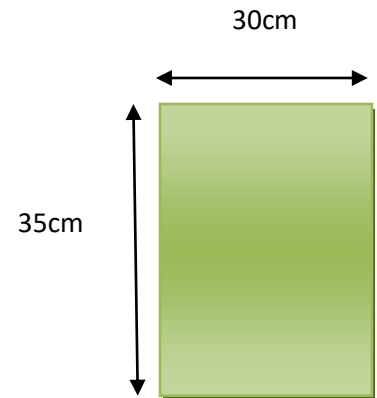


Figure.II. 2: La section de poutre secondaire

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

- Poutres principales : (bxh)= (30x45) cm<sup>2</sup>
- Poutres secondaires : (bxh)= (35x30) cm<sup>2</sup>

### II.2.2.Les plancher:

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensionnes plan. Le type du plancher est fonction de :

- La porte de différentes travées
- Les charges à supporter
- La forme du plancher Selon ces critères nous avons opté pour (02) deux types de plancher :
  - Plancher en corps creux (pour les étages)
  - Plancher dalle pleine (pour les balcons)

#### II .2.2.1. Plancher à corps creux :

- Les plancher à corps creux sont composés de trois éléments principaux.
- Les corps creux « entrevous » qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint
- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes :

##### a. Condition de flèche :

On détermine l'épaisseur du plancher par la condition de flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_x}{22.5}$$

$h_t$ : L'épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

$L_x$ : Longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

On a  $L_x = 3.90\text{m}$

$$h_t \geq \frac{375}{22.5} \quad \text{Donc} \quad h_t \geq 16.66$$

##### b. Résistance au feu :

D'après le BEAL 91<sup>[3]</sup>:

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



On admet que :  $e = 16\text{cm}$ .

$$h_t = 20\text{cm} \begin{cases} 16\text{cm corps creux} \\ 4\text{cm dalle compression} \end{cases}$$

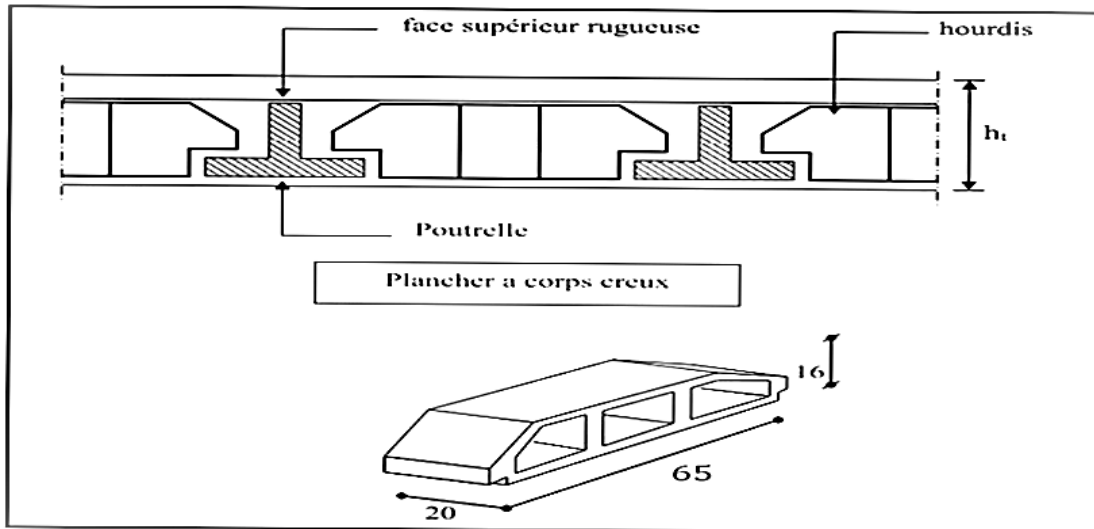


Figure .II.3: Plancher en corps creux

### II.2.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T. La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

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

D'après les règles de BAEL91 <sup>[3]</sup> :

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t$$

$$B = 2b_1 + b_0$$

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle.

$$0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20 \quad \text{Donc} \quad 6\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}$$

On adopte  $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \geq \min \left[ \frac{L_0}{2} ; \frac{L_x}{10} \right]$$

Avec :

$L_x$  : représente la distance entre poutrelles.

$L_{\max}$  : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min \left[ \frac{55}{2} ; \frac{275}{10} \right] \Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm.}$$

Pour la vérification :  $b = 2.b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10$

On prend :

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

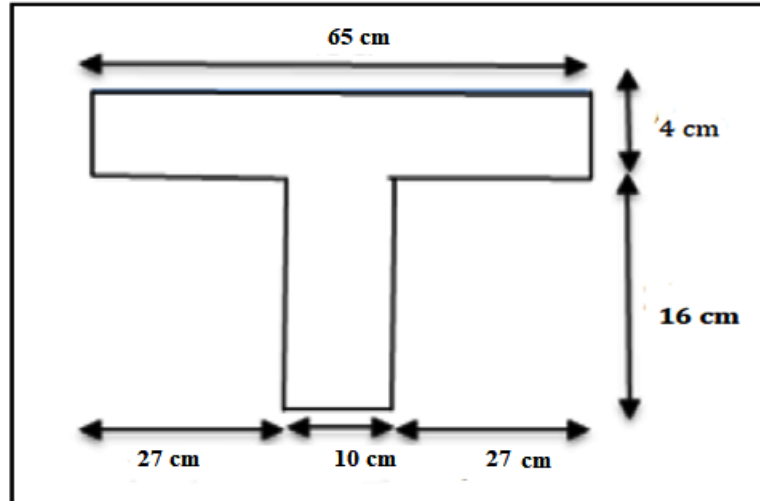


figure.II.4:Schéma de poutrelle

### II.2.3.Les escaliers:

Les escaliers sont coulés surplace, ils sont constitués par une dalle appuyée sur les poutres de plancher et de palier intermédiaire appuyées sur les paliers situés. La hauteur d'étage, de section transversale égale à celle des poutres qui lui sont parallèles. Les marches s'appuient sur la dalle pour une hauteur de contremarche «h» la largeur «g» appelé coron, est déterminée à l'aide de la formule de BLONDEL ainsi que pour  $h = 17 \text{ cm}$  (valeur proposée par l'architecte).

#### II.2.3.1. Caractéristiques techniques :

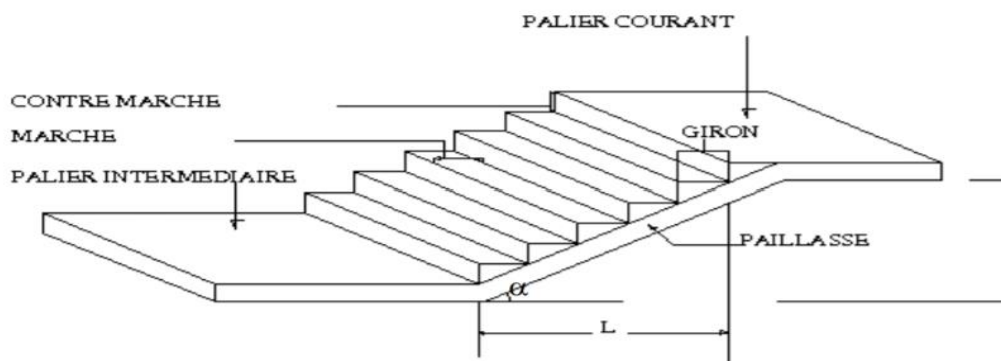


Figure.II.5 :La composition de l'escalier

### II.2.3.2. Dimensionnement :

#### Principes composant d'escalier.

$$22 \leq g \leq 33$$

$$14 \leq h \leq 22$$

Pour une bonne réalisation d'escaliers on prend :

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

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

Vérification d'après la formule de Blondel :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm} \Rightarrow 59\text{cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\text{ cm}$$

$$\mathbf{59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}}$$

- RDC :

#### Nombre des contres marches (N<sub>c</sub>) :

$$N_c = \frac{H_1}{h}$$

Avec : H : la hauteur de RDC = 3.40m donc : H<sub>1</sub>=1.7m

$$N_c = \frac{170}{17} = 10 \Rightarrow \text{Donc on adopte : } \mathbf{10 \text{ contres marches.}}$$

#### Nombre des marches (N<sub>m</sub>) :

$$N_m = N_c - 1 = 9 \Rightarrow \text{Donc on adopte : } \mathbf{9 \text{ marches.}}$$

#### La pente d'inclinaison (α) :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H_1}{L} \quad \text{Avec } L = 30(10-1) = 270\text{cm}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{170}{270} = 0.629 \Rightarrow \alpha = \mathbf{32.195^\circ}$$

- Les étages :

#### Nombre des contres marches (N<sub>c</sub>) :

$$N_c = \frac{H_1}{h}$$

Avec : H : la hauteur d'étage = 3.06m donc : H<sub>1</sub>=1.53m

$$N_c = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow \text{Donc on adopte : } \mathbf{9 \text{ contres marches.}}$$

#### Nombre des marches (N<sub>m</sub>) :

$$N_m = N_c - 1 = 8 \Rightarrow \text{Donc on adopte : } \mathbf{8 \text{ marches.}}$$

#### La pente d'inclinaison (α) :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H_1}{L} \quad \text{Avec } L = 30(9-1) = 240\text{cm}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{153}{240} = 0.629 \Rightarrow \alpha = 32.517^\circ$$

**L'épaisseur de palier et de volée (e) RDC :**

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow \cos \alpha = \frac{L}{L_{\max}}$$

$$L_{\max} = \frac{L}{\cos \alpha} + 142 = 461.05 \text{ cm} \Rightarrow \frac{461.05}{30} \leq e \leq \frac{461.05}{20}$$

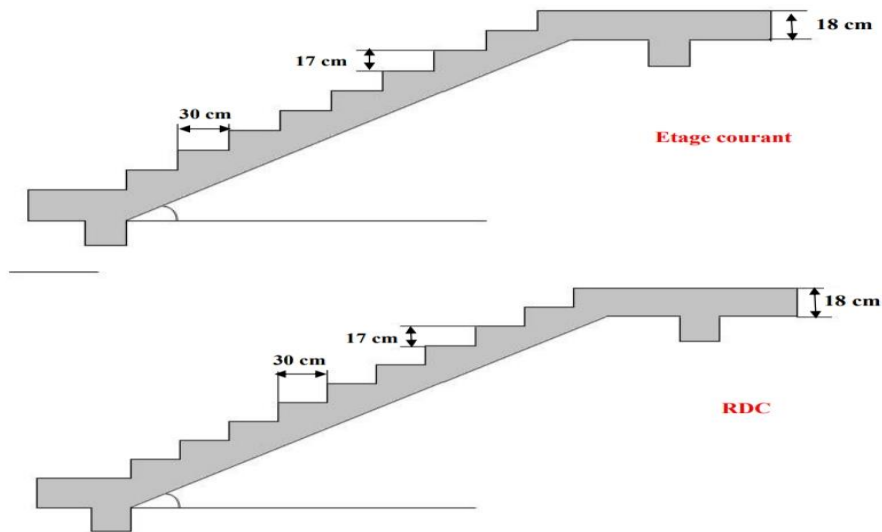
23.05 ≤ e ≤ 23.05 On prend : e=15cm

**L'épaisseur de palier et de volée (e) d'étage :**

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow \cos \alpha = \frac{L}{L_{\max}}$$

$$L_{\max} = \frac{L}{\cos \alpha} + 142 = 426.61 \text{ cm} \Rightarrow \frac{426.61}{30} \leq e \leq \frac{426.61}{20}$$

14.22 ≤ e ≤ 21.33 On prend : e=18cm



**Figure.II.6:** Les dimensions d'escaliers (étage courant et RDC).

**II.2.4.Poutre palier:**

La poutre palière est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réactions) provenant des volées et des paliers de repos. La hauteur de la poutre palière doit vérifier les conditions suivantes : D'après le règlement **B.A.E.L 91**<sup>[3]</sup>.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : La portée de la poutre (L =4.30 m).

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10}$$

$28.66 \leq h \leq 43 \Rightarrow$  on prend  $h=40\text{cm}$

Vérification d'après RPA 99 version 2003<sup>[1]</sup> (art.7.5.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.3 \leq 4 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

**II.2.5. Lesvoiles :**

D'après l'article 7.7.1 du RPA99V2003<sup>[1]</sup> .les éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4a$  sont considérés comme des voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$a_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; \frac{h_e}{22} \}$      **RPA (Article .7.7.1)**

Avec :

$h_e$ : hauteur libre d'étage.

$a_{\min}$ : épaisseur du voile.

▪ **Pour le RDC :**

$h_e = (3.4 - 0.45) = 2.95\text{m}.$

$a_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; 13.40\text{cm} \} \Rightarrow a_{\min} \geq 15\text{cm}$

▪ **Pour l'étage courant :**

$h_e = (3,06 - 0,45) = 2.61\text{m}.$

$a_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; 11.85\text{cm} \} \Rightarrow a_{\min} \geq 15\text{cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **20cm**

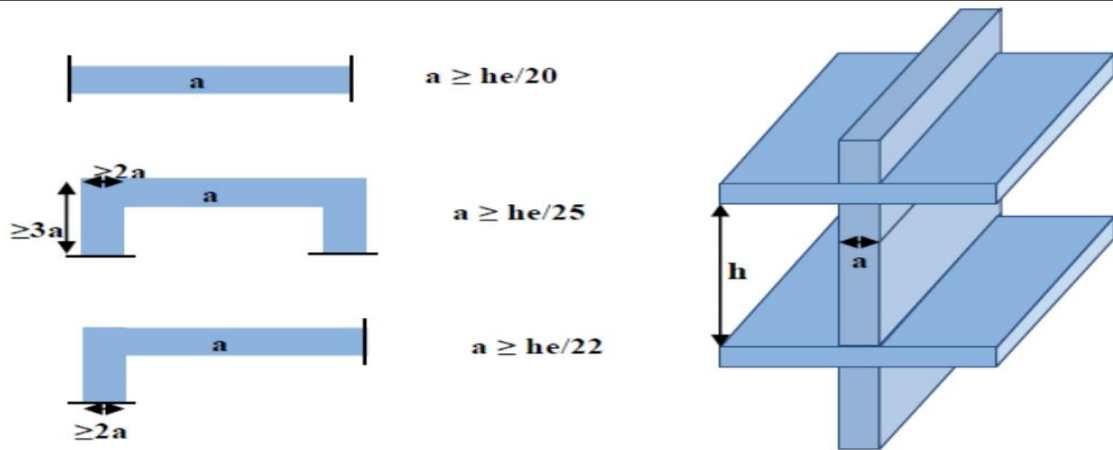


Figure.II.7:Schéma du voile et des corps en plan.

### II.2.6.L'Acrotère:

C'est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Elle est un rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture. L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal (G) dû à son poids propre.
- Un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

#### Evaluation des charges de calcul :

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant :

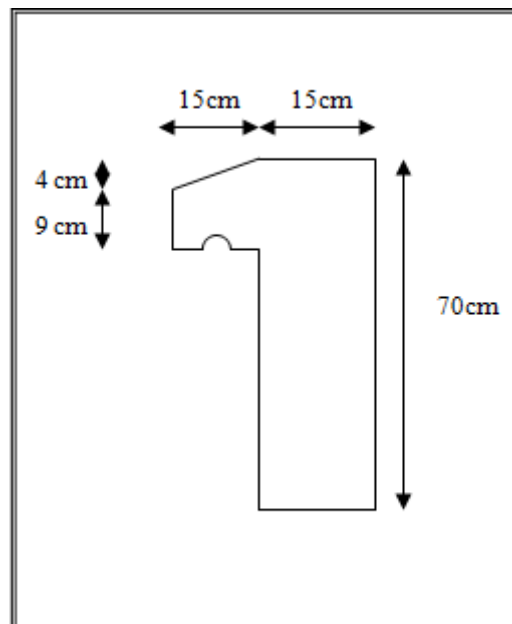


Figure.II. 8: Les dimensions de l'acrotère.

$$\gamma_b = 25000 \text{ N/m}^3$$

$$S = (0.7 \times 0.15) + (0.09 \times 0.15) + \left(\frac{0.04 \times 0.15}{2}\right) = 0.12115 \text{ m}^2.$$

### II.2.7. Le Balcon :

Un élément plan (dalle pleine) encasté dans les poutres dont l'une des dimensions (son épaisseur  $e$ ) est nettement plus petit que ses dimensions en longueur et en largeur (portées  $L_x$ ,  $L_y$ )

L'épaisseur du balcon doit satisfaire les conditions suivantes :

#### a. Résistance à la flexion :

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

- Pour une dalle sur un seul appui :  $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Pour une dalle reposant sur deux appuis avec :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle reposant sur trois appuis ou 4 appuis avec :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

$L_x$  : largeur de la dalle pleine.

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

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

#### b. Résistance au feu :

D'après le BEAL 91<sup>[3]</sup> :

- $e = 7 \text{ cm}$ , 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.

On admet que :  $e = 15 \text{ cm}$

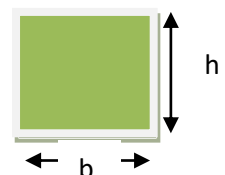
Donc on adopte :  $e = 15 \text{ cm}$



### II.2.8. Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du **BAEL91**<sup>[3]</sup>, en appliquant les trois critères suivants :

- Critère de résistance.



- Critère de stabilité de forme.
- Règles du **RPA99 (version 2003)**.

Les exigences de **RPA** en zone II:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a, b) \geq 25\text{cm pour la zone I et II} \\ \text{Min} ( a, b) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99 (version 2003)** citées ci-dessus. On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

RDC  $\Rightarrow$  section de poteau (bxh)= (45x45) cm.

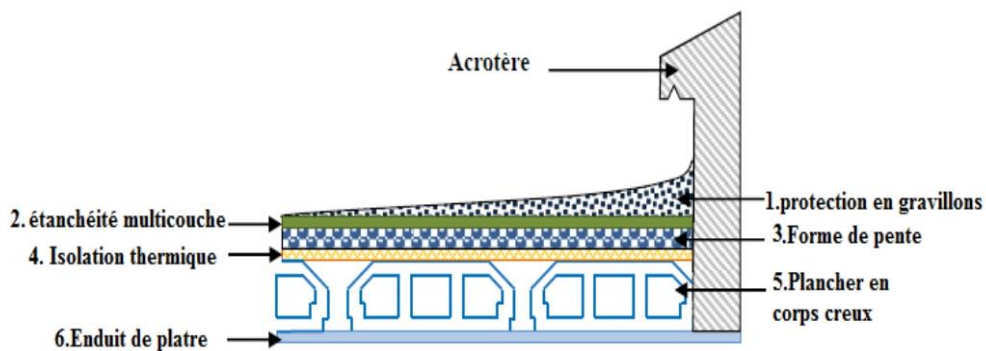
Etage courant  $\Rightarrow$  section de poteau (bxh)= (45x45) cm.

### II. 3. Evaluation des charges et surcharges :

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

#### II.3.1. Les Planchers :

##### II.3.1.1 plancher terrasse inaccessible:



**Figure.II.10:**Plancher terrasse en corps creux.

- Charge permanente et d'exploitation (**DTR B.C 2.2**) <sup>[4]</sup> :

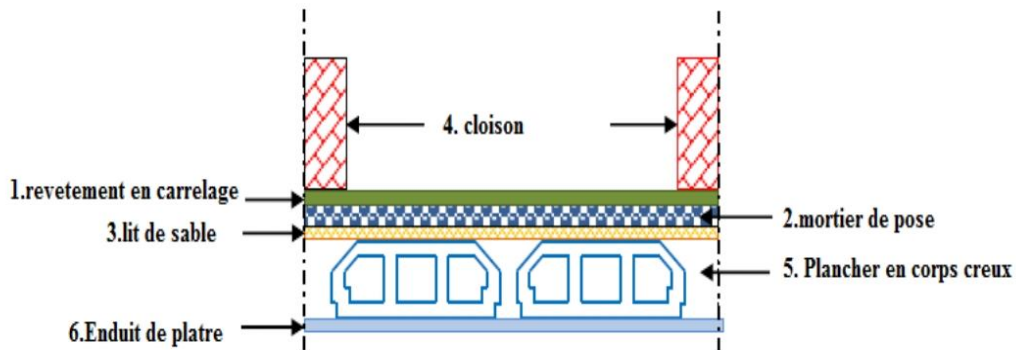
**Tableau.II.1:**Lescharges sur le plancher la terrasse inaccessible.

N <sup>0</sup>	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	17000	850
2	Etanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Forme de pente	0.1	22000	2200
4	Isolation thermique	0.04	4000	160



CHAPITRE II : PRE- DEMENSIONNEMENT DES ELEMENT				
5	dalle à corps creux	0.2	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				<b>G<sub>T</sub>=6330</b>
Surcharge d'exploitation				<b>Q<sub>T</sub>=1000</b>

### II.3 .1.2 plancher étage courant:



**Figure.II.11:** Plancher étage courant en corps creux.

**Tableau.II.2 :** Les charges sur le plancher d'étage courant.

N <sup>0</sup>	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Couche de sable	0.03	18000	540
4	Cloison en brique	0.1	10000	1000
5	Plancher à corps creux	0.2	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				<b>G<sub>E</sub>=5380</b>
Surcharge d'exploitation				<b>Q<sub>E</sub>=1500</b>

### II.3.1.3Dalle plein:

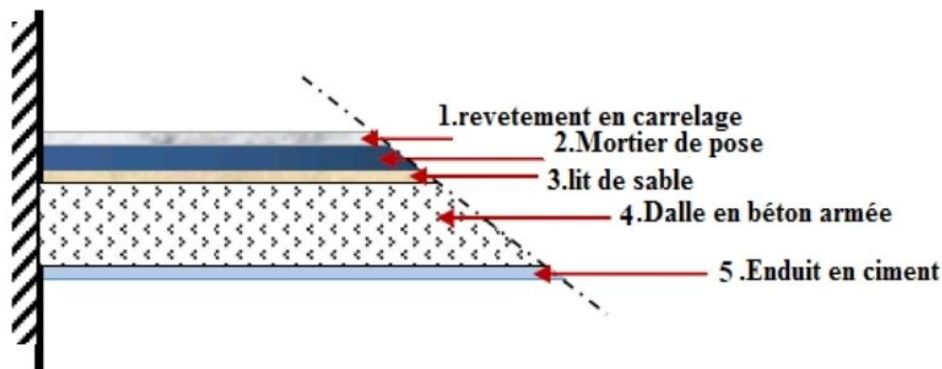


Figure.II.12: Coupe du plancher courant à dalle pleine.

Tableau.II.3: Les Charges de la dalle pleine.

N <sup>0</sup>	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
6	Cloisons intérieures	0.1	10000	1000
Charge permanente totale				<b>G<sub>D</sub>=6330</b>
Surcharge d'exploitation				<b>Q<sub>D</sub>=5000</b>

### II.3.2 Balcon:

Tableau.II.4: Les charges sur le balcon d'étage courant.

N <sup>0</sup>	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				<b>G<sub>B</sub>=5330</b>
Surcharge d'exploitation				<b>Q<sub>B</sub>=3500</b>

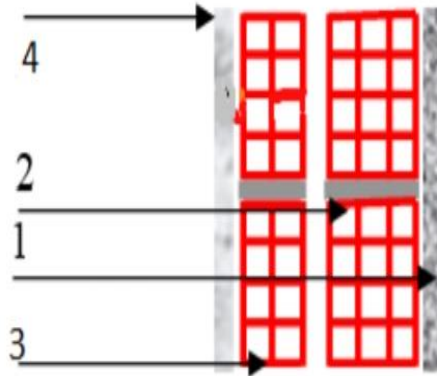
### II.3.3 Mure extérieure:

Tableau.II.5: Les Charges de la mure extérieure.

N <sup>0</sup>	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18000	360
2	Brique creux de 15	0.15	9000	1350

## CHAPITRE II : PRE- DEMENSIONNEMENT DES ELEMENT

3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creux de 10	0.1	9000	900
5	Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10000	200
Charge permanente totale				<b>GE=2810</b>



### II.3.4. Les escaliers:

#### II.3.4.1 La paillasse RDC:

**Tableau.II.6:** Les Charge sur le paillasse de RDC.

N <sup>0</sup>	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage sur marches	0.02	22000	440
2	Carrelage sur contre marches	0.02h/g	22000	249.33
3	mortier de pose sur marches	0.02	20000	400
4	mortier de pose sur contre marches	0.02h/g	20000	226.67
5	Poids des marches	0.17/2	25000	2125
6	Poids de la paillasse	0.18/cos $\alpha$	25000	5317.64
7	Enduit en plâtre	0.02/cos $\alpha$	10000	236.33
8	Gardes corps	-	-	600
Charge permanente totale				<b>GP=9594.97</b>
Surcharge d'exploitation				<b>QP=25000</b>

#### II.3.4.2 Palier de repos RDC+EC:

**Tableau.II.7:** Les charges sur le palier de repos.

N <sup>0</sup>	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				<b>GP=5150</b>

**CHAPITRE II : PRE- DEMENSIONNEMENT DES ELEMENT**

Surcharge d'exploitation	<b>Q<sub>p</sub>=25000</b>
--------------------------	----------------------------

**II.3.4.3 La paille EC:**

**Tableau.II.8:** Les charges de la paille d'étage courant.

N <sup>o</sup>	Désignation	e (m)	γ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage sur marches	0.02	22000	440
2	Carrelage sur contre marches	0.02h/g	22000	249.33
3	mortier de pose sur marches	0.02	20000	400
4	mortier de pose sur contre marches	0.02h/g	20000	226.67
5	Poids des marches	0.17/2	25000	2125
6	Poids de la paille	0.18/cosα	25000	5336.60
7	Enduit en plâtre	0.02/cosα	10000	237.18
8	Gardes corps	-	-	600
Charge permanente totale				<b>G<sub>p</sub>=9614.78</b>
Surcharge d'exploitation				<b>Q<sub>p</sub>=25000</b>

**II.3.5 L'Acrotère:**

$$G = \rho \times S$$

$$S = (0.70 \times 0.15) + (0.09 \times 0.15) + \left(\frac{0.04 \times 0.15}{2}\right)$$

$$S = 0.1215 \text{ m}^2.$$

$$G = 0.1215 \times 25 = 3.0375 \text{ KN/ml}$$

**Tableau.II.9:** Evaluation de charge de l'acrotère.

désignation	h: (m)	Surface: (m <sup>2</sup> )	poids (KN/ml)		Poids propre Totale : G (KN/ml)	Surcharge d'exploitation : Q (KN /ml)
			Acrotère: (e=15cm)	Enduit: e (3cm)		
Acrotère	0.07	0.1215	3.03	0.54	3.57	1

**II.4.Descente des charges:**

- **Loi de Dégression : (DTR B.C.2.2)<sup>[4]</sup>**

Soit Q<sub>0</sub> la charge d'exploitation sur la toiture de la terrasse couvrant le bâtiment, Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, Q<sub>3</sub>.....Q<sub>n</sub> les charges d'exploitation respectives des plancher des étages (1,2,3....., n) numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

## CHAPITRE II : PRE- DEMENSIONNEMENT DES ELEMENT

- Sous la terrasse :  $Q_0$
- Sous le premier étage à partir du sommet :  $Q_0 + Q_1$
- Sous le deuxième étage :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage :  $Q_1 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous le quatrième étage :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous le cinquième étage :  $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Dans notre cas :

- Un bâtiment en béton armé (R+5)
- Plancher RDC plus 5 étages d'habitation  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

**Tableau.II. 10:** L'application de la loi de dégression pour les charges différentes.

Niveau	Dégression des charges par niveau	Les charges (KN/m <sup>2</sup> )
5	1	1
4	1+1.5	2.5
3	1+0.95 (1.5+1.5)	3.85
2	1+0.9 (1.5+1.5+1.5)	5.05
1	1+0.85 (1.5+1.5+1.5+1.5)	6.1
RDC	1 + 0.8 (1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5 + 1.5)	7

### ▪ Poteau central

Les résultats de la descente des charges du poteau central sont donnés dans le tableau suivant :

### Surface afférente :

$$S = (1.78 \times 1.75) + (1.78 \times 1.95) + (2.25 \times 1.75) + (2.25 \times 1.95) = 14.91 \text{ m}^2$$

$$S = (1.78 \times 1.75) + (1.78 \times 1.95) + (2.25 \times 1.75) + (2.25 \times 1.95) - 0.9 = 14.01 \text{ m}^2.$$

### Les charges permanentes :

#### ▪ Les poteaux :

$$\text{Poteaux de RDC} : 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.4 = 17,21 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux d'étage} : 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = 15,49 \text{ KN}$$

CHAPITRE II : PRE- DEMENSIONNEMENT DES ELEMENT

▪ **Les plancher :**

**Plancher terrasse inaccessible :**  $14.91 \times 6330 = 94380.3N$

**Plancher d'étage courant :**  $14.91 \times 5380 = 80215.8N$

▪ **La poutre :**

**Poutre principale :**

$$G_{PP1} = 25 \times 2.25 \times 0.3 \times 0.45 = 7.59KN$$

$$G_{PP2} = 25 \times 1.78 \times 0.3 \times 0.45 = 6.00KN$$

**Poutre secondaire :**

$$G_{PS1} = 25 \times 1.75 \times 0.3 \times 0.35 = 4.59KN$$

$$G_{PS2} = 23.29KN$$

▪ **Mur extérieur :**

$$((3.06 - 0.45)(1.78 + 2.25) + (3.06 - 0.45)(1.95 + 1.75)) \times 1.4 = 28,24KN.$$

▪ **Mue intérieur dans RDC :**

$$((3.4 - 0.45)(1.78 + 2.25) + (3.4 - 0.45)(1.95 + 1.75)) \times 1.4 = 31,92KN.$$

**Tableau. II. 11:** La descente des charges du poteau intermédiaire.

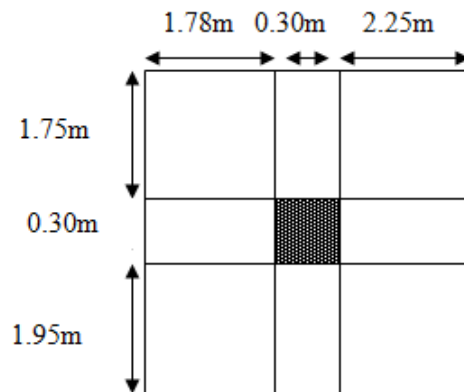
Etage	Niveau	Elément	Poids propre G(KN)	Charge d'exploitation Q(KN)
	N <sub>0</sub>	Plancher terrasse	$14.91 \times 6.33 = 94.38$	14.91
		Poutre	23.29	
		Somme	117.67	14.91
	N <sub>1</sub>	Venant N <sub>0</sub>	117.67	
		Poteau	$0.45 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 15,49$	
		Plancher étage poutres	$14.91 \times 5.38 = 80.21$	
			23.29	
		somme	236,67	37.27
	N <sub>2</sub>	Venant N <sub>1</sub>	236,67	
		Poteau	$0.45 \times 0,45 \times 25 \times 3.06 = 15,49$	
		Plancher étage poutres	$14.91 \times 5.38 = 80.21$	
			23.29	
		somme	355,66	57.39

**CHAPITRE II : PRE- DEMENSIONNEMENT DES ELEMENT**

	N <sub>3</sub>	Venant N <sub>2</sub> Poteau	355,66 $0.45 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 15,49$ $14.915.38 = 80.21$	75.29
		Plancher étage poutres	23.29	
		somme	474,65	
	N <sub>4</sub>	Venant N <sub>3</sub> Poteau	474,65 $0.45 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 15,49$ $14.915.38 = 80.21$	90.94
		Plancher étage Poutres	23.29	
		somme	593,64	
	N <sub>5</sub>	Venant N <sub>4</sub> Poteau	593,64 $0.45 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 15,49$ $14.915.38 = 80.21$	104.36
		Plancher étage Poutres	23.29	
		somme	712,63	
$N_U = (1.35G + 1.5Q) = 1118,59 \text{KN}$				

**II .4.2. vérification de la section de poteau :**

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau central, La surface reprise par les poteaux :



**Figure.II. 14:** Section revenant au poteau le plus sollicité.

$$S = (1.78 \times 1.75) + (1.78 \times 1.95) + (2.25 + 1.75) + (2.25 + 1.95)$$

$$S = 14.91 \text{m}^2.$$

- Le poteau central est le poteau la plus sollicitée donc on a dimensionné les poteaux avec les charges :  $N_u = 1118,59 \text{KN}$

Selon le CBA93 <sup>[2]</sup> (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que:

$$N_u = 1.1 (1.35G + 1.5Q) = 1.1 \times 1118,59 = 1230,45 \text{KN}.$$

**Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1230,45 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.082 \text{m}^2$$

On a  $B = 0.9 \text{m}^2$

$B = 0.9 \text{m}^2 > 0.082 \text{m}^2$  .....condition vérifiée.

**Dimensionnement de la section du Poteau :**

$$N_u < \bar{N} = \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_f e}{\gamma_s} \right)$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha * \left( \frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{B_r * \gamma_s} \right)}$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité des aciers.

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$  .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élancement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur de poteau.

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



$$I : \text{Moment d'inertie } I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$$

$$I_f = \frac{0.041}{0.17} = 0.241 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.241}{0.20}} = 1.10$$

$$\lambda = \frac{2.142}{1.10} = 1.947 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{1.947}{35} \right)^2} = 0.813$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right)}$$

$$B_r \geq \frac{1230,45 \cdot 10^{-3}}{0.813 \left( \frac{25}{0.9 \cdot 1.5} + \frac{8 \cdot 400}{1000 \cdot 1.15} \right)} = 0.041 \text{ m}^2$$

$A_s = 0.7\% \times B_r$ .....**Zone I**

$A_s = 0.8\% \times B_r$ .....**Zone IIa**

$A_s = 0.9\% \times B_r$ .....**Zone IIb**

$A_s = 0.9\% \times B_r$ .....**Zone III**


Nous avons:

$$B_r = (45-2) \cdot (45-2) \cdot 10^{-4} = 0.184 \text{ m}^2$$

$0.184 \text{ m}^2 > 0.041 \text{ m}^2$ ..... donc le poteau ne risque pas de flamber.

## II.5 Conclusion :

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers etvoiles) on passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.



# Chapitre

## Calcul les éléments secondaires

### III.1. Introduction :

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

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement [BAEL91]<sup>[3]</sup> en respectant le règlement parasismique Algérien [RPA99]<sup>[1]</sup>.

### III.2. L'acrotère :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée. Le calcul se fait sur un bond de 1m de longueur.

#### III.2.1. Evaluation des Charges :

- ✓ Poids propre de l'acrotère :  $G=3.0375$  KN/ml.
- ✓ Surcharge (la main courante)  $Q=1$ KN/ml.

#### III.2.2. Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le RPA99V2003<sup>[1]</sup> (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

Avec :

$A$  : obtenu dans le tableau (4.1) : pour la zone IIa et le groupe d'usage 2 :  $A=0.15$

$C_p$  : facteur de force horizontale pour les éléments

Secondaires donnés par le tableau (6.1),

Dans notre cas :  $C_p=0.8$ .

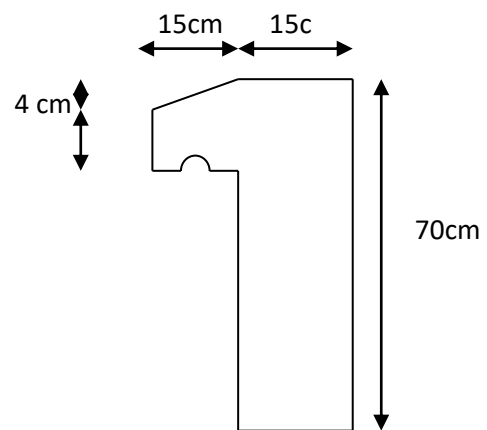
$W_p$  : le poids propre de l'acrotère :  $W_p=3.0375$ KN/ml.

Donc :  $F_p=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.0375=1.458$ KN/ml.

$Q_1=\max (F_p, Q) =\max (1.458,1)$

$Q_1=1.458$ KN/ml.

#### III.2.3. Les sollicitations :



**Figure.III.1:** Schéma statique

### CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

$$N = N_G = 3.0375 \text{ KN/ml.}$$

$$T = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$M = Q \times h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN/ml.}$$

#### III.2.4. Ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (Fig.III.2).

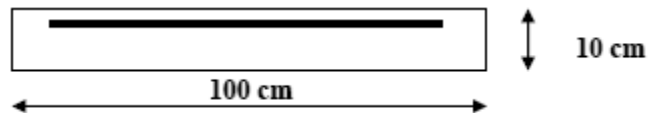


Figure.III.2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère

Les dimensions de la section :

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 10 = 0.9 \text{ cm}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

##### III.2.4.1. Calcul à l'E.L.U :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \text{ tel que } e_1 = e_0 + e_a$$

$e_0$  : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

$e_2$  : Excentricité dus aux effets de second ordre.

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.05}{4.1} = 0.2560 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.13}{6} = 0.2166 \text{ m} \rightarrow$  la section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{h}{250} \right\} \rightarrow e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{70}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \{ 2 \text{ cm} ; 0.28 \text{ cm} \} \rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha. \varphi)$$

### CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

$\alpha$  : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$\varphi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

Pour calcul l'excentricité  $e_2$  on doit vérifier que :

$$\frac{I_f}{h} \leq \text{Max} \left[ 15; 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

$I_f$ : longueur de flambement de la pièce:  $I_f = h \times 2 = 0.7 \times 2 = 1.4\text{m}$

$h$  : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.2560 + 0.02 = 0.276\text{m}$$

$$\frac{1.4}{0.1} \leq \text{Max} \left[ 15; 20 \times \frac{0.276}{0.7} \right]$$

$$\frac{1.4}{0.1} \leq \text{Max}[15; 7.88] \dots \text{CV}$$

Donc on calcul  $e_2$ :

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha \cdot \varphi)$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} \text{ (BAEL 91}^{[3]} \text{ article A.4.3.5)}$$

$$\alpha = \frac{0}{0 + 0.245} = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2}{10^4 \times 0.1} \times (2 + 0 \times 2) = 0.011\text{m}$$

$$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.2560 + 0.02 + 0.011 = 0.287\text{m}$$

#### Les sollicitations majorées :

$$M_{UG} = N_u \times e \Rightarrow M_u = 4.1 \times 0.287 = 1.176\text{KN.m.}$$

$$M_{ua} = M_{UG} + N_u \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_u = 1.176 + 4.1 \left( 0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.34\text{KN.m}$$

#### Etape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{1.34 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14.2} = 0.0116$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0145$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.089$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_{u1} = \frac{1.34 \times 10^6}{89 \times 348} = 0.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Retour la section réelle :**

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A_u = 0.42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Vérification de condition de non fragilité : BAEL [3] (ART A.4.2.1)**

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc  $A_s = A_{\min} = 1.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  on adopte 4HA8 = **2.01 cm<sup>2</sup>**

**Les armatures répartition :**

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

On adopte 4HA6 = **1.13 cm<sup>2</sup>**

**Vérification de l'espacement :**

**Les armatures principales :**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = 33.33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**Les armatures répartition :**

$$S_t \leq \frac{h}{3} = 23.3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**III.2.3.2 Calcul à l'ELS :**

$$M_{\text{ser}} = 0.7 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = 3.0375 \text{ KN/ml.}$$

**Calcul de l'excentricité:**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{3.0375} = 0.230m$$

$$e > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016m$$

Donc : nous avons une section partiellement comprimée on calculera la section en flexion simple sous l'effort d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

$$M_{\frac{ser}{A}} = M_{\frac{ser}{A}} + N_{ser} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = M_{\frac{ser}{A}} = 0.7 + 3.0375 \left( 0.09 + \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_{ser} = 0.821 \text{ KN.m}$$

 **Calcul de moment limite de service  $M_1$  :**

$$M_1 = \mu_r b d^2 \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left( 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right)$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s}$$

La contrainte d'acier : fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2f_e}{3} ; 150\eta \right)$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_s = \min (266.66 ; 240) = \sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \alpha_r = 0.483 \quad \mu_r = 0.203$$

$$M_1 = 0.203 \times 1000 \times 90^2 \times 15 = 24.66 \text{ MN.mm}$$

$$Z = d \left( 1 - 0.4 \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0.084 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{0.821 \times 10^6}{84.19 \times 240} = \frac{0.40 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 0.4 - \frac{0.7}{240} = 0.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :

## CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

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

$$A_s = (0.39; 1.08; 0.42)$$

$$A_s = 1.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4HA8**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d \frac{e^{-0.45d}}{e^{-0.185d}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1000 \times 90 \times \frac{287 - 0.45 \times 90}{287 - 0.185 \times 90} = 0.99 \text{ cm}^2$$

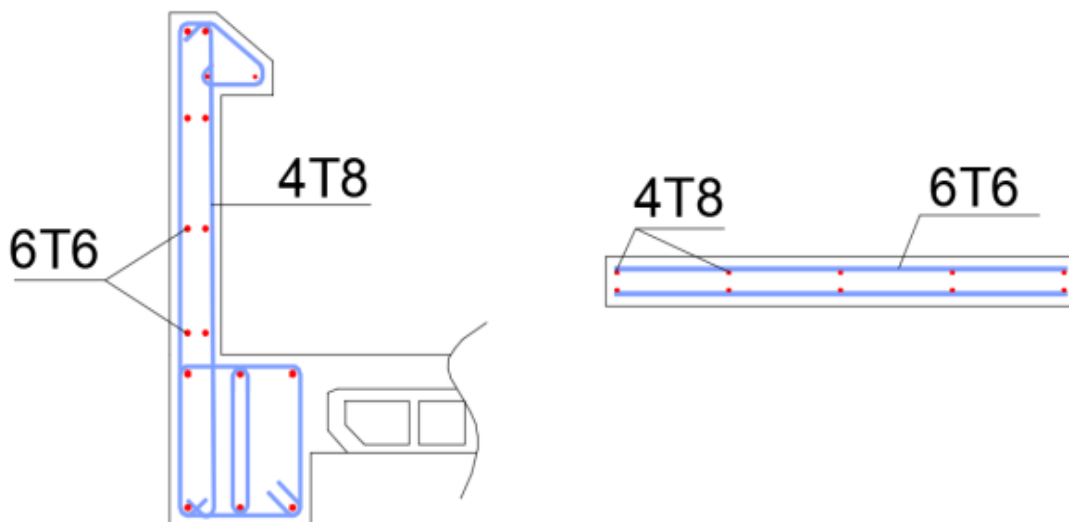
✚ **Vérification de condition de cisaillement :**

On doit vérifier que  $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = F_p + Q = 1.458 + 1 = 2.458 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{2458}{1000 \times 90} = 0.027 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$



**Figure.III.3:**Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.3. Balcons:



### III.3.1 Introduction

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encadrée dans les poutres et libre dans l'autre côté. L'épaisseur est conditionnée par :

$$L_x / 15 \leq e \leq L_x / 20 + 7 \Rightarrow L_x = 1.4m$$

$$9,33 \leq e \leq 14 \Rightarrow e = 12cm$$

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à : **e = 15 cm.**

Les balcons sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles encadrés.

$$G = 5.33KN$$

$$Q = 3.50KN$$

**Poids propre du Garde-corps de 1m de hauteur**

$$p = \gamma \cdot e \cdot h \cdot l$$

$$P = 1.5 \times 0.15 \times 1 \times 1 = 2.25KN/m$$

$$L_x = 1.40m \quad L_y = 5.21m \quad e = 12cm$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{5.21} = 0.26 < 0.4 \Rightarrow \text{donc la dalle porte suivant un seul sens } l_x$$

#### III.3.1.1. Evaluation des charges:

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2$$

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

Pour 1 ml :

$$G = 5.33KN/m$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}$$

**Calcul des moments** : le moment isostatique est calculé par la relation suivante :

$$M = \frac{q \times l^2}{2} + p \times l$$

Effort tranchant est :  $T = q \times l + p$

**Tableau.III.1:** Combinaison des charges de balcon.

	Q (KN/ml)	P(KN/ml)	M(KN .m)	T(KN)
E.L.U	12.44	3.03	16.43	20.44
E.L.S	8.33	2.25	11.31	14.61

### III.3.1.2. Calcul les armatures :

#### a) vérification à ELU

##### ✚ Armatures longitudinales

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

$$d=0.9h=13.5\text{cm}$$

$$c=1.5$$

$$b=100\text{cm}$$

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.43 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.063$$

$$\mu_{bu}=0.063 \leq \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\Rightarrow A' = 0$  (pivot A)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.063}) = 0.081$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 135(1 - 0.4 \times 0.081) = 130\text{mm}$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{16.43 \times 10^6}{130 \times 347.82} = 363.36 = 3.63\text{cm}^2$$

##### ✚ Pourcentage minimale des armatures BAEL <sup>[3]</sup> (article.6.4)

$$A'_{\min} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5\text{cm}^2$$

##### ✚ Condition non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.6\text{cm}^2$$

$$A_s = \max(A'_{\min}, A_{\min}, A_s) = 3.63\text{cm}^2$$

On prend 4HA12 = 4.52cm<sup>2</sup>

##### ✚ Espacement:

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

$$S_t \leq \min(45, 33)$$

$S_t=33\text{cm}$

On adopte ..... $S_t=20\text{cm}$

✚ Les armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412\text{cm}^2$$

$A_r=1.412\text{cm}^2 \rightarrow$  on prend **4HA8=2.01cm<sup>2</sup>**

✚ Vérification la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{20.44 \times 10^3}{100 \times 135} = 0.15\text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2.5\text{MPa}, 4\text{MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0.15\text{MPa} \leq 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots CV$

**b) vérificationa ELS:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$M_s=11.31\text{KN.m}$

✚ Position de l'axe neutre

$A's=0 \dots \dots \dots$  (pivotA)

$n=15$

$A_s=5.65\text{cm}^2$

$$\frac{b.y^2}{2} + \eta(d-y)A's_n - \eta \times A_s(d-y) = 0$$

$$\frac{b.y^2}{2} - \eta A_s(d-y)A's = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 5.65 \times (13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 1144.125 = 0$$

$y=4.01\text{cm}$

$$I = \frac{b.y^2}{3} + \eta(d-y)A's' + \eta \times A_s(d-y) = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y^2}{3} + \eta \times A_s (d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{100 \times 4.01^2}{3} + 15 \times 5.65 (13.5 - 4.01)^2$$

$$I = 9781.966842 \text{ cm}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11.31 \times 10^6}{97819668.42} \times 40.1 = 4.63 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

**✚ Contrainte d'acier :**

**Fissuration préjudiciable :**

$$\overline{\delta}_s = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{\eta \times M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 11,31 \times 10^6}{97819668.42} (135 - 40.1) = 164.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 164.5 < \overline{\delta}_s = 201,66 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

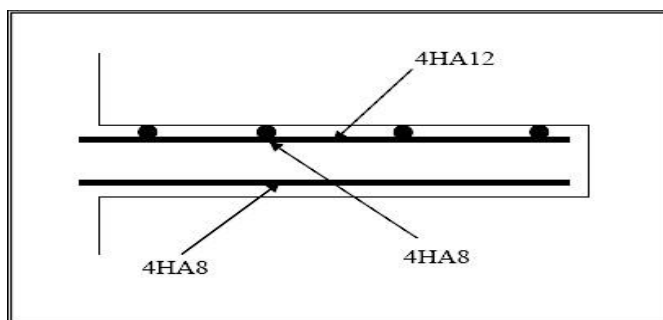
**✚ Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une de conditions suivantes n'est pas vérifiée selon l'article B.6.5.1 des règles BAEL91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.14 > 0.062 \\ \frac{A_s}{bd} < \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.003 < 0.009 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.3.1.3. Schéma du ferrailage :**



**Figure.III.4:** Schéma de ferrailage du balcon.

**III.4.les escaliers :**

### III.4.1 Définition

Les escaliers constituent la famille la plus employée des circulations verticales. En effet, quel que soit le type de bâtiment, ils sont indispensables soit à titre de circulation principale, comme dans une maison individuelle, soit à titre de circulation de service ou de secours dans un immeuble collectif ou dans un établissement recevant du public.

Plusieurs dispositifs permettent de passer d'un niveau à un autre, en fonction de la dénivellation et de la longueur disponible, c'est-à-dire de l'inclinaison de la pente la plus faible à la plus inclinée.

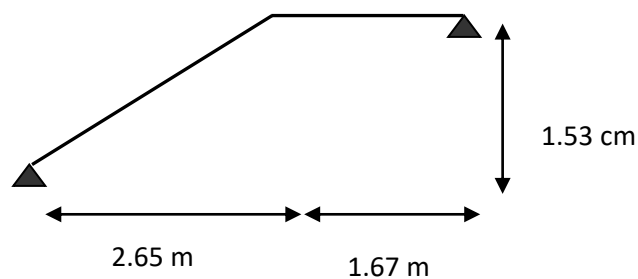
### III.4.2 Schéma statique

Palliasse :  $G_1 = 6.61 \text{ KN/m}$

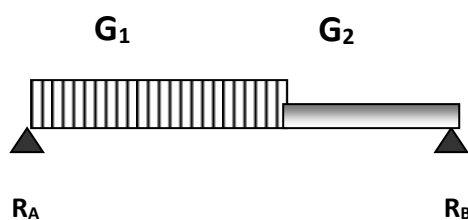
:  $Q_1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

Palier : :  $G_2 = 5.93 \text{ KN/ml}$

:  $Q_2 = 2.5 \text{ KN /ml}$



**Figure.III.5:**Schéma statique l'escalier.



**Figure.III.6:**La charge équivalente

### III.4.3. Charges et surcharges

Palliasse :  $G_1 = 9.61 \text{ KN/m}^2$

:  $Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Palier :  $G_2 = 5.15 \text{ kn/m}$

$Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$

### III.4.4. Combinaisons des charges :

#### III.4.4.1 Calcul des charges a l'ELU et l'ELS :

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

##### a) Palliase

##### L'ELU

$$q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 \Rightarrow q_{u1} = 1.35 \times 9.61 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_{u1} = 16.72 \text{ KN/ml}$$

##### L'ELS

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1 \Rightarrow q_{ser1} = 9.61 + 2.5$$

$$q_{ser1} = 12.11 \text{ KN/ml}$$

##### b) Palier

##### L'ELU

$$q_{u2} = 1.35 G_2 + 1.5 Q_2 \Rightarrow q_{u2} = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_{u2} = 10.70 \text{ KN/ml}$$

##### L'ELS

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2 \Rightarrow q_{ser1} = 5.15 + 2.5$$

$$q_{ser2} = 7.65 \text{ KN/ml}$$

**Tableau.III.2:** Combinaisons des charges l'escalier.

Combinaisons	Volée (KN/ml)	Palier (KN/ml)
<b>ELU</b>	16.72	10.70
<b>ELS</b>	12.11	7.65

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

III.4.4.2 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants :

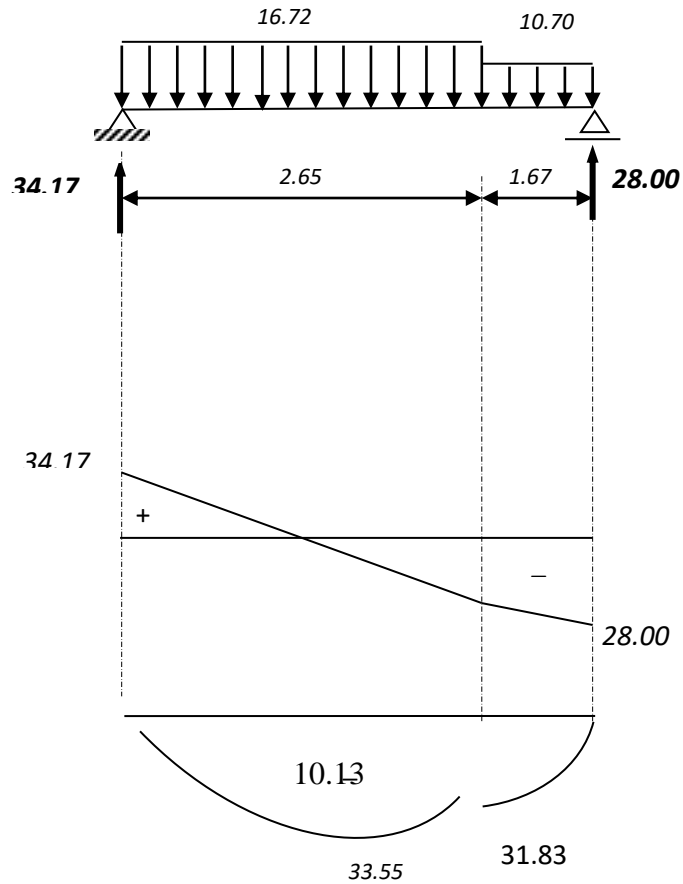


Figure.III.7: Diagrammes des moments fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU.

Tableau.III.3: Tableau récapitulatif des sollicitations.

	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	T <sub>u</sub> (KN)
E.L.U	33.55	16.77	28.51	34.17
E.L.S	25.09	12.60	21.32	24.71

III.4.4.3 Calcul de ferrailage

✚ Armatures longitudinales

❖ Travée

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

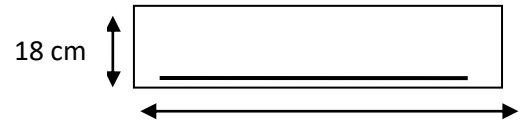
$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.5} = 266.67 \text{MPa}$$

### CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\mu = \frac{M_U}{b * d^2 * \sigma_b} = \frac{28.51 \times 10^3}{14.2 \times (16.2^2 \times 100)} = 0.076 < 0.392$$

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.99$$



Section simplement armé.

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28.51 \times 10^3}{348 \times 0.96 \times 16.2} = 5.26 \text{ cm}^2$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.96$$

#### ✚ Conditions non fragilité

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 16.2}{1000}, 0.23 \times 100 \times 16.2, \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$= \max \{1.62; 1.95\} \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.95 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{\min}$  Condition vérifiée.

$$A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 < 5.26 \text{ cm}^2$$

On pond **6HA12=6.79 cm<sup>2</sup>**

#### ✚ Espacement :

$$S_t \leq \min \{3ep, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

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

**Armature de répartition.**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.26}{4} = 1.31 \text{ cm}^2$$

On pond **4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>**

#### ✚ Espacement entre les armatures



$$S_t \leq \min\{4h, 45\text{cm}\} = \min\{72, 45\}$$

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

$$S_t = 33\text{cm}$$

❖ **Ferraillage aux appuis**

$$M_u = 16.77\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{16.77 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 16.2^2} = 0.045 < 0.392$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.057$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.97$$

$$A_u = \frac{16.77 \times 10^3}{0.97 \times 348 \times 16.2} = 3.06\text{m}^2$$

✚ **Condition de fragilité**

$$\text{On a: } A_{\min} = \max\left\{\frac{b \times d}{1000}; 0.23b * d; \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} = \max\{1.62; 1.95\}$$

$$A_{\min} \geq 1.95\text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{\min}$  Condition vérifiée.

$$A_{\min} = 1.95\text{cm}^2 < 3.06\text{cm}^2$$

On prend : **5HA10=3.93cm<sup>2</sup>**

✚ **Espacement**

$$S_t \leq \min\{3ep, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

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

✚ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.06}{4} = 0.76\text{cm}^2$$

On prend : **5HA8=2.51cm<sup>2</sup>**

**Vérification à E.L.S**

CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

On vérifie que :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + h \times A'_s - n \times A_s(d - y) = 0$$

Avec :  $n=15$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

Travée :

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \times 6.79(16.2 - y) = 0$$

$$50y^2 + 101.85y - 1649.97 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 583.41$$

$$y = \frac{583.41 - 101.85}{100} = 4.815$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s(d - y^2)$$

$$I_t = \frac{100 \times 4.81^3}{3} + 15 \times 6.79(16.2 - 4.81)^2 = 1692270 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{21.32 \cdot 10^5 \times 4.81}{1692270 \times 10^2} = 6.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow OK$$

**Tableau.III.4:** Vérification des contraintes à l'ELS.

	Mser(KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> ≤ σ <sub>b</sub>
<b>Travée</b>	21.32	6.79	4.81	16922.70	6.05	CV
<b>Appuis</b>	12.60	3.15	3.46	9060.07	4.81	

**✚ Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$T_{\max} = 34.17 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{34.17 \times 10^3}{162 \times 1000} = 0.210 \text{ MPA}$$

**✚ La fissuration est considérée comme peu préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 0.210 < 3.33 \rightarrow CV$$

✚ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91<sup>[3]</sup> modifié 99) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{4.3} = 0.041 \geq 0.0625 \rightarrow \text{CNV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow 0.041 \geq \frac{28.51}{10 \times 33.55} \Rightarrow 0.049 \geq 0.084 \rightarrow \text{CNV} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.037 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{CNV} \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) ; (2) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$E_i$  : module instantané de béton ( $E_i = 32164.2 \text{MPa}$ )

$I_{fi}$  : l'inertie fissurée

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})}$$

$$\lambda_i = 6.17 \Rightarrow \mu = 0.93 \Rightarrow I_{fi} = 1231.8 \Rightarrow f = 0.03 < 0.61 \text{mm}$$

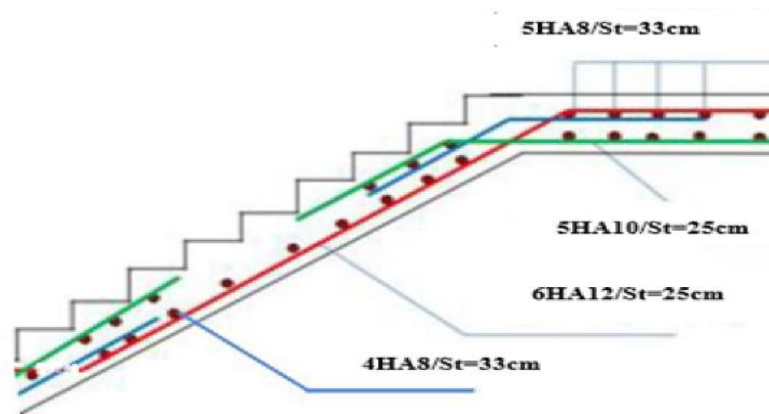


Figure.III.8: Schéma de ferrailage d'escalier.

III.5 Etude de la poutre palière :

### CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

La poutre palière, c'est une poutre parfaitement encadrée à ses extrémités dans les poteaux, cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous forme de réaction d'appuis et aux moments de torsion [6].

#### 6.1-Pré dimensionnement :

La longueur de plus grande portée est égale à  $L = 2.85\text{m}$ .

▪ **La hauteur de la poutre :**

$$\frac{285}{15} \leq h \leq \frac{285}{10} \quad \text{Donc} \quad 19\text{cm} \leq h \leq 28.5\text{cm} \quad \text{on adopte : } h = 35\text{cm}.$$

▪ **La largeur de la poutre :**

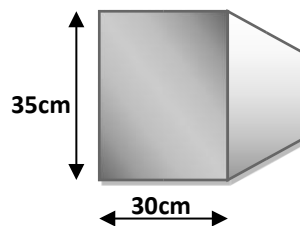
$$0.3 \times 0.35 \leq b \leq 0.6 \times 0.35 \quad \text{Donc} \quad 10.5\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \quad \text{on adopte : } b = 30\text{cm}$$

Donc notre poutre a la section suivante :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**Vérification des dimensions de la section de la poutre d'après le RPA99 v2003 article 7.5.1[3] :**

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

On adopte la section suivante  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$  qui vérifie les conditions de RPA[1] .



**Figure III.21:** Les dimensions de la poutre palière.

#### 6.2-Evaluation des

**charges** -La poids propre :

$$G = (0.3 \times 0.35 \times 25) = 2.625 \text{ kn/ml}$$

**-La réaction de l'escalier sur la poutre :**

$$\text{à ELU : } R_A = 32.06 \text{ KN}$$

à ELS :  $R_A = 23.23 \text{ KN}$

### 6.3-calcul des sollicitations :

#### a- les moments fléchissant et les efforts tranchant[8] :

**ELU :**

$$q_u = (1.35 \times G) + R_A \quad q_u = 35.604 \text{ KN/m}$$

$$\text{En travée : } M_t = \frac{q_u \times l^2}{24} = 11.630 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = 23.261 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = 49.845 \text{ KN}$$

**ELS :**

$$q_s = G + R_A$$

$$q_s = 25.855 \text{ KN/m}$$

$$\text{En travée : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{24} = 18.446 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_t = \frac{q_s \times l^2}{12} = 16.892 \text{ KN.m}$$

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = 36.197 \text{ KN}$$

#### b-Couple de torsion :

Le couple de torsion appliquée à la poutre est le moment sur appuis des escaliers.

**ELU:**

$$C_u = M_a = -6.141 \text{ KN.m}$$

**ELS:**

$$C_s = M_a = -4.437 \text{ KN.m}$$

#### d-Le moment de torsion :

**ELU :**

$$T_u = \frac{C_u \times L}{2} = 8.597 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$T_s = \frac{C_s \times L}{2} = 6.212 \text{ KN.m}$$

6.4.1-Calcul le ferrailage sous sollicitations de flexion simple :

La section de calcul de la poutre est comme suit :

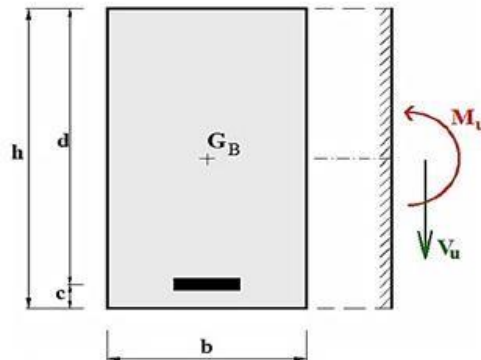


Figure III.22 La section de calcul de la poutre en flexion simple.

Avec :

$$h = 35\text{cm}, b = 30\text{cm}, d = 33\text{cm}$$

6.4.2- Ferrailage en travée [7]:

Calcul le moment réduit ( $\mu$ ) :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}}$$

$$\mu = 0.025$$

Calcul le moment limite ( $\mu_l$ ) :

$$\mu_l = 0.8\alpha_1 [1 - (0.4\alpha_1)]$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{sl}} \quad \text{avec :} \quad \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.7\text{‰}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.7} = 0.673$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.673 [1 - 0.4 \times 0.673] = 0.393$$

$\mu = 0.156 < \mu_l = 0.393$  donc : l'acier comprimée n'est pas nécessaire ( $A's=0$ ).

$0 < \mu = 0.156 < 0.186$  donc : **pivotA**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} 348$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.156)}) \Rightarrow \alpha = 0.213$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.213) \Rightarrow \beta = 0.915$$

**La section fictive de l'acier tendue :**

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{86.41 \times 10^6}{0.915 \times 360 \times 348} \Rightarrow A_s = 753.81 \text{mm}^2 = 7.53 \text{cm}^2$$

**La section minimale d'acier tendu vaut :**

Le ferrailage minimal imposé par la règle d' RPA(Art 7.5.2.1)et la règle de condition de non fragilité et la règle de millième :

$$A_{smin} = \max\left\{0.005 \cdot b \cdot h; \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{smin} = \left\{0.005 \times 30 \times 40; \frac{100 \times 20}{1000}; 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400}\right\}$$

$$A_{smin} = \max\{6 \text{cm}^2; 2 \text{cm}^2; 2.052 \text{cm}^2\} = 6 \text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} \Rightarrow A_s = \max\{7.53 \text{cm}^2; 6 \text{cm}^2\}$$

On adopte :  $A_s = 7.53 \text{cm}^2$

**Armature principale :**

$A_s = 7.53 \text{cm}^2 \Rightarrow$  On prend **3 HA 14 + 3 HA 12 (Asad = 8.01cm<sup>2</sup>).**

**6.4.3-Ferrailage en appuis :**

**Calcul le moment réduit ( $\mu$ ) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{50.83 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.2} = 0.092$$

$$\mu_l = 0.393$$

$\mu = 0.092 < \mu_l = 0.393$  donc: l'acier comprimé n'est pas nécessaire ( $A_s' = 0$ ).

$$0 < \mu = 0.092 < 0.186$$

**Donc :** L'ELU est atteint en pivot A.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.092)}) \Rightarrow \alpha = 0.121$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.121) \Rightarrow \beta = 0.951$$

**La section fictive de l'acier tendue :**

$$A_s = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_s} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{50.83 \times 10^6}{0.951 \times 360 \times 348} \Rightarrow A_s = 426.34 \text{ mm}^2 = 4.26 \text{ cm}^2$$

**La section minimale d'acier tendu vaut :**

Le ferrailage minimal imposé par la règle d'RPA et la règle de condition de non fragilité et la règle de millième:

$$A_{smin} = \max\{6 \text{ cm}^2; 2 \text{ cm}^2; 2.052 \text{ cm}^2\} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} \Rightarrow A_s = \max\{4.26 \text{ cm}^2; 6 \text{ cm}^2\}$$

On adopte :  $A_s = 6 \text{ cm}^2$

**Armature principale :**

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 3 \text{ HA } 14 + 3 \text{ HA } 12 = 8.01 \text{ cm}^2.$$

#### 6.4.4-Vérification à l'effort tranchant à ELU

Selon le BAEL91 modifié 99 chapitre 13. III.2.1. On doit vérifier la condition ci-après [3] :

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

La fissuration est considérée comme non préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\}$$



$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} 3.33 \text{MPa}; 5 \text{MPa} \right\}$$

Donc :  $\bar{\tau}_u = 3.333 \text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{61.17 \times 10^3}{300 \times 270}$$

$\tau_u = 0.75 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

**-Espacement :**

D'après RPA 99 /V2003 article (7.5.2.2) [1] :

**Dans les zones nodales :**

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$$

$$S_t = \min \left\{ \frac{40}{2}; 12 \times 1.4 \right\}$$

$$S_t = \min \{10 \text{cm}; 16.8 \text{cm}\}$$

**On adopte :..... = 10cm**

**.En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{cm}$$

**On adopte:= 15cm**

**-Armatures transversales :**

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$$

Avec :

$K = 1$  pour la flexion simple.

$\alpha = 90^\circ$  pour les armatures droites

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq 0.45 \Rightarrow A_t = 0.45 \text{cm}^2$$

### 6.4.5- Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

**a-En travée :**

**le moment statique :**

$$A_s = 5.09 \text{ cm}^2; M_{ser} = 43.596 \text{ kN.m};$$

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \quad \Rightarrow y = 15.53 \text{ cm}$$

**Le moment d'inertie I :**

$$I = (b/3) y^3 + 15A_s(d - y)^2 = 48545,977 \text{ cm}^4$$

On vérifie que :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_b = \frac{43.545 \cdot 10^5 \times 15.53}{48545,977 \cdot 10^2} = 0.68 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

**b-Sur appuis**

$$M_a = 34.62 \text{ kN.m}$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/3)y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \quad \Rightarrow y = 17.70 \text{ cm}$$

**Le moment d'inertie I :**

$$I = (b/3) y^3 + 15A_s(d - y)^2 = 82774,521 \text{ cm}^4$$

On vérifie que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_a = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = 7.39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

### 6.4.6-Vérification de la flèche :

### CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

Avant de passer directement à la vérification de la flèche, il faut qu'on examine d'abord les conditions qui nous dispensent de cette vérification. Ces conditions sont dictés pour le cas des poutres, par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 modifié99 comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_{t,L}}{10 \cdot M_0} \right\} \\ L \leq 8m \\ A_s \leq \frac{4.2bd}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{25.855 \times 4.8^2}{8} \Rightarrow M_0 = 74.46 \text{KN} \cdot \text{m}$$

Donc :

$$h = 40\text{cm} \geq \max \left\{ \frac{480}{16} = 30; \frac{18.446 \times 480}{10 \times 74.46} = 11.89 \right\} = 30\text{cm} = \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$L = 4.8\text{m} \leq 8\text{m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_s = 8.01\text{cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 30 \times 36}{400} = 11.34\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

#### 6.5- Calcul le ferrailage sous sollicitations de torsion :

La section creuse de calcul de la poutre est comme suit :

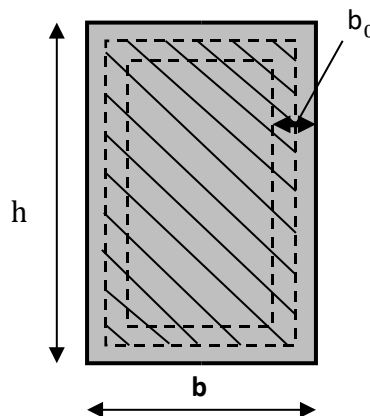


Figure III.23: La section de calcul de la poutre en torsion.

#### 6.5.1-Calcul de la contrainte tangentielle de torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section pleine se calcul comme suit [3] :

$$\tau_u = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$$

Avec :

$b_0$  : épaisseur de la paroi

considéré

$$b_0 = \min\left\{\frac{b}{6}, \frac{h}{6}\right\} \Rightarrow b_0 = 50 \text{ mm}$$

$\Omega$  : aire du contour à mi-  
épaisseur.

$$\Omega = (b - b_0) (h - b_0) = (300 - 50) \times (330 - 50) \quad \longrightarrow \quad \Omega = 70000 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{8.597 \times 10^6}{2 \times 70000 \times 50} \rightarrow \tau_u = 1.228 \text{ MPa}$$

### 6.5.2-Vérification de contraintes tangentielles :

Selon l'article A.5.4.3 des règles BAEL91 conseille de faire la vérification suivante [3] :

$$\tau_{u \text{ tor}}^2 + \tau_{u \text{ flex}}^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$\sqrt{\tau_{u \text{ tor}}^2 + \tau_{u \text{ flex}}^2} \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{1.228^2 + 0.503^2} = 3.333 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sqrt{\tau_{u \text{ tor}}^2 + \tau_{u \text{ flex}}^2} = 3.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

### 6.5.3-Calcul les armatures longitudinales :

$$A_s = \frac{T_u \gamma_s U}{2 f_e \Omega}$$

U : périmètre du contour à mi- épaisseur

$$U = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = [(400 - 50) + (300 - 50)] \times 2$$

$$U = 1100 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{8.567 \times 10^6 \times 1.15 \times 1100}{2 \times 400 \times 70000} \Rightarrow A_s = 194.20 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.942 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA12 ( $A_{s \text{ ad}} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )

### 6.5.4-Armatures transversales :

En utilisant la même règle :

$$A_t = \frac{T_u \gamma_s S_t}{2 f_e \Omega}$$

$$A_t = \frac{8.597 \times 10^6 \times 1.15 \times 150}{2 \times 400 \times 70000} \Rightarrow A_t = 26.5 \text{ mm}^2 = 0.265 \text{ cm}^2$$

### 6.6-Ferrailage totale :

Comme la flexion simple et la torsion, sollicitent concomitamment la poutre palier, on doit superposer les deux ferrillages de flexion et de torsion :

#### a- Armatures longitudinales :

**En travée :**

$$A_s = A_s^{\text{flexion}} + \frac{1}{2} A_s^{\text{torsion}} = 5.25 + 0.971 = 6.221 \text{ cm}^2$$

**On prend 6 HA 12 (Asad = 6.79cm<sup>2</sup>).**

**sur appuis :**

$$A_s = A_s^{\text{flexion}} + \frac{1}{2} A_s^{\text{torsion}} = 5.25 + 0.971 = 6.221 \text{ cm}^2$$

**On prend 6 HA 12 (Asad = 6.79cm<sup>2</sup>).**

#### b- Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}} = 0.45 + 0.265 = 0.715 \text{ cm}^2$$

On prend **2HA 10 (Asad = 1.57cm<sup>2</sup>)** c'est-à-dire : **deux cadres de Φ10**

### 6.7-Vérification au ferrailage minimal (Torsion-flexion) :

#### a- Armatures longitudinales :

Selon l'article A.7.2.2 du BAEL on doit vérifier la condition suivante [3] :

$$\frac{A_s f_e}{b_e U} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

**En travée :**

$$\frac{679 \times 400}{50 \times 1100} = 4.94 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**sur appuis :**

$$\frac{679 \times 400}{50 \times 1100} = 4.94 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**b- Armatures transversales :**

Selon l'article A.7.2.2 du BAEL on doit vérifier la condition suivante[3] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{MPa}$$

$$\frac{157 \times 400}{50 \times 150} = 8.373 \text{MPa} > 0.4 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

On doit vérifier aussi la condition du RPA 99/V2003 :

$$A_t \geq 0.003 S_t b$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

**Schéma du ferrailage :**

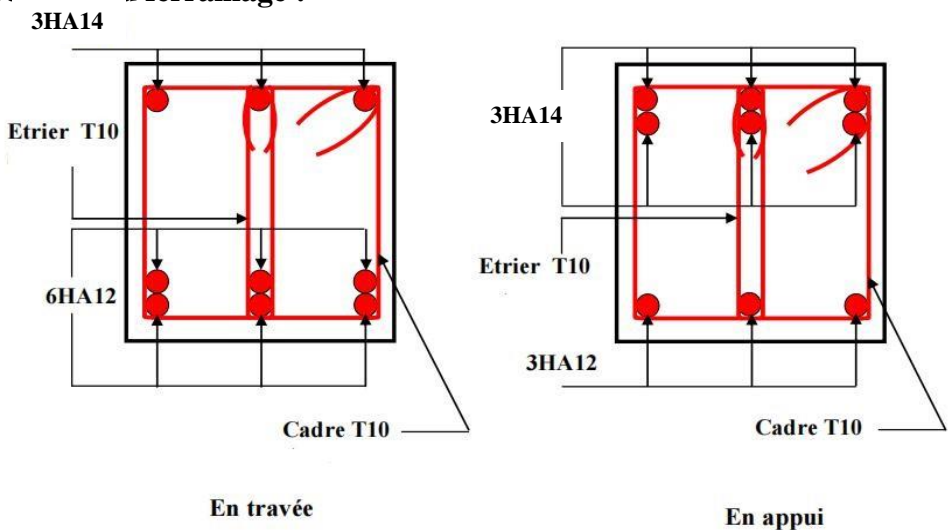


Figure III.24: Schéma du ferrailage de la poutre palière.

**III.6 Calcul du plancher :**

**III.6.1 Définition :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux supposes infiniment rigides leur plan. Ils ont pour rôle.

- ✚ Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- ✚ Assure l'isolation des différents étages des points de la vue thermique et acoustique.

**III.6.2 Calcul des planchers (poutrelles):**

**Pour le calcul des moments et d'efforts tranchants :** On utilise les méthodes suivantes :

### III.6.2.1 Méthode forfaitaire :

**🚧 Domaine d'application :**

- Fissuration n'est pas préjudiciable
- Les portes successives des travées dans un rapport 0.8 à 1.25 ;  $( 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 )$
- Les éléments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes
- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m<sup>2</sup>

**Application de la méthode :**

Soit :  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$  : Moment fléchissant de la poutre isostatique.

$$\alpha = \frac{Q_B}{Q_B + G}$$

**Les moments :**

**1) Les moments en travées :**

**Pour les travées de rive :**

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

**Pour les travées intermédiaires :**

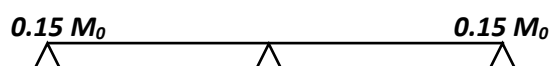
$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

**2) Les moments en appuis :**

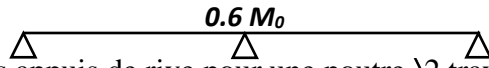
**3) Pour une poutre à deux travées**

0.15M<sub>0</sub>: Pour les appuis de rive

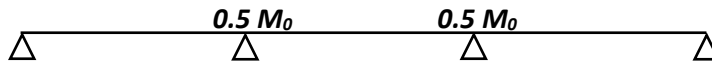


## CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

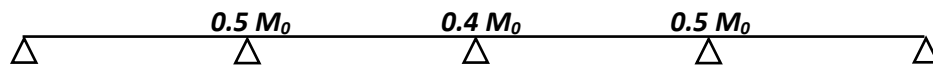
$0.6M_0$  : Pour une poutre à deux travées



$0.5M_0$  : Pour les appuis de rive pour une poutre >2 travées



$0.4M_0$  : Pour les appuis intermédiaires pour une poutre >3 travées



**L'effort tranchant :**

$$T_w = \frac{qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right|$$

$$T_e = \frac{-qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right|$$

### III.6.2.2 Méthode Caquot :

**Application de la méthode :**

1) **Les moments :**

**-Les moments en appuis :**

Appuis de rive :  $M_A = M_H = 0$

Appuis intermédiaires :  $M_{appuis} = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$

Avec :

$l' = l$  Pour les deux travées de rive

$l' = 0.8l$  Pour les travées d'intermédiaires



-Les moments en travée :

$$M(x) = \frac{-qx^2}{2} + \frac{ql}{2}x + M_w + \frac{M_e - M_w}{L}X$$

$$\text{Avec : } T(x) = 0 \Rightarrow X = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{qL}$$

2) Les efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{ql^2}{2} - qx + \frac{M_e - M_w}{L}$$

$$\text{Avec : } T_w(x=0) = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

$$T_w(x=l) = \frac{-ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

$M_e; M_w$  : Sont des moments des appuis à droite et à gauche de la travée considérée

### III.6.2.3 Ferrailage :

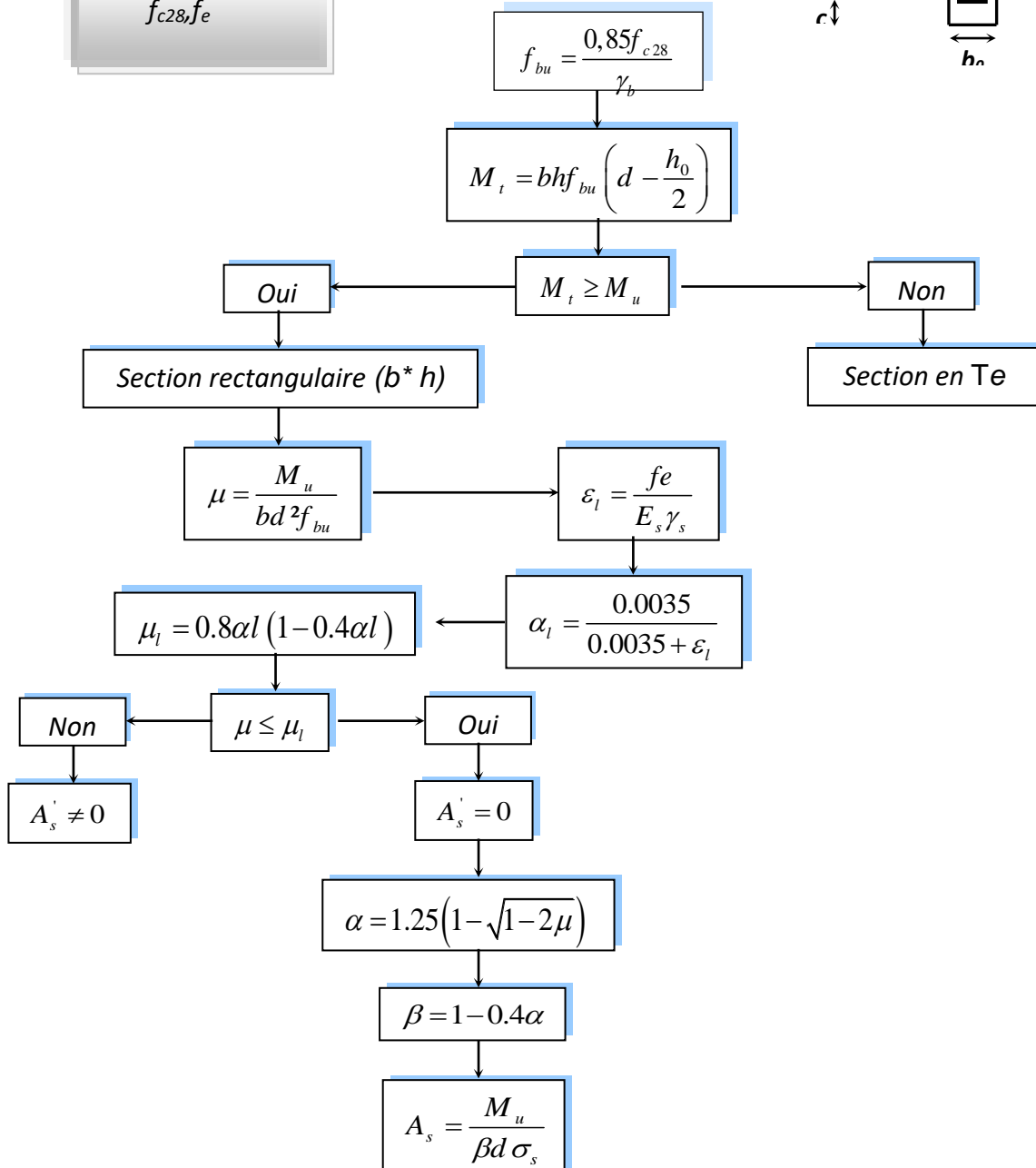
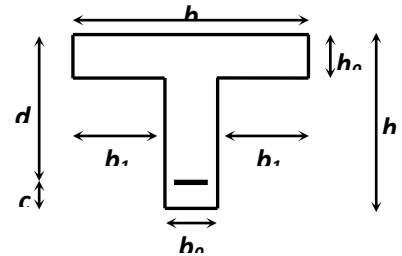
Les poutrelles sont ferrillées à la flexion simple, avec une fissuration peu nuisible organigramme de la flexion simple (section en T):

Organigramme de calcul de la poutrelle à la flexion simple avec FPN -section en Te-

Données :

$$b, h, h_0$$

$$f_{c28}, f_e$$



a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b d f_{t28}}{f_e}$$

**b. Vérification de contrainte :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$b y^2 + 30(A_s + A'_s) y - 30(d A_s + d' A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \left[ A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right]$$

**c. Condition de cisaillement :**

Pour éviter le risque de cisaillement il faut que :

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

$$\text{Avec: } \tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{MPa})$$

**d. Espacement :**

$$S_t \leq S_t^{\max}$$

$$\text{Avec : } S_t^{\max} \leq \min(0.9d, 40 \text{cm})$$

**b. Vérification de flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

### CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

Si les trois conditions ne sont pas vérifiées la flèche est nécessaire d'après le BAEL 91 :

Pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{ML^2}{10E_i I_{fi}} \text{ OÙ } I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad \text{et} \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{et} \quad \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

Pour les flèches dues aux charges de longue durée :

$$f_v = \frac{ML^2}{10E_v I_{fv}} \text{ où } I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

La flèche totale à comparer aux valeurs admissible vaut :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si } L < 5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ Si } L > 5m$$

#### III.6.2.4 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \{2G = 11.66 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \dots \text{CV}$$

Les moments d'inertie constante ...CV

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \dots \text{CV}$$

Fissurations sont considérées comme peu préjudiciables puisque les planches sont protégées....CV Absence de charge rapidement variable dans le temps et de position...CV

$$0.8 \leq \frac{4.20}{3.80} = 1.10 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.80}{3.20} = 1.18 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.20}{3.20} = 1 \leq 1.25$$

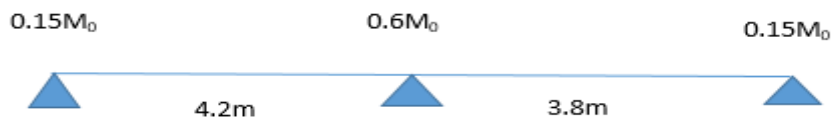
$$0.8 \leq \frac{3.20}{3.80} = 0.84 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.80}{4.20} = 0.90 \leq 1.25$$

Si l'une des conditions précédentes « de la méthode forfaitaire » n'est pas vérifiée donc il faut travailler avec une autre méthode, notamment « la méthode de Caquot ».

### III.6.2.5 Types des planchers :

*Type 1 :*



*Type 2*

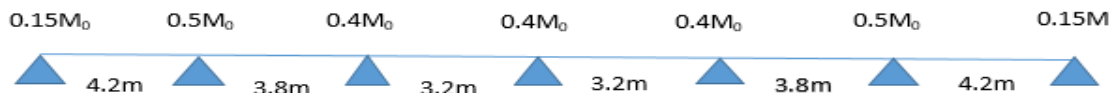


Figure III.13 : Evaluation des moments fléchissant.

#### Exemple de calcul :

On prend comme un exemple de calcul le **type 1** de plancher terrasse par la méthode forfaitaire.

- **Evaluation des efforts tranchants :** Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).
- **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :**  
 (15 %) s'il s'agit d'une poutre deux travées.  
 (10 %) s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

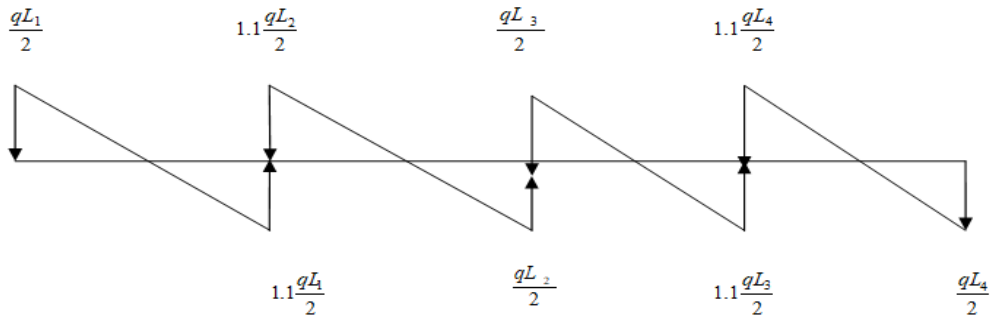


Figure.III.14: Evaluation des efforts tranchants.

• **Plancher terrasse :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.33} = 0.13$$

$$1+0.3\alpha = 1+(0.3 \times 0.13) = 1,04$$

$$\frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} = \frac{(1.2+(0.3 \times 0.13))}{2} = 0.62$$

$$\frac{(1+0.3\alpha)}{2} = \frac{(1+(0.3 \times 0.13))}{2} = 0.52$$

**Plancher étage :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.38} = 0.22$$

$$1+0.3\alpha = 1+(0.3 \times 0.22) = 1,065$$

$$\frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} = \frac{(1.2+(0.3 \times 0.22))}{2} = 0.63$$

$$\frac{(1+0.3\alpha)}{2} = \frac{(1+(0.3 \times 0.22))}{2} = 0.533$$

**III.6.2.6 Evaluation des charges :**

a) **Plancher terrasse:**

$$G = 6.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\left. \begin{aligned} g &= 6.33 \times 0.65 = 4.11 \text{ KN} / \text{ml} \\ q &= 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN} / \text{ml} \end{aligned} \right\}$$

b) **Plancher étage :**

## CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

$$G = 5.38 \text{KN} / \text{m}^2$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 5.38 \times 0.65 = 3.49 \text{KN} / \text{ml} \\ q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{KN} / \text{ml} \end{array} \right\}$$

### III.6.2.7 Combinaisons d'action :

$$\text{ELU} : P_u = 1.35g + 1.5q$$

$$\text{ELS} : P_s = g + q$$

**Tableau.III.5:** Combinaisons d'action

Désignations	Terrasse	Etage
ELU	6.52	6.18
ELS	4.76	4.47

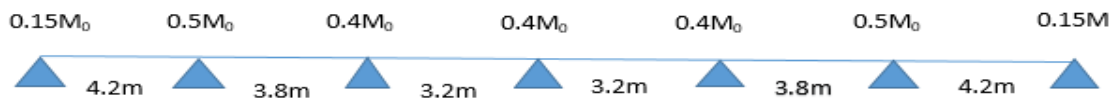
### III.6.3.Détermination des sollicitations des planchées:

#### III.6.3.1.Terrasse

**Type 1:**



**Type 2 :**



**CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES**

**Type 1 :**

ELU :

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN)	M <sub>0</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>g</sub>	T <sub>d</sub>
<b>1</b>	4.20	6.52	14.38	2.16	8.63	9.71	13.69	15.06
<b>2</b>	3.80	6.52	11.77	7.06	1.77	7.94	13.63	12.39

ELS :

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN)	M <sub>0</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>t</sub>
<b>1</b>	4.20	4.76	10.50	1.57	6.3	6.08
<b>2</b>	3.80	4.76	8.59	5.15	1.29	5.80

**Type 2 :**

ELU :

Travée	L(m)	P <sub>U</sub> (KN)	M <sub>0</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>g</sub>	T <sub>d</sub>
<b>1</b>	<b>4.2</b>	<b>6.52</b>	<b>14.33</b>	<b>2.15</b>	<b>7.16</b>	<b>10.39</b>	<b>13.7</b>	<b>15.06</b>
<b>2</b>	<b>3.80</b>	<b>6.52</b>	<b>11.77</b>	<b>5.88</b>	<b>4.71</b>	<b>7.06</b>	<b>13.63</b>	<b>12.39</b>
<b>3</b>	<b>3.20</b>	<b>6.52</b>	<b>8.34</b>	<b>3.33</b>	<b>3.33</b>	<b>5.43</b>	<b>10.43</b>	<b>10.43</b>
<b>4</b>	<b>3.20</b>	<b>6.52</b>	<b>8.34</b>	<b>3.33</b>	<b>3.33</b>	<b>5.43</b>	<b>10.43</b>	<b>10.43</b>
<b>5</b>	<b>3.80</b>	<b>6.52</b>	<b>11.77</b>	<b>4.71</b>	<b>5.88</b>	<b>7.06</b>	<b>12.39</b>	<b>13.63</b>
<b>6</b>	<b>4.20</b>	<b>6.52</b>	<b>14.33</b>	<b>7.16</b>	<b>2.15</b>	<b>10.39</b>	<b>15.06</b>	<b>13.7</b>

ELS :

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN)	M <sub>0</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>t</sub>
<b>1</b>	4.2	4.46	9.83	1.74	4.92	2
<b>2</b>	3.80	4.46	8.05	4.03	3.22	4.83
<b>3</b>	3.20	4.46	5.71	2.28	2.28	3.72
<b>4</b>	3.20	4.46	5.71	2.28	2.28	3.72
<b>5</b>	3.80	4.46	<b>8.05</b>	<b>3.22</b>	4.03	<b>1.20</b>
<b>6</b>	4.20	4.46	9.83	4.92	1.47	7.12

Les moments en travées :

➤ **Pour les travées de rive :**

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

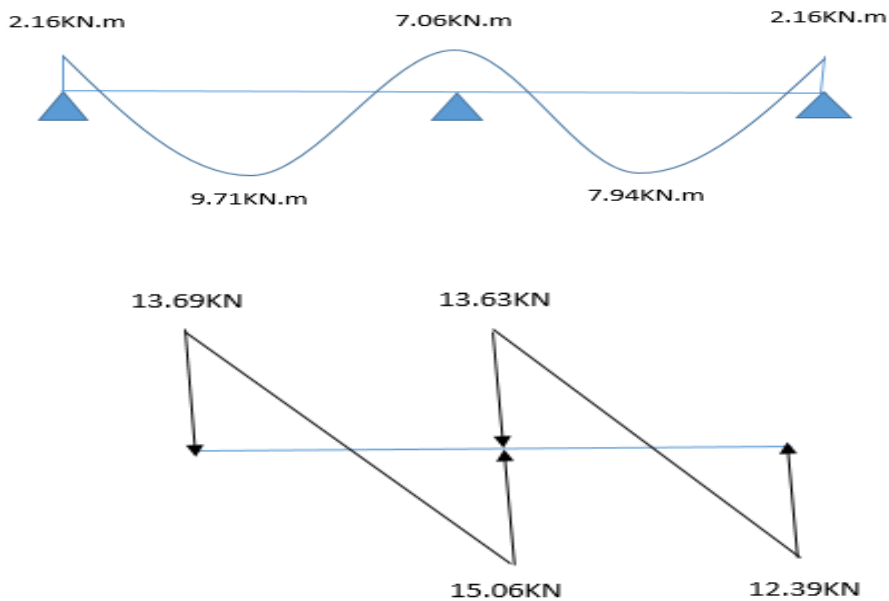


**CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES**

➤ Pour les travées intermédiaires :

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[ (1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$



**Figure.III.15:** Evaluation des moments et efforts tranchants type 01 (plancher terrasse).

**III.6.3.2. Etage courant :**

ELU :

Travée	L(m)	P <sub>U</sub> (KN)	M <sub>0</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>g</sub>	T <sub>d</sub>
1	4.20	6.18	13.62	2.04	<b>6.81</b>	9.88	12.98	<b>14.27</b>
2	3.80	6.18	11.15	5.57	4.46	6.69	12.92	11.74
3	3.20	6.18	7.91	3.16	3.16	5.14	9.89	9.89
4	3.20	6.18	7.91	3.16	3.16	5.14	9.89	9.89
5	3.80	6.18	11.15	4.46	5.57	6.69	11.71	11.74
6	4.20	6.18	<b>13.62</b>	6.81	2.04	<b>9.88</b>	<b>14.27</b>	12.98

**CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES**

ELS :

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN)	M <sub>0</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>t</sub>
1	4.20	4.47	<b>9.85</b>	1.48	<b>4.93</b>	7.14
2	3.80	4.47	8.06	4.03	3.22	4.85
3	3.20	4.47	5.72	2.29	2.29	3.72
4	3.20	4.47	5.72	2.29	2.29	3.72
5	3.80	4.47	8.06	3.22	4.03	4.85
6	4.20	4.47	9.85	<b>4.93</b>	1.48	7.14

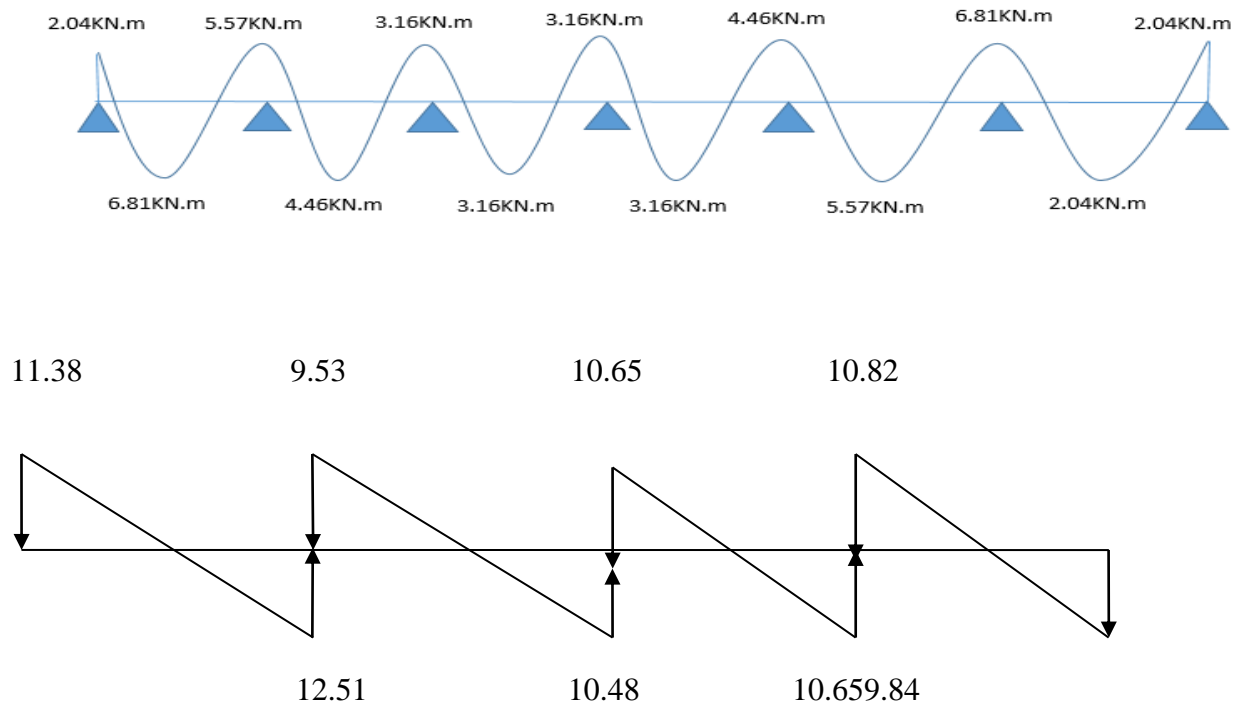
**Type 2 :**

ELU :

Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (KN)	M <sub>0</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>g</sub>	T <sub>d</sub>
1	4.20	6.18	13.63	2.04	8.18	9.20	12.98	14.28
2	3.8	6.18	11.15	<b>6.7</b>	0.11	<b>8.30</b>	<b>11.33</b>	10.30

ELS :

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN)	M <sub>0</sub>	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>	M <sub>t</sub>
1	4.2	4.47	9.86	1.48	5.92	2.86
2	3.8	4.47	8.07	<b>4.84</b>	1.21	<b>3.81</b>



**Figure.III.16:** Evaluation des moments et efforts tranchants type 01 (Etage courant).

**III.6.4. Ferrailage des poutrelles :**

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en Té soumise à la flexion simple.

**a. Plancher étage courants :**

Poutrelle de (type 01) donne les moments et efforts tranchants maximales.

**Tableau.III.6:** Les sollicitations les plus défavorables des poutrelles

	$M_0 \text{ max(KN.m)}$	$M_t \text{ max}$	$M_{amax}$	$T_{max(KN)}$
<b>ELU</b>	13.62	9.88	6.81	14 ;27
<b>ELS</b>	9.85	7.14	4.93	/

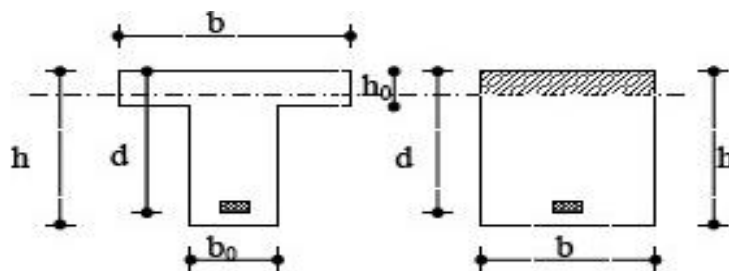
**ELU :**

Calcul de moment résistant de la section en T:

$$M_o = \bar{\delta}_b \times b \times h_o \left( d - \frac{h_o}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 N.m$$

$$M_{t \text{ max}} = 9880 < 59072 N.m$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b= 65\text{cm}$  et de hauteur  $d= 18\text{cm}$ .



**Figure.III.17:** Coupe de Section Rectangulaire et Section en T



**Travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{d_0 \times b \times d^2} = \frac{9.88 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0.033 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire  $A'=0$

### CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.024$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 18(1 - 0.4 \times 0.026) = 17.64 \text{ cm} = 176.4 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{9.88 \times 10^3}{0.1764 \times 348} = 160.95 \text{ mm}^2 = 1.60 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_a}{\delta_b \times b \times d^2} = \frac{6.81 \times 10^6}{14.2 \times 100 \times 180^2} = 0.148$$

$$\alpha = 0.201$$

$$Z = 16.55 \text{ cm}$$

$$A = \frac{6.81 \times 10^3}{348 \times 0.1655} = 1.18 \text{ cm}^2$$

<b>Ma(N.m)</b>	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	<b>Z</b>	<b>A(cm<sup>2</sup>)</b>
6.81	0.148	0.392	0.201	16.55	1.18

#### ✚ Vérification de la l'effort tranchant :

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{d \times b_0} = \frac{14.27 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.79$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3$$

$$\tau_\mu < \bar{\tau}_u$$

#### ✚ Conditions non fragilité

#### Travée :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{65 \times 20}{1000}, 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \right\} = \max \{1.3, 1.41\} \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

#### Appui :

	<b>A<sub>c</sub></b>	<b>A<sub>min</sub></b>	<b>A<sub>max</sub></b>	<b>A<sub>d</sub></b>
<b>Travée</b>	1.60	1.41	1.60	<b>3HA10=2.36</b>
<b>Appui</b>	1.18	0.21	1.18	<b>2HA10=1.57</b>

**CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{10 \times 20}{1000}, 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 0.21 \text{ cm}^2$$

**b. Plancher terrasse :**

Poutrelle de (**type 01**) donne les moments et efforts tranchants maximales.

	<b>M<sub>0max</sub></b>	<b>M<sub>t max</sub></b>	<b>M<sub>a max</sub></b>	<b>T<sub>max</sub></b>
<b>ELU</b>	14.33	10.39	7.16	15.06
<b>ELS</b>	9.83	7.12	4.92	/

**ELU :**

Calcul de moment résistant de la section en T:

$$M_o = \bar{\delta}_b \times b \times h_o \left( d - \frac{h_o}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_{t \max} = 10390 < 59072 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b= 65cm et de hauteur d= 18cm.

	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	Z	Au	A's
<b>Travée</b>	0.033	0.392	0.024	17.64	1.60	0
<b>Appui</b>	0.148	0.392	0.201	16.55	1.18	0

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

$$\tau_\mu = \frac{T_u}{d \times b_0} = \frac{15.06 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.83$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3$$

$$\tau_\mu < \bar{\tau}_u$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires :

**Tableau.III.7:** Tableau récapitulatif des résultats.

	<b>A<sub>c</sub></b>	<b>A<sub>min</sub></b>	<b>A<sub>max</sub></b>	<b>A<sub>d</sub></b>
<b>Travée</b>	1.60	1.41	1.41	<b>3HA10=2.36</b>
<b>Appui</b>	1.18	0.21	1.18	<b>2HA10=1.57</b>

**✚ Armature de répartition :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l \min}\right)$$

$$\phi_t = 6mm$$

**Travée :**

$$A_t = \frac{A_{\max}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59cm^2$$

**Appui :**

$$\frac{0.89}{4} = 0.39cm^2$$

On adopte : **2HA6= 0.57cm<sup>2</sup>**

**✚ Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant  $T_u$ , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

$$\text{Donc } F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z} \text{ avec } z = 0.9d.$$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeable} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : \left\{ \begin{array}{l} A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot (|T_u| - |M_u| \cdot 0.9d)}{f_e} \end{array} \right. \end{cases}$$

$10.39 > 0.9 \times 0.18 \times 15.06 = 2.44 \dots CV$  (donc les efforts  $T_u$  es négligeables).

**✚ Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about à une largeur  $a$  qui vérifie  $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16$ .

**✚ Vérification de la bielle de béton : (BAELA<sup>[3]</sup>.5.1, 313)**

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{3.75 \times 15.06 \times 10^3}{100 \times 25} = 2.26cm < 16.2cm$$

**ELS**

**✚ Vérification des contraintes :**

$$\delta_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\delta_{bc}} = 15MPa$$

**✚ Détermination de la valeur de « y » :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + h \times A'_s(y - c') - n \times A_s(d - y) = 0$$

Avec  $\rightarrow n = 15$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

*Travée:*

$$\frac{65}{2} y^2 - 15 \times 2,36(18 - y) = 0$$

$$32.5y^2 + 35,4y - 637,2$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 289,98$$

$$y = \frac{289,98 - 35,4}{2 \times 32.5} = 3.91$$

*appui:*

$$\frac{10}{2} y^2 - 15 \times 1.57(18 - y) = 0$$

$$5y^2 + 23.55y - 423.9$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 95.04$$

$$y = \frac{79.9 - 16.95}{10} = 7.1$$

**✚ Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s(d - y^2)$$

$$I_t = \frac{65 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 3.91^2) = 1391.16cm^4$$

$$I_a = \frac{10 \times 7.1^3}{3} + 15 \times 1.57(18 - 7.1^2) = 429.78cm^4$$

**Tableau.III.8:** Vérification des contraintes à l'ELS.

	M <sub>ser</sub>	A <sub>s</sub>	Y	I	δ <sub>bc</sub>	δ <sub>bc</sub> ≤ δ̄ <sub>bc</sub>
<b>Travée</b>	4.13	1.54	3.91	1391.16	2.31	CV

**CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES**

<b>Appuis</b>	2.85	1.13	7.1	429.78	5.69	CV
---------------	------	------	-----	--------	------	----

**✚ Ferrailage transversale :**

$$\varphi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \varphi_{t_{\min}}; \frac{b_0}{10} \right]$$

$$\varphi_t \leq \min \left[ \frac{20}{35}; 0.57; \frac{10}{10} \right]$$

$$\varphi_t \leq 0.57 \text{ cm}$$

$$A_t = 2\phi 6$$

**✚ Espacement :**

$$s_{t1} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$s_{t1} \leq 18 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow 1HA14$$

**✚ Vérification de la flèche par (BAEL 91)<sup>[3]</sup> :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

**(BAEL B.6.5, 1) <sup>[3]</sup>**

Avec :  $h=0.20 \text{ m}$  et  $l=3.8 \text{ m}$ .

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.063 \geq 0.062 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.04 \geq 0.025 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A_{sapp}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots 0.008 < 0.010 \rightarrow \text{CV}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_s + f_{t28}} = 0.13$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 31.83$$

$$I_{fi} = 1256.18 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{4.99 \times 10^3 \times l_0^2}{10 \times 32164 \times 1256.18} = 0.04$$



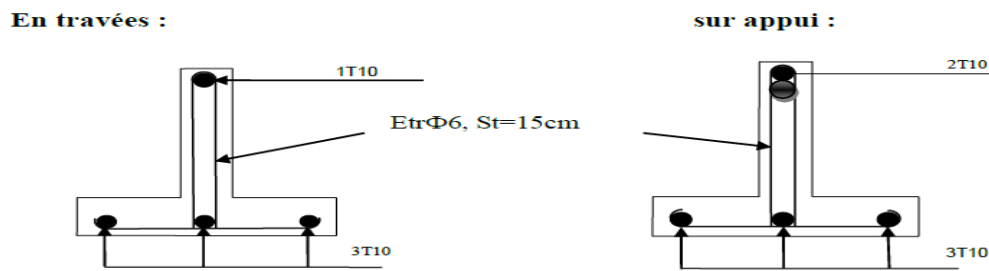


Figure.III.18: Schéma de ferrailage poutrelles

### III.6.5.La dalle mince (table de compression): (BAEL B.6.8, 423) [3]

Selon le CBA93 [2] article(B.6.8.4.2.3):

Les ferrillages se fait par quadratique de barres, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✚ 20cm dans le sens parallèle aux poutrelles.
- ✚ 33cm dans les sens perpendiculaires aux poutrelles.
- ✚ L'espace entre nervures est compris entre 53 et 8cm.
- ✚ La section d'acier perpendiculaire aux nervures doit satisfaire :

$$50 \leq L \leq 80 \dots \dots \dots cm$$

$$A \geq \frac{4L}{Fe} \dots \dots (CBA93)$$

$$L \leq 65cm$$

$$A = \frac{200}{Fe}$$

$$L = 65cm, Fe = 400MPa.$$

$$A > \frac{4 * 65}{400} = 0.65cm^2 / ml$$

Donc on adopte : **5Ø6 = 1.41cm<sup>2</sup>/ml**

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

La maille choisie de (20x 20 cm) dans le sens parallèle aux nervures.

### III.6.6.Schéma de ferrailage :

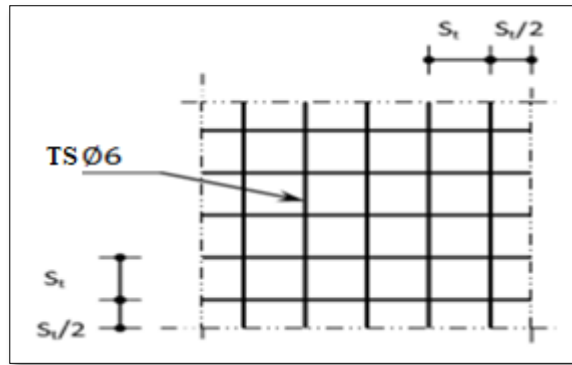


Figure.IV.19: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

### III.7. L'ascenseur :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

#### III.7.1. Pré dimensionnement :

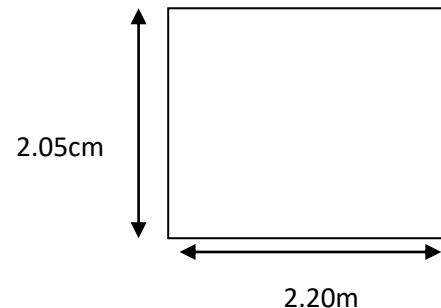
La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine. Nous avons deux conditions à vérifier :

##### 1) Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \Rightarrow \frac{205}{50} \leq e \leq \frac{220}{40}$$

$$4.1cm \leq e \leq 5.5cm$$

On prend : **e=25cm**



##### 1) Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée .....50.00 KN /m<sup>2</sup>
  - Poids propre de la dalle .....0.25x25=6.25KN/m<sup>2</sup>
- G=56.25KN/m<sup>2</sup>**

Surcharges d'exploitation :

**Q=1.00 KN/m<sup>2</sup>**

Combinaisons des charges :

**ELU**:  $q_u=1,35G+1,5Q=77.44 \text{ KN/m}^2$

**ELS**:  $q_{ser}=G+Q=57.25\text{kN/m}^2$

## CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

### III.7.2. Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 04 cotés.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.05}{2.20} = 0.93 > 0.4 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

### III.7.3. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire à ELU :

$$\rho = 0.93 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.845 \end{cases} \quad \text{B.A.E.L}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 13.93 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 11.77 \text{KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 11.83 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 10 \text{KN.m}$$

- **Moments surappuis :**

$$M_{ax} = -0.3 M_x = -4.18 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_y = -5.89 \text{KN.m}$$

### III.7.4. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (bxh) = (100x25)cm<sup>2</sup> qui travaille en flexion simple .

$$b=100\text{cm} ; h=25\text{cm} ; d=0.9h=22.5\text{cm} ; f_c=25\text{MPa} ; f_{t28}=2.1\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

**Tableau.III.9:** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

		$M_t(\text{knM})$	$\mu$	$A's(\text{cm}^2)$	$\alpha$	Z(cm)	$A^{cal}_s$	choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
Travée	Sens x-x	11.93	0.0165	0	0.0208	22.31	1.53	5T8	2.51
	Sens y-y	10	0.0139	0	0.0175	22.34	1.26	5T8	2.51

### CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

appui	Sens x- x	4.18	0.0058	0	0.0073	22.43	0.53	5T8	2.51
	Sens y- y	6.97	0.0097	0	0.0122	22.39	0.89	5T8	2.51

#### ✚ Espacement:

##### En travée:

$$esp = \frac{100}{3} = 30cm < Min(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$esp = \frac{100}{3} = 30cm < Min(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

##### En appui :

$$esp = \frac{100}{3} = 30cm < Min(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$esp = \frac{100}{3} = 30cm < Min(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

#### III.7.5. Calcul des armatures transversales :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{77.44 \times 2.05 \times 2.2}{2 \times 2.05 + 2.2} = 55.44KN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 52.92kN$$

$$T_u^{\max} = Max(T_x; T_y) = 55.44KN$$

$$\tau_u = \frac{55.44 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.327MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### III.7.6. Vérification à l'ELS

##### a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,050 \\ \mu_y = 0,893 \end{cases}$$

**CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 12.03 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 10.74 kNm \end{cases}$$

• **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 10.23 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 9.13 \text{ kNm}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = -0.3 M_x = 3.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_x = 6.02 \text{ KN.m}$$

**b. Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \cdot A'_s \cdot (y - d') = 0$$

I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.10:** Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		$M_t (knM)$	$A_s (cm^2)$	Y (cm)	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	Sens x-x	10.23	2.51	3.75	14994.14	2.56	Vérifiée
	Sens y-y	10.74	2.51	3.75	14994.14	2.68	
Appui	Sens x-x	3.63	2.51	3.75	14994.14	0.90	
	Sens y-y	6.02	2.51	3.75	14994.14	0.15	

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :(B.A.E.L.91modifié 99)<sup>[3]</sup>

Avec : h=0.25 m et l= 2.05 m.

$$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,121 > 0,084 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 0,121 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 1,11 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

III.7.7. schéma de ferrailage :

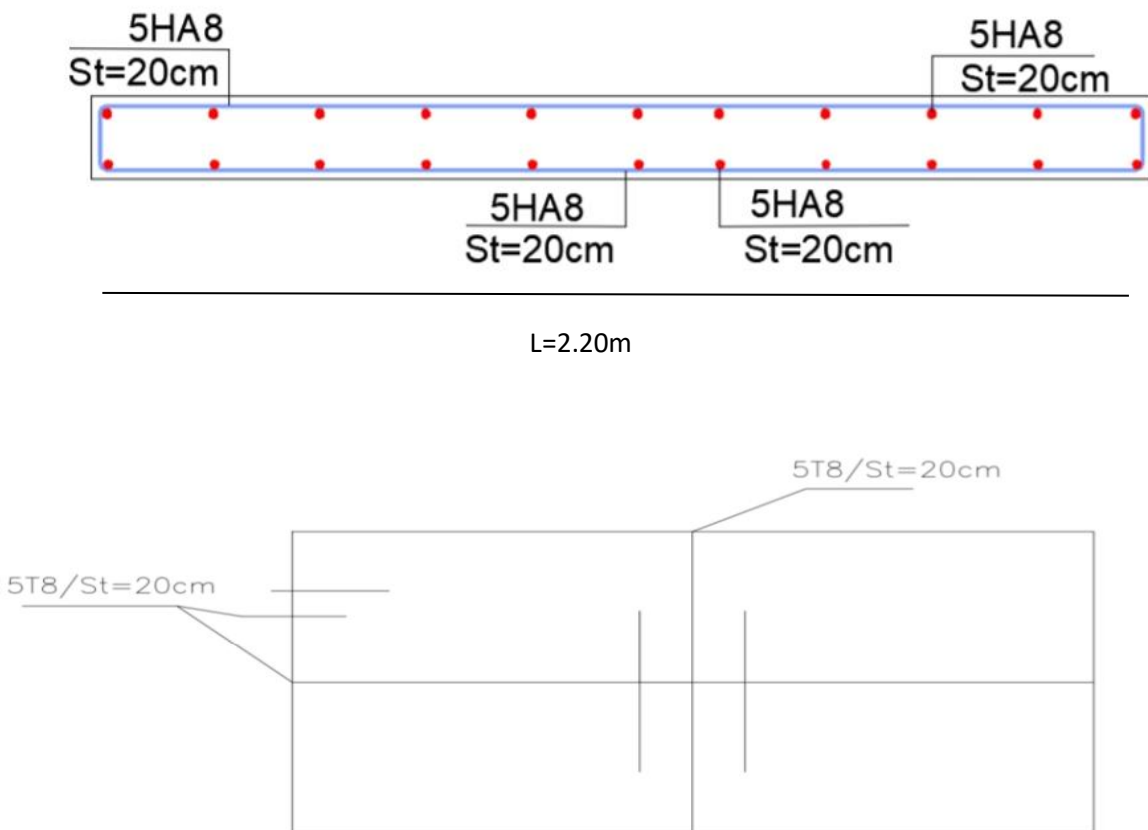


Figure.III.20: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.

### III.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

❖ Après les calculs on trouve :

1. L'acrotère :

✓ Les armatures longitudinales : 4T8

✓ Les armatures transversales : 4T6

2. Les escaliers :

✓ Les armatures longitudinales :

Appui : 5T10                  travée : 6T12

✓ Les armatures transversales :

Appui : 5T18                  travée : 4T8

3. La poutre palière :

✓ Les armatures longitudinales :

Appui : 4T10    travée : 3T12+5T14

✓ Les armatures transversales : 4T12

4. Les planchers :

✓ Les armatures longitudinales :

Appui : 2T10                  travée : 2T10

✓ Les armatures transversales : 6T12

5. Les balcons :

✓ Les armatures longitudinales : 4T12

✓ Les armatures transversales : 4T8

6. L'ascenseur :

✓ Sens x-x :

Appui :    travée : 5T8

✓ Sens y-y :

Appui : 5T8    travée : 5T8.



# **Chapitre IV**

## Etude sismique



## **IV.1. Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

## **IV.2. Objective de l'étude sismique :**

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée.

## **IV.3. Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :**

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée, le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### **IV.3.1. Méthode statique équivalente :(Article 4.2 du RPA/2003)**

#### **IV.3.1.1.Définition :**

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

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

- ✓ une ductilité suffisante.

Une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

#### **IV.3.1.2.Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur.

#### **IV.3.1.3.Modélisation :**

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté translation horizontal par niveau.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

#### **VI.3.1.4. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003)<sup>[1]</sup> avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :** tous groupes

**Zone II:** Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone III :** Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

### IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale :

#### IV.3.2.1.Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### IV.3.2.2.Modélisation :

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

#### **IV.3.2.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :**

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

#### **IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

##### **IV.3.3.1. Principe de la méthode :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques par un personnel qualifié.

##### **IV.3.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au préalable les choix des séismes de calcul et des lois de

comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

#### **IV.4. Classification de l'ouvrage selon leur importance :**

##### **a) Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0: sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya GUELMA donc en **zone IIa**.

##### **b) Classification de l'ouvrage selon son importance :**

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2003)<sup>[1]</sup> chapitre 3

Article 3.2 :

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas

48 dans le **groupe 2**

##### **c) Classification du site**

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S<sub>3</sub>.

#### **IV.5. Choix de la méthode de calcul :**

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan).

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2.b du RPA99/2003, <sup>[1]</sup> (Zone IIa, et groupe d'usage 2,  $h=18.70 \text{ m} < 23\text{m}$ ), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

### IV.6.Méthode statique équivalente :

#### IV.6.1.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 :

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

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**D** : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

**Q** : facteur de qualité.

**R** : Coefficient de comportement global de la structure.

**W** : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003<sup>[1]</sup>.

#### IV.6.1.1.Coefficient d'Accélération de Zone « A »:

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA 99/Version 2003)<sup>[1]</sup> suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

**Tableau.IV.1:** Coefficient d'Accélération de Zone A.

/	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
Groupe				
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	<b>0.15</b>	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Donc :  $A = 0.15$

#### IV.6.1.2.facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure  $T$ .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement.

$T$  : Période fondamentale.

$T_2$ : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

### Calcul de facteur de correction d'amortissement $\eta$ :

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique  $\xi$ .

- **Pourcentage d'Amortissement Critique  $\xi$ :**

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

**Tableau.IV.2:** Valeurs de  $\xi$  (%).

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

D'après le Tableau  $\xi = 7$  %

**Donc :**  $\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.816 \geq 0.7$

**Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003 <sup>[1]</sup>.

$$\begin{cases} T = T_{\min} & \mathbf{T} = C_T h_N^{3/4} \\ \mathbf{T} = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{cases}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

On a :  $h_N = 18.70$  m

$C_T$ : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (dans notre cas on a Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Donc :  $C_T = 0.05$

$$\mathbf{T} = C_T h_N^{3/4} \Rightarrow T = 0.05 \times (18.70)^{3/4}$$

Alors :  $T = 0.45$  sec

**Tableau.IV.3:** Valeurs du coefficient  $C_T$ .

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$\mathbf{T} = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

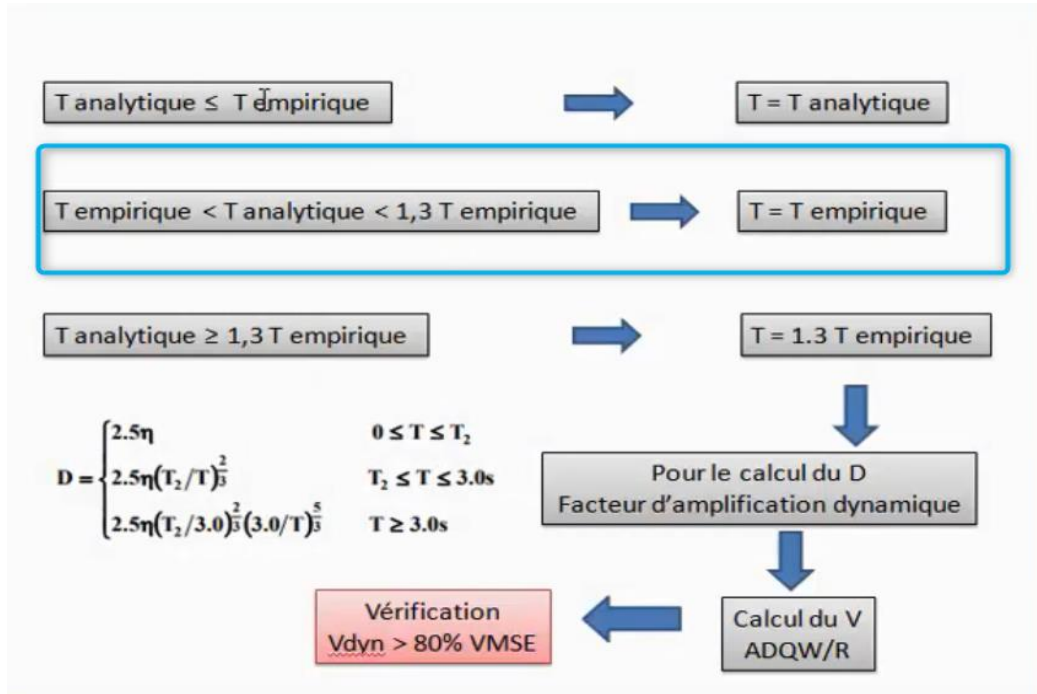
D: dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.



**CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE**

Sens X :  $D_X=21.70 \Rightarrow T = 0.09(18.70)/\sqrt{23.03} \Rightarrow T_X = 0.32s$

Sens Y :  $D_Y=10.92 \Rightarrow T = 0.09(18.70)/\sqrt{22.9} \Rightarrow T_Y = 0.35s$



**Figure.IV.1:** La relation entre les périodes empirique et analytique.

**Calcul facteur d'Amplification D :**

$T_1$  et  $T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

$S_3 \Rightarrow T_1=0.15$  et  $T_2=0.5$  on obtient :

Sens X :

$T = \min (T ; T_X) \Rightarrow T = \min (0.45s ; 0.32s)$

Alors :  $T_{empiriqueX} = 0.32s$

Et on à :  $T_{analytiqueX} = 0.38s$

$T_{analytiqueX} \geq 1.3T_{empiriqueX} \Rightarrow T = 1.3T_{empiriqueX}$

Donc :  $T = 0.42 s$

La condition :  $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.42 \leq 0.5 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Donc :  $D = 2.5\eta \Rightarrow D_x = 1.632$

Sens Y:

$$T = \min (T ; T_Y) \Rightarrow T = \min (0.45s ; 0.35s)$$

Alors :  $T_{\text{empériquy}} = 0.45s$

Et on à :  $T_{\text{analytiquy}} = 0.38s$

$$T_{\text{analytiquy}} \leq T_{\text{empériquy}} \Rightarrow T = T_{\text{analytiquy}}$$

Donc :  $T = 0.38 s$

La condition :  $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.38 \leq 0.5 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Donc :  $D = 2.5\eta \Rightarrow D_Y = 1.632$

### IV.6.1.3.Coefficient de Comportement Global de la Structure « R »:

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 des RPA99/version 2003<sup>[1]</sup> en fonction du système de contreventement.

**Tableau.IV.4:**Valeur du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<b>A</b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
<b>1a</b>	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
<b>1b</b>	Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
<b>2</b>	Voiles porteurs	3.5
<b>3</b>	Noyau	3.5
<b>4a</b>	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
<b>4b</b>	<b>Portiques contreventés par des voiles</b>	<b>4</b>
<b>5</b>	Console verticale à masses réparties	2
<b>6</b>	Pendule inverse	2

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Dans notre cas : pour un système de contreventement Portiques contreventés par des voiles

Alors :  $R=4$ .

### IV.6.1.4.Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 des RPA99/version 2003<sup>[1]</sup>.

**Tableau.IV.5:** valeurs des pénalités  $P_q$ .

« Critère q »	Sens longitudinal	Sens transversal
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$\sum P_q$	0.1	0.15

- Sens longitudinal →  $Q=1+0.15 = 1.1$
- Sens transversal →  $Q=1+0.15 = 1.15$

**IV.6.1.5.Poids totale de la structure « W » :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de 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. RPA99version2003

**Tableau.IV.6:** Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$ .

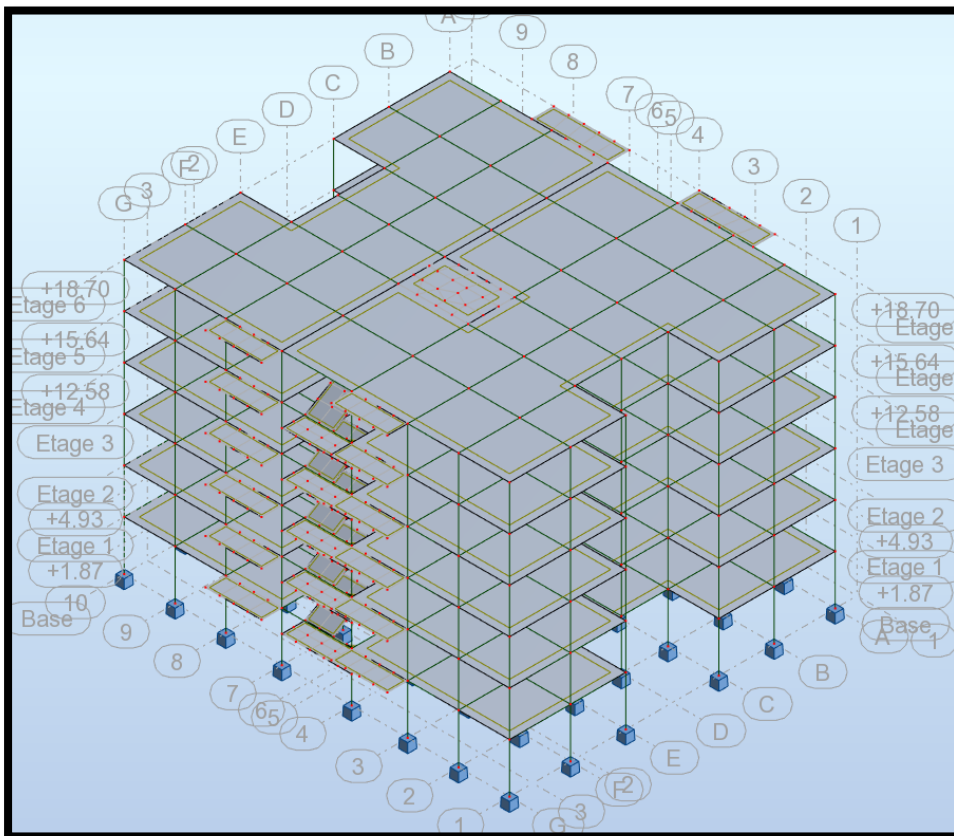
Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas :  $\beta = 0.20$

## IV.7.Modélisation et résultats :

### IV.7.1 Modélisation :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière. Vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 201**. La structure modélisée est représentée en figure IV.1.



**Figure.IV.2:** Modèle 3D et en plan de la structure

#### ➤ La structure sans voiles :

**Tableau.IV.7:** La comportement de la structure sans voiles.

**CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE**

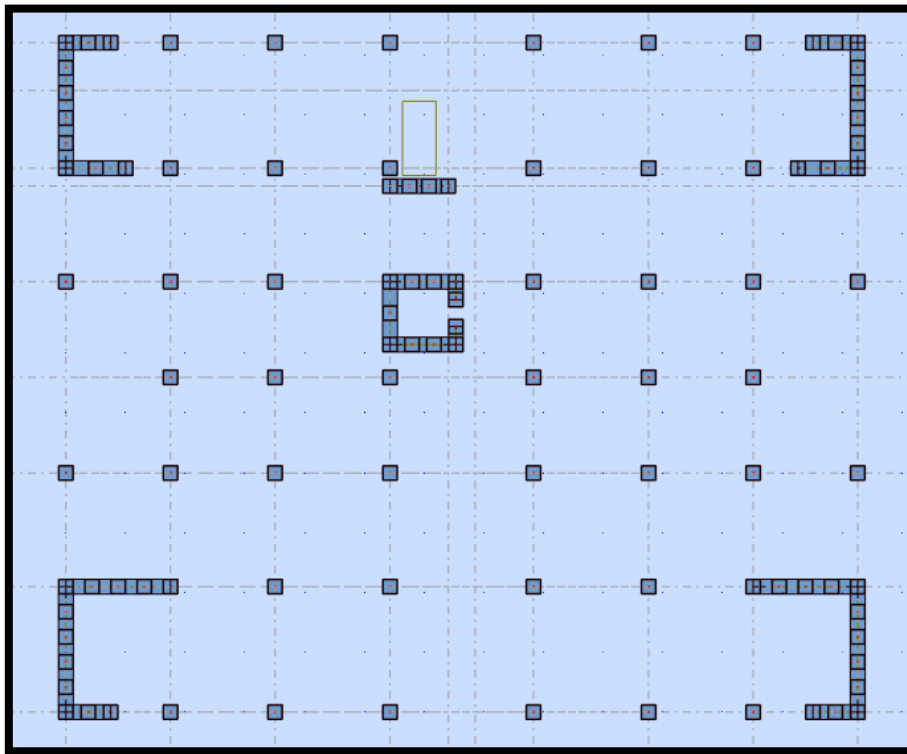
mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.61	3.68	43.22	3.68	43.22	2952038.78
2	0.56	9.24	78.06	5.56	34.84	2952038.78
3	0.46	79.18	78.11	69.95	0.04	2952038.78
4	0.19	79.77	81.86	0.58	3.75	2952038.78
5	0.17	80.19	91.20	0.42	9.34	2952038.78
6	0.14	91.55	91.20	11.36	0.00	2952038.78
7	0.10	91.71	91.95	0.16	0.75	2952038.78
8	0.09	91.79	95.46	0.09	3.51	2952038.78
9	0.07	95.91	95.48	4.11	0.01	2952038.78
10	0.07	95.91	95.75	0.00	0.27	2952038.78

**IV.7.2 Analyse de la structure :**

➤ **Avec les voiles :**

**La première disposition :**

Pour obtenir la raideur maximale à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur torsion elle à la structure soient portés le plus possibles vers le pourtour de la construction.



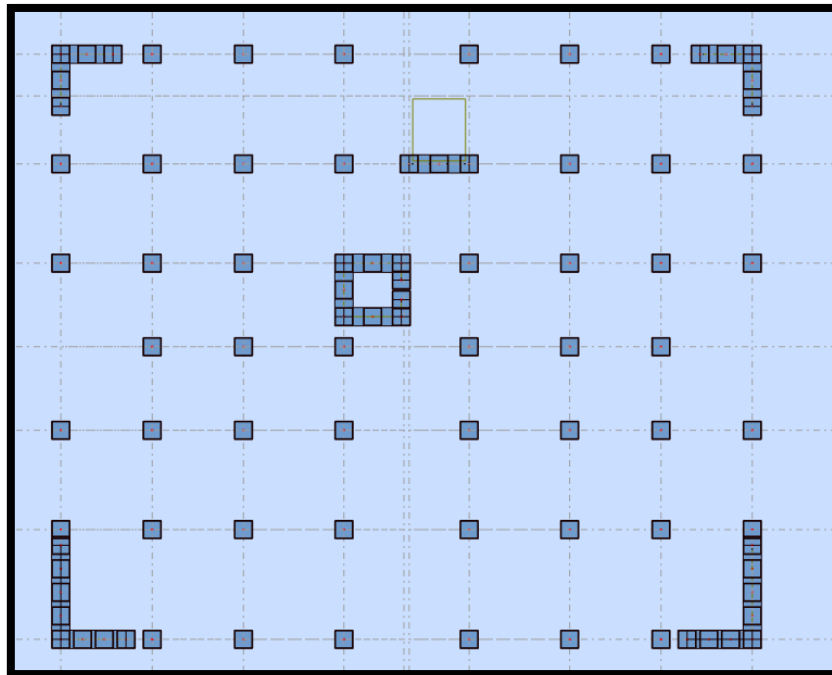
**Figure.IV.3:** Disposition des voiles 1.

**CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE**

**Tableau.IV.8:**Période et factures de participation massique modale (1<sup>er</sup> variante)

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.38	72.57	0.00	72.57	0.00	2952038.78
2	0.32	72.57	71.30	0.00	71.29	2952038.78
3	0.26	72.73	71.34	0.17	0.04	2952038.78
4	0.10	89.56	71.34	16.82	0.00	2952038.78
5	0.08	89.56	90.78	0.00	19.44	2952038.78
6	0.07	89.56	90.79	0.00	0.01	2952038.78
7	0.07	89.58	90.80	0.02	0.01	2952038.78
8	0.06	89.58	90.80	0.00	0.01	2952038.78
9	0.06	89.58	90.81	0.00	0.01	2952038.78
10	0.38	72.57	0.00	72.57	0.00	2952038.78

**La deuxième disposition :**



**Figure.IV.4:** Disposition des voiles 2.

**Tableau. IV.9.** Période et factures de participation massique modale (1<sup>er</sup> variante)

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.38	0.01	72.85	0.01	72.85	3141011.81
2	0.38	74.44	72.86	74.43	0.00	3141011.81
3	0.26	75.34	72.89	0.90	0.04	3141011.81
4	0.11	89.95	73.04	14.61	0.14	3141011.81

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

5	0.10	90.08	90.37	0.13	17.33	3141011.81
---	------	-------	-------	------	-------	------------

### Remarques :

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale  $T_x = 0,38$  s

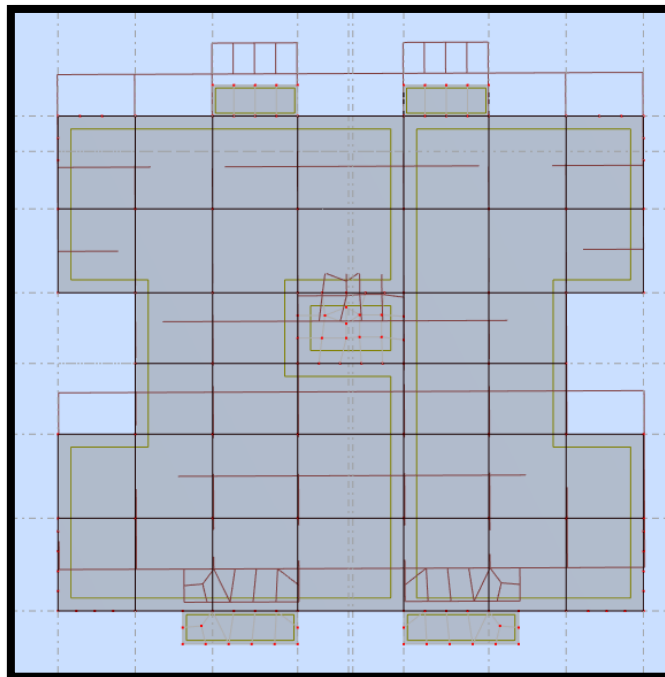
$$T_y = 0,38 \text{ s}$$

2°/ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation

3°/ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 6 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

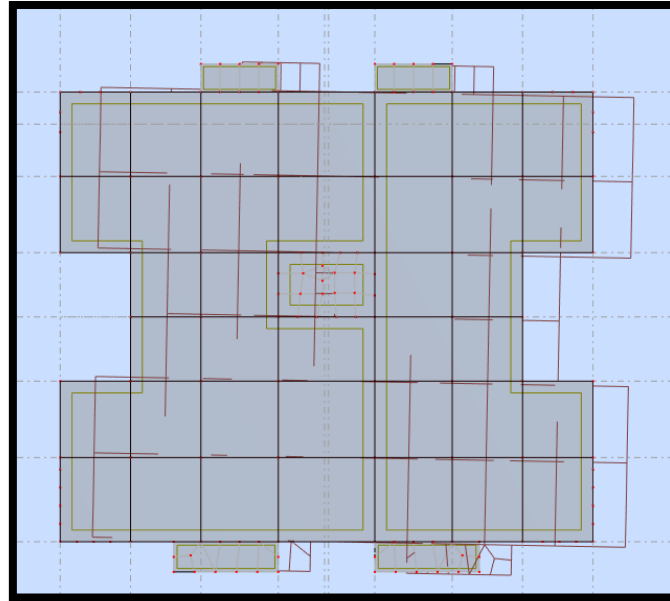
- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe X ça période est de 0.38 s



**Figure.IV.5:** Translation de bâtiment selon l'axe X.

- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de 0.38 s





**Figure.IV.5:** Translation de bâtiment selon l'axe Y.

- Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de 0.31 s



**Figure.IV.6:** Rotation de bâtiment autour de l'axe Z.

### IV.7.3. Les Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau.

#### a) centre de masse

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (  $X_G$ ,  $Y_G$  ) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}, \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$M_i$ : La masse de l'élément « i ».

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$  : Les Coordonnées de l'élément « i ».

### b) Centre de torsion (torsion) :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, 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 une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05 L$ , (  $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique ) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

**Tableau.IV.10:** Les valeurs de Centre de masse et centre de rigidite.

	Cg-Cr[m] x-x	Cg-Cr[m] y-y	0.05 Lx [m]	0.05 Ly[m]	
RDC	0.113	0.743	1.325	1.265	CV
1	0.114	0.769	1.325	1.265	CV
2	0.114	0.769	1.325	1.265	CV
3	0.114	0.769	1.325	1.265	CV
4	0.114	0.769	1.325	1.265	CV
5	0.082	1.241	1.325	1.265	CV

#### IV.7.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$  Avec :

$V_{\text{dynamique}}$ : la résultante des forces sismique à la base.

$V_{\text{statique}}$  : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si  $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,..) Dans le rapport  $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$ [4]

#### Calcul de l'effort sismique totale « V »:

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.632 \times 1.1}{4} \times 30802.81 \Rightarrow V_x = 2071.64 \text{KN}$$

Sens Y:

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 1.632 \times 1.15}{4} \times 30802.81 \Rightarrow V_y = 2167.9 \text{KN}$$

**Tableau.VI .11:** Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	0.8V <sub>statique</sub> (KN)	V <sub>dynamique</sub> (KN)	V <sub>dynamique</sub> > 80% V <sub>statique</sub>
Suivant X	1658.9	2416.10	Condition vérifiée
Suivant Y	1734.32	2047.47	Condition vérifiée

#### IV.7.5. Vérification de masse participante :

Cette vérification nous permet de savoir le pourcentage des masses agissantes sur les éléments porteurs au dernier mode. D'après le tableau (**Tableau IV.5**) tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel. **Comparaison des résultats trouvés** : les valeurs trouvées pour Masses Cumulées UX [%], Masses Cumulées UY [%] sont supérieur à 90% donc la condition de masse participante est vérifiée.

$$\text{Min (Masses Cumulées UX [%], Masses Cumulées UY [%])} \geq 90\%.$$

**CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE**

Min (91.57; 92.92) ≥ 90% ⇔ 91.57 ≥ 90% ⇒ **Condition vérifiée.**

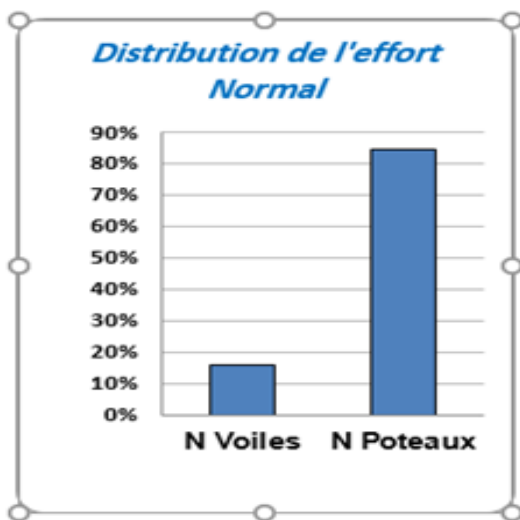
**IV.7.6. Vérification de l'interaction voiles-portiques :**

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version 2003 exige que pour les constructions contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% De l'effort tranchant d'étage).

**Tableau IV.12:** l'effort Normal et l'effort tranchant sur les poteaux et voiles de contreventement.

Etage	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	N
1	663.4	446.43	36564.96
2	826.79	399.96	28856.52
3	826.5	408.4	21317.44
4	711.23	370.23	13827.03
5	542.78	299.41	6354.97
6	455.37	303.9	1005.43

Etage	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal
	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	N
1	1752.83	1600.77	6903.47
2	1391.22	1466.67	5091.32
3	986.52	1102.49	3915.22
4	598.6	720.62	2690.47
5	249.39	376.17	1447.35
6	212.24	86.02	101.5



**VI.7.7. Vérification des déplacements :**

On doit vérifier que :  $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Le RPA (art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivant :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donné par le RPA dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .

R : Coefficient de comportement (R=4).

Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage (RPA art

$$5-10) \quad \bar{\Delta} = \frac{he}{100}$$

**Tableau.IV.13:** Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deuxsens.

Etage	R	$\delta_{eK}^x (cm) \times R$	$\delta_{eK}^y (cm) \times R$	$\Delta_K^x (cm) \times R$	$\Delta_K^y (cm) \times R$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
RDC	4	0.238	0.236	0.238	0.236	3.4	Vérifier
1	4	0.591	0.596	0.352	0.360	3.06	vérifier
2	4	0.960	0.995	0.370	0.399	3.06	vérifier
3	4	1.291	1.381	0.331	0.386	3.06	vérifier
4	4	1.561	1.729	0.270	0.348	3.06	vérifier
5	4	1.774	2.032	0.214	0.303	3.06	vérifier

### IV.8. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ:

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10 \dots\dots\dots (\text{article 5.6.R.P.A 2003})$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après.

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

$h_k$ : hauteur de l'étage k.

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

- Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , Les effets  $P-\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens XX :

**Tableau.IV.14:**Justification Vis-à-vis De l'effet P- $\Delta$  Sens xx.

Etage	P kn	$\Delta X$ m	VX kn	H m	$\theta X$	Vérification
RDC	27426.13	0.00238	2416.23	3.4	0.0079456	OK
1	21226.98	0.00352	2218.01	3.06	0.011009	OK
2	15620.84	0.0037	1813.01	3.06	0.010418	OK
3	10014.69	0.00331	1309.83	3.06	0.0082705	OK
4	4408.54	0.0027	792.17	3.06	0.0049104	OK
5	1193.63	0.00214	243.13	3.06	0.0034334	OK

Sens YY :

**Tableau.IV.15:** Justification Vis-à-vis De l'effet P- $\Delta$  Sens yy.

Etage	P kn	$\Delta Y$ m	VY kn	H m	$\theta X$	Vérification
RDC	27426.13	0.00236	2047.2	3.4	0.009299	OK
1	21226.98	0.0036	1866.63	3.06	0.0133786	OK
2	15620.84	0.00399	1510.89	3.06	0.013481	OK
3	10014.69	0.00386	1090.86	3.06	0.0115807	OK
4	4408.54	0.00348	675.58	3.06	0.0074212	OK
5	1193.63	0.00303	217.88	3.06	0.0054247	OK

Donc : Les résultats de vérification montrent que les déplacements relatifs inter-étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage, donc l'effet P- $\Delta$  est négligé.

### IV.9.Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 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 : 
$$N_{rd} = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3 [4]$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

$F_{c28}$  : résistance caractéristique du béton.

**Tableau.IV.16:** Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Poteau	$N_d(KN)$	$B_c (m^2)$	$F_{c28}$	V	observation
45 × 45	1312.98	0.2025	25	0.259	C.V

**IV.10.Vérification au renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol- fondation

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction .Au poids des fondations et éventuellement au poids remblai.  $M_s > M_r$

Avec :

$M_s$  : moment stabilisant

$M_r$  : moment de renversement.

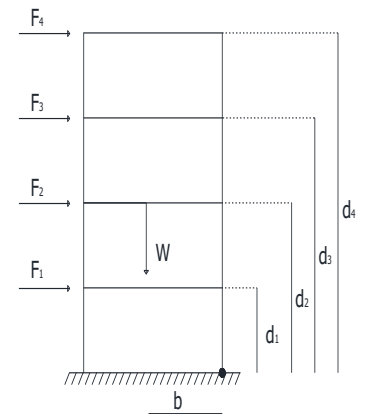
Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des

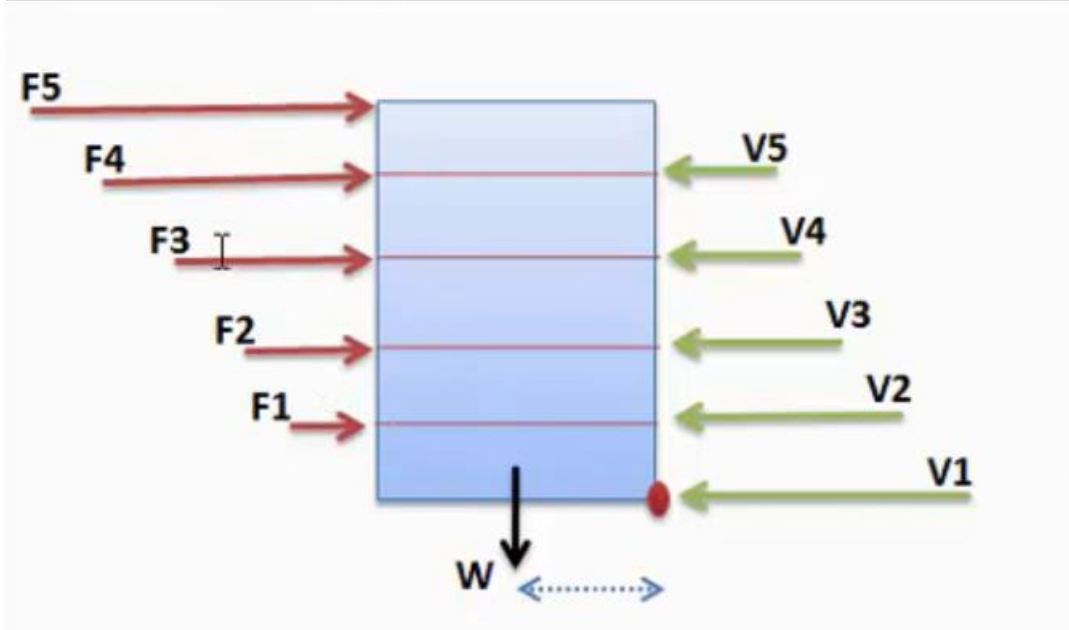
Avec :

$M_s$  : moment stabilisant

$M_r$  : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des





Dans le sens xx :

**Tableau.IV.17** : Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).

ETAGE	$V_x$ (KN)	$F_x$	h (m)	W (KN)	$X_g$ (m)	$M_r$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	Vérification
RDC	2416.23	198.22	3.4	30802.81	13.23	673.948	407521.1763	OK
1	2218.01	405	6.46			2616.3		OK
2	1813.01	503.18	9.52			4790.2736		OK
3	1309.83	517.66	12.58			6512.1628		OK
4	792.17	549.04	15.64			8586.9856		OK
5	243.13	243.13	18.7			4546.531		ok

**Tableau.IV.18**: Les résultats de Vérification au renversement (sens yy).



**CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE**

ETAGE	Vy (KN)	Fy	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Vérification
RDC	2047.2	180.57	3.4	30802.81	11.19	613.938	344683.4439	OK
1	1866.63	355.74	6.46			2298.0804		OK
2	1510.89	420.03	9.52			3998.6856		OK
3	1090.86	415.28	12.58			5224.2224		OK
4	675.58	457.7	15.64			7158.428		OK
5	217.88	217.88	18.7			4074.356	OK	

**IV.11.Conclusion :**

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.



Chapitre V :  
Calcul des éléments résistants

## V.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments de contreventements se fait suivant les règles (**BAEL91** [3], **RPA99**<sup>[1]</sup>, **CBA93**<sup>[2]</sup>). Les éléments de contreventements qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles

- Les poutres seront ferrillées en flexion simple.
- Les poteaux, voiles seront ferrillés en flexion composée.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants, accompagné de leurs schémas de ferrailage.

## V.2 Actions et sollicitations :

### ➤ Actions :

Il est rappelé que les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.)

Et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.).

Pour l'application de ce qui suit, on distingue :

- ❖ **Actions permanentes** : notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite ;
- ❖ **Actions variables** : notées **Q**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- ❖ **Actions accidentelles** : notées **F<sub>A</sub>**, provenant de phénomènes rares, tels que séismes ou chocs.

### ➤ Calcul des sollicitations :

Il est rappelé que les sollicitations sont les efforts « efforts normaux 'N', efforts tranchants 'V' et les moments (moments fléchissant 'M<sub>f</sub>', moment de torsion 'M<sub>t</sub>') calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

### ➤ Les combinaisons d'actions :

#### Règlement BAEL 91<sup>[3]</sup> :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

**1,35G + 1,5 Q** à l'ELU

**G + Q** à l'E.L.S

**Règlement RPA 99(V2003) <sup>[1]</sup> :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

$$G + Q \pm E \dots (1)$$

$$0,8G \pm E \dots (2)$$

Pour le portique :

- **Les poteaux :**

À l'ELU :  $1,35G + 1,5 Q \dots (BAEL 91)^{[3]}$

À l'ELS :  $G + Q$

$G + Q \pm E \dots (RPA99 V2003)^{[1]}$

$0,8 G \pm E$

- **Les poutres :**

À l'ELU :  $1,35 G + 1,5 Q \dots (BAEL 91)^{[3]}$

À l'ELS :  $G + Q$

$G + Q \pm E \dots (RPA99 v2003)^{[1]}$

$0,8G \pm E$

- **Les voiles :**

$G + Q \pm E \dots (RPA99v2003)$

$0.8G \pm E$

### V.3 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée, sont soumises aux efforts suivants :

- ❖ Efforts normaux 'N'.
- ❖ Moments fléchissant 'M'.
- ❖ Efforts tranchants 'V'.

En considérant les sollicitations suivantes :

- ❖  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ❖  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ❖  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Avec :

- ❖  $N_{\max}$  : Effort normal maximum.
- ❖  $N_{\min}$  : Effort normal minimum.
- ❖  $M_{\max}$  : Moment maximum.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**Tableau.V.1:** Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques :

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Situation durable</b>	1.5	1.15	14.17	25	347.82
<b>Situation accidentelle</b>	1.15	1	18.5	25	400

### V.3.1 Hypothèses de calcul

Fissuration peu préjudiciable.

**Calcul en flexion composée.**

**Calcul suivant BAEL91 mode.99<sup>[3]</sup>.**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

**Tableau.V.2:** Sollicitations dans les poteaux.

	$M^{max}$	$N^{corr}$	$N^{max}$	$M^{corr}$	$N^{min}$	$M^{corr}$
<b>45×45</b>	22.43	-244.85	1312.98	6.58	39.23	0.51

### V.3.2 Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91<sup>[3]</sup> en adoptant une excentricité totale de calcul :  $e = e_1 + e_a + e_2$ , Avec :

$e_1$  : excentricité du premier ordre.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : excentricité due aux efforts du second ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} ; e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) ; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

**Avec :**

**L** : longueur du poteau.

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

**h** : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

**α** : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

**φ** : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :  $N_u$  inchangé,  $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$ .

### V.3.3. Détermination des sections d'acier :

#### Exemple de calcul :

Calcul excentricité :

#### 1<sup>er</sup> cas:

$$\begin{cases} N^{\max} = 1312.98 \text{ KN} \\ M^{\text{corr}} = 6.58 \text{ KN.m} \\ M^{\text{ser}} = 4.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.58}{1312.98} = 0.005 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle  $e_a$ : (BAEL A.4.3.5) [3]

$$e_a = \max\left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right] \Rightarrow e_a = \max[2 \text{ cm}, 1.22 \text{ cm}] = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2.5 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e_1}{h}\right) = \frac{2.14}{0.45} \leq \left(15; 20 \times \frac{0.025}{0.45}\right) = 4.75 < \max(15; 1.11) \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

#### Donc on calcul $e_2$ .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [2]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

$\alpha$  : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\phi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{\text{ser}}}\right) = 10 \left(1 - \frac{6.58}{1.5 \times 4.76}\right) = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 0.45} \times (2 + 0.75 \times 2) = 0.01 \text{ m}$$

$$e_2 = 1.07 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.57 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d'\right) > M_u$$

$$N_0 = b h f_{bu} = 450 \times 450 \times 14.2 = 2875.5 \text{ KN}$$

$$M_2 = (1312.98 - 2875.5) \left( \frac{0.45}{2} - 0.045 \right) = -281.25 \text{KN} \dots\dots \text{CV}$$

$$M_3 = N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$1312.98 \left( \frac{0.45}{2} - 0.045 \right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.045) \times 2875.5 = -94.92 \dots \text{CV}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2875.5 \times 0.45 + 1312.98 \left( \frac{0.45}{2} - 0.045 \right) - 6.58}{(0.8571 \times 0.45 - 0.045) \times 2875.5}$$

$$\psi = 0.73 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{uA} = N_u \times e = 1312.98 \times 0.0357 = 46.87 \text{KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 6.58 + A_1 = 1312.98 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} \right) = 242.91 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{242.91 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.2} = 0.231$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.5(20)10^4} = 1.73\%$$

$$\alpha_{limit} = \frac{3.5}{3.5 + 1.73} = 0.669$$

$$\mu_{limit} = 0.8 \alpha_{limit} (1 - 0.4 \alpha_{limit}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.231 < \mu_{limit} = 0.392 \dots\dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.231}) = 0.334$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4(0.334) = 0.86$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{242.91 \times 10^3}{0.86 \times 0.405 \times 347.82}$$

$$A_1 = 1989.26 \text{mm}^2$$

$$A_1 = 19.89 \text{cm}^2$$

$$A_2 = \frac{Nu}{\sigma_s} - A_1 = \frac{1312.98 \times 10^3}{347.82} - 1989.26 = 17.85 \text{cm}^2$$

$$A_2 = 17.85 \text{cm}^2$$

➤ 2<sup>eme</sup> cas

**CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS**

$$N^{\min} = 39.29$$

$$M^{\text{corr}} = 0.51$$

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.51}{39.23} = 0.013m$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = (40.5 - \frac{45}{2}) \Rightarrow 1.3cm < 18cm$$

$$M_u = +N_u(d - \frac{h}{2} + e_G) = 39.23 \times (0.405 - \frac{0.4}{2} + 0.013) = 8.55KN.m$$

$$A_1 = \frac{M_u}{(d - d')\sigma_s} = \frac{8.55 \times 10^6}{(405 - 45)347.82} = 68.30mm^2 = 6.83cm^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{39.23 \times 10^3}{347.82} - 68.3 = 44.48mm^2 = 4.44cm^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 11.27cm^2$$

Calcul Amin :

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} = 10.63cm^2$$

➤ **3eme cas**

$$M^{\max} : 22.43KN .m$$

$$N^{\text{corr}} : -244.85K$$

**Calcul excentricité :**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{22.43}{244.85} = 0.09m$$

Calcul de l'excentricité additionnelle  $e_a$ : (BAEL A.4.3.5) [3]

$$e_a = \max\left[2cm, \frac{L}{250}\right] \Rightarrow e_a = \max[2cm, 1.22cm] = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 11cm$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.14}{0.45} \leq (15; 20 \times \frac{0.11}{0.45}) = 4.75 < \max(15; 4.88) \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcul  $e_2$

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [2].



$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right) \alpha = 10 \left( 1 - \frac{6.58}{1,5 \times 4.76} \right) = 0.78$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 0.45} \times (2 + 0.78 \times 2) = 0.01m$$

$$e_2 = 1.07cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 12.23cm$$

il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left( \frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 450 \times 450 \times 14.2 = 2875.5KN$$

$$M_2 = (244.85 - 2875.5) \left( \frac{0.45}{2} - 0.045 \right) = -473.51KN.m$$

$$M_3 = N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$244.85 \left( \frac{0.45}{2} - 0.045 \right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.045) \times 2875.5 = -287.18.KN.m.$$

$$\Psi = \frac{0.3754N_0h + N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2875.5 \times 0.45 + (244.85) \left( \frac{0.45}{2} - 0.045 \right) - 22.43}{(0.8571 \times 0.45 - 0.045) \times 2875.5}$$

$$\psi = 0.51 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple:

$$M_u = N_u \times e = -244.85 \times 0.12 = 29.94KN.m$$

$$M_{uA} = M + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 22.43 + 244.85 \left( 0.405 - \frac{0.45}{2} \right) = 66.50KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{66.5 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.2} = 0.063$$

$$\mu_{bu} = 0.063 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

## CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.139}) = 0.082$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.187) = 0.96$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{66.5 \times 10^3}{0.96 \times 0.405 \times 347.82} = 491.74 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_1 = 4.91 \text{ cm}^2$$

### Armatures finales :

$$A_f = \max(A_{calculer}, A_{BAEL} \cdot A_{RPA})$$

**Tableau.V.3:** Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Section du Poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculer</sub>	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+1 <sup>eme</sup> a 5 <sup>eme</sup>	45x45	19.89	16.2	6HA20+4H A12	23.37

## V.4 Recommandations des règlements :

### V.4.1. Armatures longitudinales :

#### ❖ Selon RPA version 2003 :

-Les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochets.

-Leur pourcentage est limité par :

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 4\% \quad (\text{Zone courante})$$

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 6\% \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- Le diamètre minium est de 12mm.
- La longueur minimal des recouvrements est de 40∅ en (**Zone IIa**).
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en (**Zone IIa**).

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA.

**Tableau.V.4:** Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les Poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone derecouvremet
RDC+1 <sup>er</sup> a 5 <sup>eme</sup>	45x45	16.2	100	150

❖ **Selon BAEL :**

**La section d'acier minimale**

$A_{min} = \max(4\text{cm de périmètre} ; 0,2\% \cdot b \cdot h).$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} bd \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d}$$

**La section d'acier maximale :**

$$A_{max} = 5\% bh$$

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le **BAEL** :

**Tableau.V.5:** Armatures longitudinales minimales et maximales selon **BAEL** dan les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+1 <sup>er</sup> a 5 <sup>eme</sup>	45×45	10.63	101.25

**V.4.2. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées suivants les règlements **BAEL91** et **RPA99**.

➤ **Selon le BAEL91** <sup>[3]</sup>

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right)$$

➤ **Selon le RPA99 (art7.4.2.2)**<sup>[1]</sup> :

Les armatures transversales sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

**h** : hauteur de la section brute.

**T<sub>u</sub>** : effort tranchant de calcul.

**f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique des armatures transversale.

**ρ<sub>a</sub>** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots si \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**λ<sub>g</sub>** Est l'élanement géométrique du poteau :

**CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.14}{0.45} = 4.75 < 5$$

Donc :

$$\rho_a = 3,75.$$

$S_t$  : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en **zone IIa** comme suit :

En zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_l; 15cm)$

Dans la zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l$

**Tableau.V.6:** Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λg(%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>umax</sub> (kN)	Zon e	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>calt</sub> (cm <sup>2</sup> )	Cho ix	At (cm <sup>2</sup> )
RDC+1 <sup>er</sup> a 5 <sup>eme</sup>	45×45	2.14	4.75	3.75	53.05	N	10	1.1	6T8	3.02
						C	15	1.6		

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l^{\max} \Rightarrow 8 > \frac{20}{3} = 6.66 \dots \dots \dots CV$$

**V.4.3. Vérifications :**

**a) Justification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

T<sub>u</sub>: L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ<sub>u</sub>: Contrainte de cisaillement.

τ<sub>u</sub><sup>bar</sup>: Contrainte limite de cisaillement du béton. La valeur de la contrainte τ<sub>u</sub><sup>bar</sup> doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ Selon BAEL99<sup>[3]</sup>

**CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS**

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(0,15 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

❖ Selon RPA99 v 2003[1]

$$\bar{\tau} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\left[ \begin{array}{l} \rho_b = 0,075 \quad \text{si } \lambda_g > 5 \\ \rho_b = 0,04 \quad \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

Avec :

$\lambda$ : L'élancement du poteau.

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.V.7:** Justification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> ( m)	$\lambda_g$ (%)	$\rho_a$	T <sub>umax</sub> (k N)	Zon e	S <sub>t</sub> ( cm)	A <sub>calt</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choi x	At (cm <sup>2</sup> )
RDC+1 <sup>er</sup> a 5 <sup>eme</sup>	45×45	2.14	4.75	3.7 5	53.05	N	10	1.7	6T8	3.02
						C	15	2.6		

**Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de  $L_r = 40\phi$  en zone **IIa**.

Pour :

T20..... $L_r = 80\text{cm}$ .

T12..... $L_r = 48\text{cm}$ .

**b) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de  $l_0 = 2.14\text{m}$  et un effort normal égal 1874.94KN.

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1)[2]}$$

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$ .

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.14\text{m}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 16.5 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

$B_r$ : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.185$$

$$A = 18,49 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.85 \left[ \frac{0.185 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1849 \frac{400}{1.15} \right] = 3458.69 \text{ KN}$$

$$1312.98 < 3458.69 \text{ KN}$$

### c) Vérification vis-à-vis de l'E.L. S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}, N_{ser}$ ) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par

$$\delta_{bc1;2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ mpa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{45}{2} y^2 - 15 \times 3.02 (40.5 - y) = 0$$

$$22.5 y^2 + 45.3 y - 1834.65$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 408.86$$

$$y = \frac{408.86 - 45.3}{2 \times 22.5} = 8.08 \text{ cm}$$

### Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{45 \times 8.08^3}{3} + 15 \times 3.02 (40.5 - 8.08)^2 = 55525.56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{4.76 \times 10^6 \times 808}{55525.56 \times 10^4} = 6.92 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

Les cadres doivent être formés par un crochet de  $135^\circ$  et une longueur de  $10\phi_t$ .

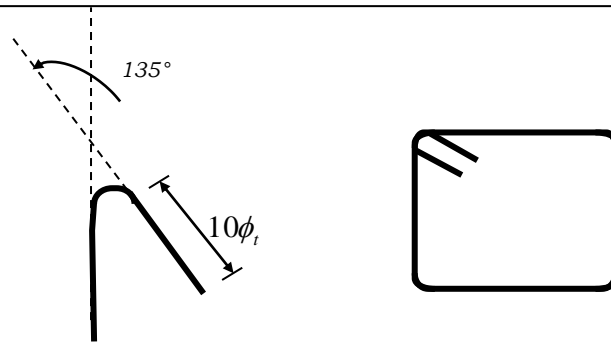


Figure.V.1: Schéma de cadres.

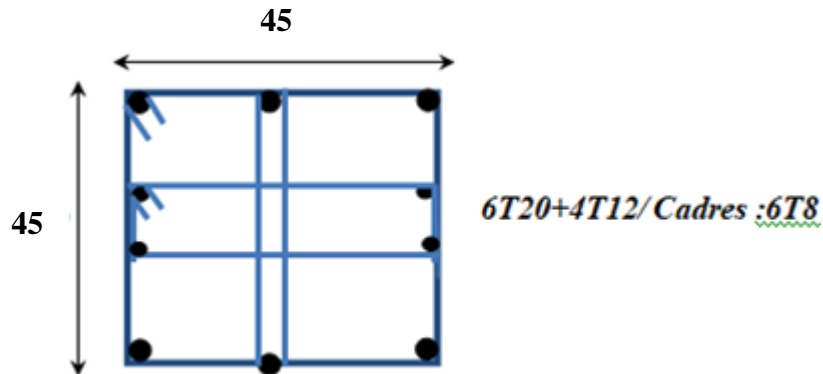


Figure.V.3:Schéma de ferrailage de poteau 45x45

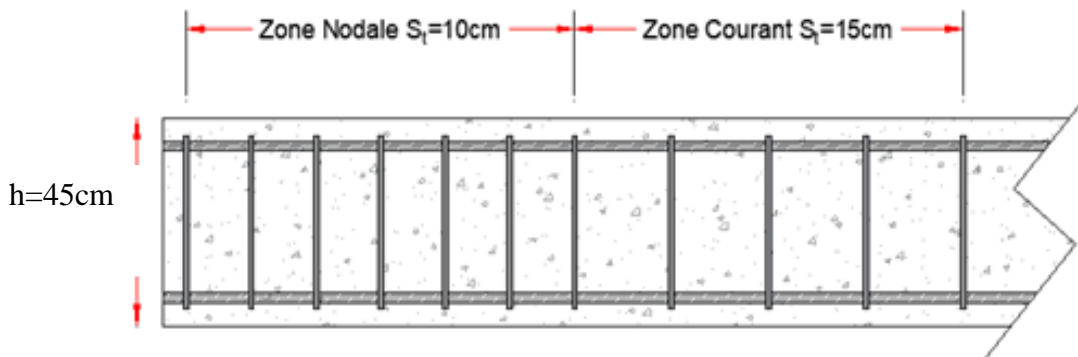


Figure.V.4: Schéma de l'espaceur zone courante et zone nodale.

### V.5 ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91, on se rapportera aussi au RPA 99/version 2003 pour la vérification.

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

➤ **La combinaison fondamentale BAEL 91 :**

$$1.35G+1.5Q \quad \text{ELU}$$

G+Q

ELS

➤ **Combinaisons accidentelles RPA 99V2003 :**

G+Q+-E

0.8G+-E

✓ **Dans notre projet on a deux poutres à étudier :**

Poutres principales (30\*45)

Poutres secondaires (30\*35)

**V.5.1 Recommandations du RPA99/2003<sup>[1]</sup>:**

• **Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1)<sup>[1]</sup>**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ La section du béton en zone courante.
- ✓ La section du béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40\Phi$  en zone.

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

• **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)<sup>[1]</sup>**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

Avec espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :  
En zone nodale.

$$S_i \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

En zone courante

$$S_i \leq \frac{h}{2}$$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**V.5.2 Ferrailage des poutres :**

**V.5.2.1 Poutre principale :**

**a) Les armatures transversales :**



**CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats du logiciel **ROBOT 2014**.

**Tableau.V.8:** Sollicitations de la poutre principale.

Section	En Appuis			En Travée		
	M <sub>ELU</sub>	M <sub>ELS</sub>	M <sub>ACC</sub>	M <sub>ELU</sub>	M <sub>ELS</sub>	M <sub>ACC</sub>
<b>30*45</b>	-80.22	-58.17	-81.30	46.21	35	71.25

**1) Ferrailage sous la combinaison 1.35G + 1.5 Q :**

➤ **Ferrailage en travée :**

$$M_{t \max} = 46.21 \text{ KN.m}$$

$$h = 45 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{46.21 \times 10^6}{300 \times 405^2 \times 14.17} = 0.066$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$  donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.066 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{pivot... A}$$

$$\mu_{bu} = 0.066 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.085$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 405(1 - 0.4 \times 0.085) = 391.23 \text{ mm}$$

➤ **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{46.21 \times 10^6}{391.23 \times \frac{400}{1.15}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

On prend : **6HA10=4,71cm<sup>2</sup>**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{MIN} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 405 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{MIN} = 146.71 \text{ mm}^2 = 1.46 \text{ cm}^2$$

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

$$A_S = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}}) = \max(1.71 ; 3.39) \rightarrow A_S = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage en appui :**

$$M_{t \max} = -80.22 \text{ KN.m}$$

$$h = 45 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ mpa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{80.22 \times 10^6}{300 \times 405^2 \times 14.17} = 0.115$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$  donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées :

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.115 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{pivot... A}$$

$$\mu_{bu} = 0.115 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.15$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 405(1 - 0.4 \times 0.15) = 380.7 \text{ mm}$$

➤ **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{80.22 \times 10^6}{380.7 \times \frac{400}{1.15}} = 6.05 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA12=6.79cm<sup>2</sup>

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{MIN} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 405 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{MIN} = 146.71 \text{ mm}^2 = 1.46 \text{ cm}^2$$

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

$$A_S = \max(A_{MIN}, A_{CAL}) = \max(1.71 ; 6.05) \rightarrow A_S = 6.05 \text{ cm}^2$$

**Tableau.V.9:** Ferrailage des poutres principales.

Position	M <sub>u</sub>	B	h	D	U <sub>bu</sub>	α	Z	A <sub>s</sub>	A <sub>min</sub>	A
Travée	46.21	30	45	40.5	0.066	0.085	391.23	3.39	1.46	3HA14=4,62
Appuis	-80.22	30	45	40.5	0.115	0.15	380.7	6.05	1.46	4HA14=6.16

➤ **Vérification du ferrailage des poutres principales :**

Section minimale : **RPA 99(article 7.5.2.1)**<sup>[1]</sup>.

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : **RPA 99 (article 7.5.2.1)**

**4% b\*d** : En zone courante ( $A_{min}=0.04 \times 30 \times 40.5=48.6 \text{ cm}^2$ ).

**6% b\*d** : En zone de recouvrement ( $A_{\min}=0.06*30*40.5=72.9\text{cm}^2$ ).

**Vérification à L'ELU :**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right\} = \min\{3.33\text{Mpa}; 5\text{Mpa}\} = 3.33\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33\text{mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{102030}{300 \times 405} = 0.84\text{Mpa}$$

$$v = 102.03\text{kn.m}$$

$$\tau_u = 0.84\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow cv$$

➤ **Calcul du ferrailage transversal :**

Avec :  $b = 30\text{cm}$  ;  $d = 40.5\text{ cm}$

➤ **Calcul de la section des armatures transversales :**

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right) = \min(12.8; 30; 1.2)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 1.2\text{cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2 \quad (\text{1cadre} + \text{1 étrier})$$

➤ **Espacement des barres :**

**SelonBAEL91** <sup>[3]</sup>

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min(0.9 * 40.5, 40\text{cm})$$

$$St_1 = 36.45\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{At \times fe}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30}$$

$$St_2 = 67\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times At \times fe}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01}{30 \times 1.15 \times (0.84 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$St_3 = 99.87\text{cm}$$

$$S_t = \min(st1; st2; st3) \Rightarrow S_t = \min(36.45; 67; 99.87)$$

$$St = 36.45\text{cm}$$

**Selon RPA99** <sup>[1]</sup> :

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm}$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2}$$

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

St=10cm            En zone nodale

St=15cm En zone courante.

**Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{t \min} \leq A_t$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1.35 \leq A_t = 2.01 \rightarrow \text{cv}$$

La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :

D'après le RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone **IIa** est de  $40\phi$  .

$$L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

On adopte :  $60\phi$

$$L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

On adopte :  $L_r=70 \text{ cm}$

**Vérification à L'ELS :**

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **En travée :**

Mt= 35KN.m

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

Avec  $\rightarrow n = 15$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 4,62(40,5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 69,3y - 2806,65$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 416,17$$

$$y = \frac{416,17 - 69,3}{2 \times 15} = 11,56 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 12^3}{3} + 15 \times 4,62(40,5 - 12)^2 = 73568,92 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{35 \times 10^6 \times 120}{73568,92 \times 10^4} = 5,70 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

❖ **En appuis :**

$$M = -58,17 \text{ kn.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

Avec  $\rightarrow n = 15$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 6,16(40,5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 92,4y - 3742,2$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 482,77$$

$$y = \frac{482,77 - 92,4}{2 \times 15} = 13 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 13^3}{3} + 15 \times 6,16(40,5 - 13)^2 = 91847,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{58,17 \times 10^6 \times 130}{91847,5 \times 10^4} = 8,23 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

**CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS**

**Tableau.V.10:** Vérification a l'ELS de la poutre principale

	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	35	12	73568,92	5,62	15	CV
Appuis	-58,17	13	91847,5	8,23	15	CV

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

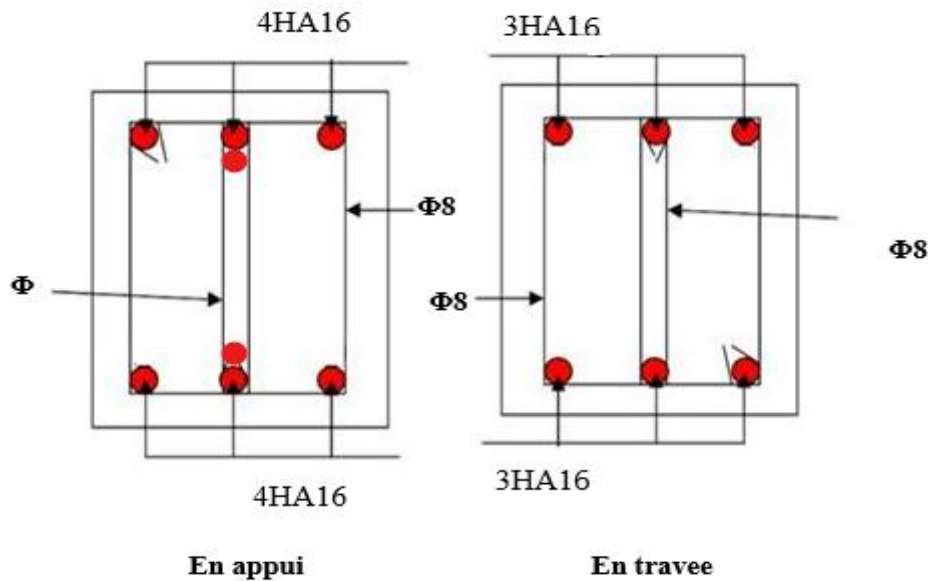
Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :  $h=45\text{cm}$  ;  $L=4,8\text{m}$  ;  $b=30\text{cm}$  ;  $As=4,71\text{cm}^2$  ;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \Rightarrow \frac{0,45}{4,8} = 0,093 \geq 0,0625 \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{0,85M_0}{10M_0} \dots \Rightarrow 0,093 \geq 0,085 \dots CV$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \Rightarrow 3,87 \times 10^{-3} \leq 0,0105 \dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure.V.1:** Schéma du ferrailage de la poutre principale.

**V.5.2.2 Poutre secondaires :**

**Tableau.V.11:** Ferrailage des poutres secondaires.

Position	M <sub>u</sub>	B	H	D	u <sub>bu</sub>	$\alpha$	Z	As	A <sub>min</sub>	A
Travée	21,05	30	35	31,5	0,049	0,062	307,18	1,97	1,14	3HA10=2,36
Appuis	-22,60	30	35	31,5	0,053	0,068	306,43	2,12	1,14	5HA10=3,93

➤ **Vérification du ferrailage des poutres secondaires :**

## CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Section minimale : **RPA 99 (article 7.5.2.1)** [1]

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 35) = 5,25 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : **RPA 99 (article 7.5.2.1)**

**4% b\*d** ; En zone courante ( $A_{\min}=0.04 \times 30 \times 31,5=37,8\text{cm}^2$ )

**6% b\*d** ; En zone de recouvrement ( $A_{\min}=0.06 \times 30 \times 31,5=56,7\text{cm}^2$ )

### Vérification à L'ELU :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

**Fissuration peu préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{39.28 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.41 \text{ Mpa}$$

$$v = 39.28 \text{ kn.m}$$

$$\tau_u = 0.41 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow cv$$

➤ **Calcul du ferrailage longitudinal :**

Avec :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 31,5 \text{ cm}$

➤ **Calcul de la section des armatures transversales :**

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min} \right) = \min(10; 30; 1)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 1 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier})$$

➤ **Espacement des barres :**

**Selon BAEL91**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0.9 \times 31,5; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = 28,35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30}$$

$$S_{t2} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) \Rightarrow$$

$$S_t = 28.35 \text{ cm}$$

**Selon RPA99 :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq 8.75cm$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2}$$

$$S_t \leq 17.5cm$$

Donc on adopte :

St=10cm  $\Rightarrow$  En zone nodale

St=15cm  $\Rightarrow$  En zone courante.

**Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{t_{\min}} \leq A_t$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$A_{t_{\min}} = 1.35 \leq A_t \rightarrow cv$$

**La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99V2003 <sup>[1]</sup> la longueur minimale de recouvrement dans la zone **IIa** est de  $40\phi$ .

$$L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1 = 40cm$$

On adopte :  $60\phi$

$$L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64cm$$

On adopte :  $L_r=70cm$

**Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15Mpa$$

❖ **En travée :**

$$M_t = 15,21KN.m$$

➤ **Position de l'axe neutre :**



$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

Avec  $\rightarrow n = 15$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 2,36(36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 35,4y - 1274,4$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 287,77$$

$$y = \frac{287,77 - 35,4}{2 \times 15} = 8,41 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 8,41^3}{3} + 15 \times 2,36(36 - 8,41)^2 = 32894,99 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{15,21 \times 10^6 \times 84,1}{32894,99 \times 10^4} = 3,88 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow cv$$

❖ **En appuis :**

$$M = -16,34 \text{ KN.m}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

Avec  $\rightarrow n = 15$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 3,93(36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 58,95y - 2122,2$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 361,67$$

$$y = \frac{361,67 - 58,95}{2 \times 15} = 10 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 10^3}{3} + 15 \times 3,93(36 - 10)^2 = 49850,2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{16,34 \times 10^6 \times 100}{49850,2 \times 10^4} = 3,27 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow cv$$

**CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS**

**Tableau.V.12:** Vérification a l'ELS de la poutre secondaire

	<b>M(KN.m)</b>	<b>Y(cm)</b>	<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
<b>Travée</b>	15.21	8.41	32894.99	3.88	15	CV
<b>Appuis</b>	-16.34	10	49850.2	3.27	15	CV

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)<sup>[3]</sup>**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas : L=4.2m ; h=35cm ; As=2.36c m<sup>2</sup> ; b=30 ;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \Rightarrow \frac{0.35}{4.2} = 0.08 \geq 0.06 \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \Rightarrow 0.08 \geq 0.08 \dots CV$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \dots \Rightarrow \frac{2.36}{30 * 31.5} = 2.49 \times 10^{-3} \leq 0.010 \dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la compression du béton :**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

$$T_{\max} < 0.4 \times b \times a \times \frac{fc28}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a'; 0.9 \times d)$$

$$a' = 35 - c - 2 = 35 - 3 - 2 = 30cm$$

**Tableau.V.13:** Vérification de la compression du béton

<b>Section</b>	<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	$0.4 \times b \times a \times \frac{fc28}{\gamma_b}$	<b>Vérification</b>
<b>Pp(35*45)</b>	102.03	900	Oui
<b>Ps(35*40)</b>	39.28	850.5	Oui

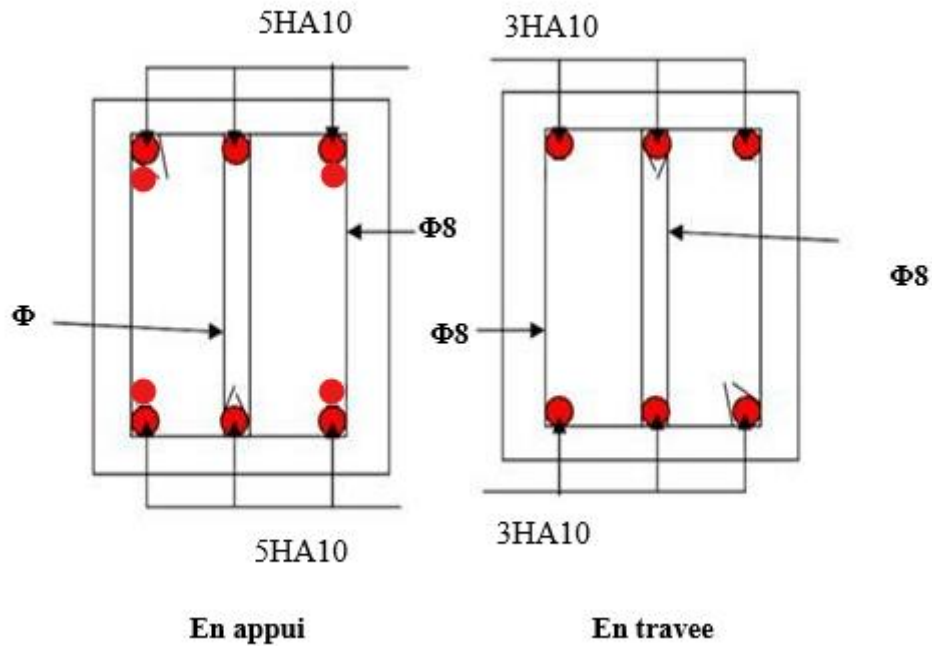


Figure.V.6: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

## V.6 Étude des voiles :

### V.6.1 Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée 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, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

### V.6.2 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 des structures en béton armé :

- Structures auto-stables.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par les voiles dont le but est assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

### V.6.3 Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

## CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

- Assure la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales et de transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources des dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

### V.6.4 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.

### V.6.5 Les Combinaisons des actions :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) et le BAEL 99, les combinaisons des actions ont été considérées pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Selon le BAEL91 <sup>[3]</sup> : 
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$
- Selon le RPA 99 <sup>[1]</sup> : 
$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

### V.6.6 Les recommandations du RPA99 <sup>[1]</sup> :

#### V.6.6.1. Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/V2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% 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 des voiles.
- Si des efforts importants des compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales

## CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

du dernier niveau doivent être munies de crochets à partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- À 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 15 cm.

### V.6.6.2 Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces des voiles
- Elles doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de  $10\Phi$ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

### V.6.3. Règles communes :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :  $A_{min} = 0.15 \%$  section globale du voile.  $A_{min} = 0.1 \%$  zone courante.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales)  $St \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$ .
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur  $d$  est déterminée à partir de :

$$d \leq \min(h_e, 2L/3)$$

$L'$  : est la longueur de la zone comprimée.

- **Longueur de recouvrement :**

$L_r = 40$  : En zone qui peut être tendue.

$L_r = 20$  : En zone comprimée sous toutes les combinaisons.

### V.6.4. Disposition des voiles :

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on a décomposé notre bâtiment en trois zones :

- Zone I : R.D.C + 1<sup>er</sup>.
- Zone II : 2<sup>ème</sup> + 3<sup>ème</sup>.
- Zone III : 4<sup>ème</sup> + 5<sup>ème</sup>.

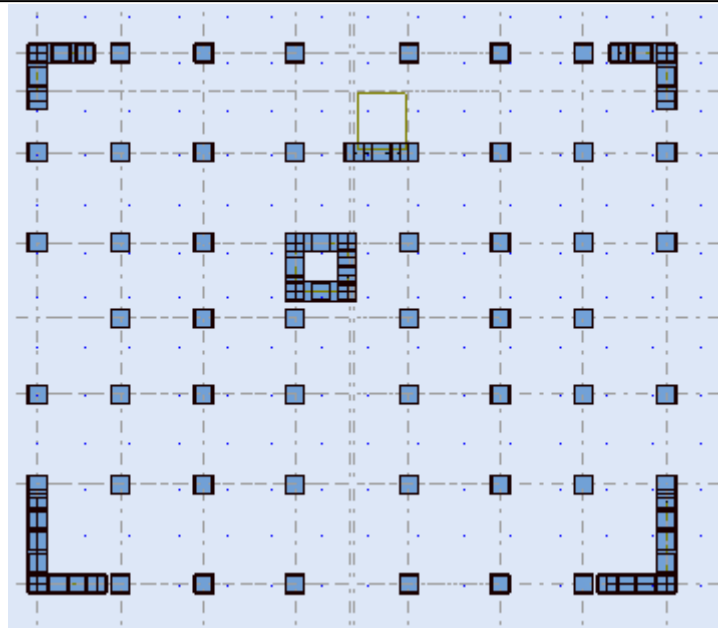


Figure.V.7: Disposition des voiles

### V.6.5. Ferrailage des voiles :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) et Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **formule de Navier Bernoulli** »:

$$Avec : \sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

N : effort normal agissant sur le voile considéré.

M : moment de flexion agissant sur le voile considéré.

I : moment d'inertie du voile considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans les sens du plan moyen.

#### ➤ Détermination des sollicitations sous les combinaisons :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les voiles du niveau RDC (Groupe 1), et le reste des résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$I = \frac{e \times l^3}{12}$$

$$B = e \times l$$

$$V = \frac{h}{2}$$

### V.6.5.1 Armatures verticales :

## CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

On Remarque qu'on a juste les contraintes de compression alors notre section est entièrement comprimée. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de : **(RPA Article 7.7.4)**<sup>[1]</sup>

- Les résultats de calculs des armatures longitudinales sont affichée dans les tableaux ci-dessous:
- On a trois types de voile leurs Caractéristiques géométriques sont affichéé dans letableau suivant

**Tableau.V.14:** Caractéristique géométrique des voiles.

	<b>L(m)</b>	<b>e(m)</b>	<b>V(m)</b> = l/2	<b>B(m<sup>2</sup>)</b> = l*e	<b>I(m<sup>4</sup>) =</b> <b>e*l<sup>3</sup>/12</b>
<b>Voile1</b> <b>(L=2m)</b> <b>(e=0,2m)</b>	2.00	0,20	1	0,4	0.13
<b>Voile2</b> <b>(L=4,2m)</b> <b>(e=0,2m)</b>	4,20	0,20	2,1	0.84	1,23
<b>Voile3</b> <b>(L=2,5m)</b> <b>(e=0,2m)</b>	2,50	0,20	1,25	0.5	0.26
<b>Voile4</b> <b>(L=2m)</b> <b>E=(0,2m)</b>	2,00	0,20	1	0,4	0,13

- La quantité d'armature verticale nécessaire pour RDC , étage 1 ,étage 2 est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau.V.15:** Calcule des sections d'armature verticale.

	Cas	N(KN)	M (KN.m)	V <sub>max</sub>	$\sigma_a$ KN	$\sigma_b$ KN	Nature	LT(r)	F(KN)	AS(cm <sup>2</sup> )
<b>Voile1 (Vx1)</b>	N <sub>max</sub> M <sub>cor</sub>	590.27	386.01	190. 44	4444.98	-1494.31	P.C	0.50	62.12	2.5
	N <sub>min</sub> M <sub>cor</sub>	-943.04	-434.37	//	-5698.90	983.70	P.C	0.29	96.84	3.8
	M <sub>max</sub> N <sub>corr</sub>	581.58	434.63	//	4797.93	-1889.35	P.C	0.56	//	1.9
<b>Voile2 (Vx2)</b>	N <sub>max</sub> M <sub>cor</sub>	1021.65	679.57	295. 82	5310.46	-1223.86	P.C	0.47	//	7.3
	N <sub>min</sub> M <sub>cor</sub>	-1397.33	-673.32	//	-6031.77	442.45	P.C	0.17	13.16	7.2
	M <sub>max</sub> N <sub>corr</sub>	1021.65	679.57	//	5310.46	- 1223.86	P.C	0.47	0.69	0.37
<b>Voile3 (Vy1)</b>	N <sub>max</sub> M <sub>cor</sub>	675.5	1640.36	580. 5	3604.78	- 1996.44	P.C	1.48	64.32	3.6
	N <sub>min</sub> M <sub>cor</sub>	-1618.23	-1845.4	//	-5077.15	1224.22	P.C	0.82	78.07	3.1
	M <sub>max</sub> N <sub>corr</sub>	476.76	1681.29	//	3438.07	-2302.87	P.C	1.68	76.07	3.1
<b>Voile4 (Vy2)</b>	N <sub>max</sub> M <sub>cor</sub>	609.65	397.06	152. 79	4578.43	-1530.18	P.C	0.50	47.37	7.1
	N <sub>min</sub> M <sub>cor</sub>	-908.89	-428.52	//	-5568.53	1024 .08	P.C	0.31	75.83	8.8
	M <sub>max</sub> N <sub>corr</sub>	609.65	397.06	//	4578.43	-1530.18	P.C	0.50	9.73	2.5

On prend le max entre (  $A_s$  ,  $A_{RPA}$  ,  $A_{BAEL}$  ) pour le choix de la quantité nécessaire des armatures verticales :



**CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS**

BAEL

$$P.C \rightarrow A_{min} \geq \left( 0.23B \times \frac{ft28}{fe}; 0.05 \times B \right)$$

$$E.C \rightarrow A_{min} \geq \left( 4 \times p; \frac{0.2 \times B}{100} \right)$$

$$P = e \times l$$

RPA

$$P.C \rightarrow A_{s \min} = 0.2\% \times l \times e$$

$$E.C \rightarrow A_{s \min} = 0.2\% \times l \times e$$

**Tableau.V.16:** Choix des armatures verticales pour RDC, étage1.

Zone	L (m)	LT(m)	A <sub>RPA</sub> , (cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	As (calcule) (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Choixdes barres	Espacement (cm)
01	2	0.56	2.24	4.83	3.2	6.02	3HA16	24
	2.5	0.47	1.88	6.03	7.3	14.14	8HA15	24
	4.2	1.68	6.72	1.01	3.1	10.05	5HA16	30
	2	0.5	2	4.83	7.1	12.06	6HA16	30

**Tableau.V.17:** Choix des armatures verticales pour étage2, étage3.

Zone	L (m)	LT(m)	A <sub>RPA</sub> , (cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	As (calcule) (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Choixdes barres	Espacement (cm)
02	2	0.56	2.24	9.28	3.2	9.42	3HA20	24
	2.5	0.47	1.88	28.48	7.3	29.24	6HA25	24
	4.2	1.68	6.72	17.28	3.1	18.10	9HA16	24
	2	0.5	2	3.88	7.1	12.06	6HA16	24

**Tableau.V.18:** Choix des armatures verticales pour étage4,étage5.

Zone	L (m)	LT(m)	A <sub>RPA</sub> , (cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	As (calcule) (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Choixdes barres	Espacement (cm)
03	2	0.56	2.24	8	0.98	8.04	4HA16	24
	2.5	0.47	1.88	28.48	10.88	29.45	6HA25	24
	4.2	1.68	6.72	17.28	6.4	18.10	9HA16	24
	2	0.5	2	3.88	7.1	12.06	6HA16	24

- Les résultat de calculs des armatures horizontles sont affichée dans les tableau ci-dessous:

$$Ah = \frac{\tau u \times e \times st}{0.8 \times fe} \rightarrow \tau u = \frac{1.4 \times vd}{e \times d}$$

$$A = 0.15\% \times e \times l$$

$$St = \min(1.5 \times e \bullet 30cm)$$

**Tableau.V.19:** Choix des armatures horizontales RDC, 1<sup>er</sup> étage.

	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
<b>Voile1(Vx1)</b> (L=2m) (e=0,2m)	2.4	0.04	4HA10	3.14	24
<b>Voile2(Vx2)</b> (L=2.5m) (e=0.2m)	8.16	0.88	6HA14	9.24	24
<b>Voile3(Vy1)</b> (L=4.2m) (e=0.2m)	4.8	0.48	3HA8+3HA12	4.9	30
<b>Voile4(Vy2)</b> (L=2m) (e=0.2m)	4.8	0.48	3HA8+3HA12	4.9	30

**Tableau.V.20:** Choix des armatures horizontales 2<sup>émé</sup>, 3<sup>émé</sup>étages.

	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
<b>Voile1(Vx1)</b> (L=2m) (e=0,2m)	2.4	0.04	4HA10	3.14	24
<b>Voile2(Vx2)</b> (L=2.5m) (e=0.2m)	8.16	0.88	6HA14	9.24	24
<b>Voile3(Vy1)</b> (L=4.2m) (e=0.2m)	4.8	0.48	3HA8+3HA12	4.9	30
<b>Voile4(Vy2)</b> (L=2m) (e=0.2m)	4.8	0.48	3HA8+3HA12	4.9	30

**Tableau.V.21:** Choix des armatures horizontales 4<sup>émé</sup>, 5<sup>émé</sup>étages.

	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
<b>Voile1(Vx1)</b> (L=2m) (e=0,2m)	2.4	0.04	4HA10	3.14	24
<b>Voile2(Vx2)</b> (L=2.5m) (e=0.2m)	8.16	0.88	6HA14	9.24	24
<b>Voile3(Vy1)</b> (L=4.2m) (e=0.2m)	4.8	0.53	3HA8+3HA12	4.9	30
<b>Voile4(Vy2)</b>	4.8	0.62	3HA8+3HA12	4.9	

**CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS**

<b>(L=2m)</b> <b>(e=0.2m)</b>						30
----------------------------------	--	--	--	--	--	----

**Vérification a l'état limite ultime (ELU) :**

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA99 (art 7.7.2) à :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 \times d} \rightarrow \bar{v} = 1.4 \times v$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times fc28 = 5MPa$$

b : Epaisseur de voile ;

d : hauteur utile d=0.9h

$\bar{v}$  : L'effort tranchant. Selon BAEL :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau = \frac{vu}{b_0 \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{fc28}{\gamma b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

**Tableau.V.22:** Calcule et Vérification la contrainte de cisaillement.

Zone	Voile L (m)	V(KN)	$\bar{V}$	B <sub>0</sub>	d	$\tau_{bael}$	$\tau_{rpa}$	$\bar{\tau}_{bael}$	$\bar{\tau}_{rpa}$	observati ons
<b>Voile1</b>	L=2.0	190.44	47.34	0,4	0.9	0.23	0.32	2,5	5	Vérifier
	L=2.5	295.82	356.636	0,4	3.06	0.88	0.72	2,5	5	Vérifier
	L=2.0	580.5	195.622	0,4	1,8	0.48	0.67	2,5	5	Vérifier
	L=4.2	152.79	186.89	0.4	1.7	0.36	0.62	2.5	5	
<b>Voile2</b>	L=2.0	34.63	48.482	0,4	0.9	0.24	0.33	2,5	5	Vérifier
	L=2.5	146.08	204.512	0,4	3.06	0.29	0.71	2,5	5	Vérifier
	L=2	99.89	139.846	0,4	1,8	0.34	0.48	2,5	5	Vérifier
	L=4.2	147.65	177.57	0.4	1.7	0.30	0.61	2.6	5	
<b>Voile3</b>	L=2.0	33.69	47.166	0,4	0.9	0.23	0.32	2,5	5	Vérifier
	L=2.5	64.57	90.398	0,4	3.06	0.13	0.18	2,5	5	Vérifier
	L=2	64.48	90.272	0,4	1,8	0.22	0.31	2,5	5	Vérifier
	L=4.2	57.87	80.98	0,4	1.7	0.20	0.37	2.5	5	Vérifier

➤ **Schéma du ferrailage :**

## CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi le voile 2 (3.4m)

Pour RDC, étage 1 à étage 5 :

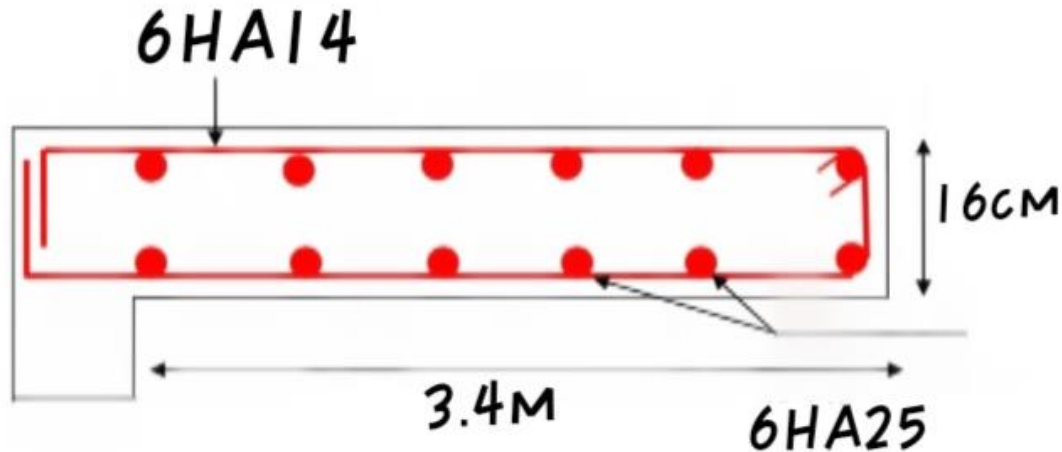


Figure V.8: Schéma de ferrailage du voile.

Tableau.V.23: Tableau de ferrailage des voiles d'ascenseur.

Voile	$V_{ax1}$	$V_{ax2}$	$V_{ay2}$
$A_{v\ about}(cm^2)$	2.50	/	2.54
$A_{v\ courante}(cm^2)$	1.15	/	1.55
$A_{v\ total}(cm^2)$	3.65	2.30	4.05
Barres	2x7HA10	2x2HA10	2x7HA10
$A_{adoptee}$	11	3.14	11
$S_t(cm)$	30	10	30
$A_h(cm^2)$	2.75	0.80	2.75
$A_{h\ min}(cm^2)$	5.77	1.40	5.71
Barres	13HA10	13HA10	13HA10
$A_t(cm^2)$	4 Epaingles de HA8		

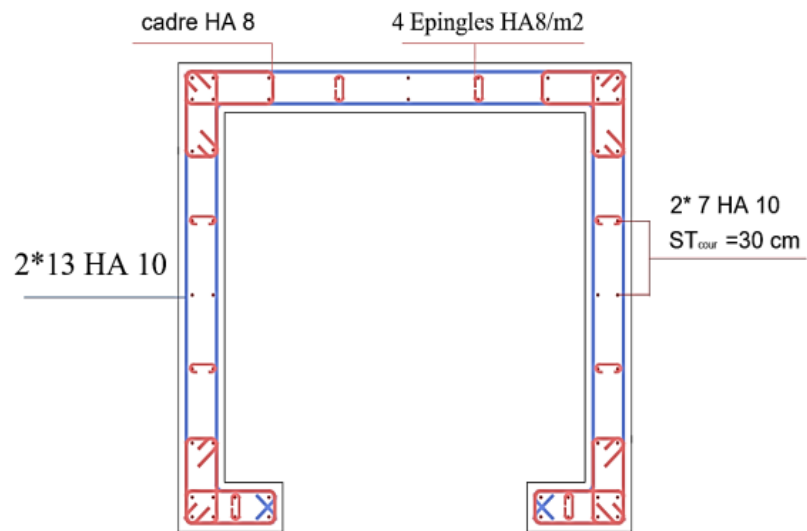


Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile de l'ascenseur.

# Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

## VI.1 INTRODUCTION :

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts engendrés par la superstructure (poteaux, poutres, voiles, murs...), cette transmission peut être directe (cas de semelles reposant sur sol, radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelles sur pieux...). De ce fait nous distinguons trois (03) types de fondations :

- Fondation superficielle.
- Fondation semi- profonde.
- Fondation profonde.

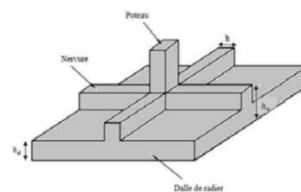
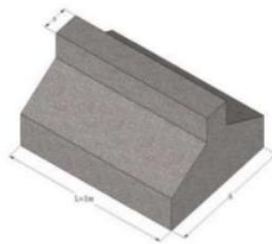
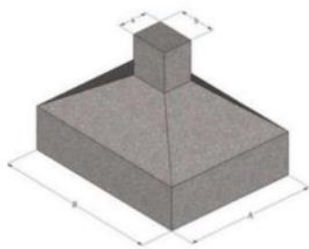
La détermination des ouvrages de fondation sont en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

## VI.2 choix de type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise ;
- Les charges et surcharges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- L'économie et la facilité de réalisation.

Au vu de la nature géotechnique du site ainsi que le constat établi par le rapport de sol, le type de fondations suggéré est superficielles, ancrées à partir de 2.5 m du niveau de la base, avec une contrainte admissible du sol de 1.5 bars.



**Figure VI.1.** Semelle isolée    **Figure VI.2.** Semelle filante.    **Figure VI.3.** Dimensions du radier générale.

### VI.2.1 Combinaisons de calcul :

D'après le RPA 99/V2003 (Article 10.1.4.1),<sup>[1]</sup>

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\text{D'après le DTR BC 2.33.1 [4]} : \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{D'après le RPA99} : \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases} \text{ (Art. 10.1.4.1)[1]}$$

### VI.2.2 Vérification de la semelle isolée

Nous allons procéder à une première vérification soit :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec ;

**N**: L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel « ROBOT » (poteau le plus sollicité), **N=1015.05KN**

**S**: Surface d'appuis de la semelle,  $S=A \times B$

**$\sigma_{sol}$** : Contrainte admissible du sol,  $\sigma_{sol} = 1.5 \text{bars}$

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

Avec,

a, b : dimensions du poteau à la base.

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.45}{0.45} \times \frac{951.23}{150}} = 3.5m$$

#### Commentaire :

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux est de 3.2 m, ce qui revient à dire que les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

### VI.2.3 Vérification de la semelle filante.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\left( \frac{S_s}{S_b} < 50\% \right)$$

Avec:

**S<sub>s</sub>** : la somme des surfaces des semelles.



## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

**Sb** : La surface total du bâtiment

$$S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux

$$L = \sum L_i \text{ de chaque file} + 2 L_{\text{débordement}}$$

avec  $L_{\text{débordement}} = 0.60\text{m}$

$$L = 28.23\text{m}$$

- La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens: le sens transversal. (On utilise la Méthode de bielle) ;
- Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition;
- Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée;
- Une semelle est dite continue si B est très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la Condition suivante:  $\frac{L}{B} > 5$ .

• ❖ **Exemple de calcul :**

**a. Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :**

**Tableau VI.1 : Charge due sur la semelle**

Filante	Nser(kn)	L(m)	$\sigma_{sol}$ (kn/m <sup>2</sup> )	S(m <sup>2</sup> )	B(m)	L/B > <b>5</b>
<b>1</b>	3400.16	28.23	150	22.67	0.802	cv
<b>2</b>	3748.66	28.23	150	25	0.885	cv
<b>3</b>	4002.55	28.23	150	26.68	0.945	cv
<b>4</b>	2796.21	20.7	150	18.64	0.901	cv
<b>5</b>	3491.05	28.23	150	23.27	0.824	cv
<b>6</b>	4804.04	28.23	150	32.03	1.134	cv

## CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

7	3270.06	28.23	150	21.80	0.772	<u>CV</u>
---	---------	-------	-----	-------	-------	-----------

**Note :** On va prendre une valeur de  $B = 1.6\text{m}$

$$S_{\text{semelle}} = 170.07\text{m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 682.51\text{m}^2$$

$$\frac{S_{\text{total (semelles)}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{170.07}{682.51} = 0.25$$

La surface totale des semelles représente 25% de la surface du bâtiment.

♦ **Conclusion :**

Le type des fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes.

**b. Calcul de la hauteur de la semelle:**

$$h = d + 0.05 \text{ avec : } d = B - b/4$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{1.6-0.45}{4} + 0.05 = 0.34 \text{ on prend : } h = 40\text{cm}$$

d: hauteur utile

b: coté du Poteau

**c. Vérification du poinçonnement:**

$$Q_u \leq 0.045 \times h \times u_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{CBA (Article A.5.2.4.2)}^{[2]}$$

$Q_u$ : Poteau le plus défavorable à l'ELU

$$u_c = (a + b + 2xh) \times 2 \longrightarrow u_c = (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.40) \times 2 = 3.4\text{m}$$

$$Q_u = 1015.05\text{kn} \leq 0.045 \times 0.45 \times 3.4 \times \frac{25}{1.5} = 1147.75\text{kn} \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification au renversement :**

Selon le RPA99 <sup>[1]</sup> (article 10.1.5) on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

$$e = 0.06 < 0.4 \dots \dots \text{cv}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement

**VI.2.4 Calcul de Ferrailage :**

❖ **Ferrailage principal :**

Avec :

$N_u$  = effort amené par l'ouvrage sur la semelle

A = largeur de la semelle

d = hauteur de la semelle moins l'enrobage

$F_e$  = Limite élastique de l'acier

$$A_s = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{2796.21(160-45)}{8 \times 290 \times 348} = 39.83 \text{ cm}^2$$

♦ **Choix d'armature : 16HA20=40.21**

❖ **Ferrailage de répartition**

Puisque il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents Ni donc On met seulement des aciers de construction

$$A_r = \frac{39.83}{3} = 13.27 \text{ cm}^2$$

♦ **Choix d'armature : 7HA14**  $A_s = 14.07 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$

### VI.3. poutre de redressement :

♦ **Définition :**

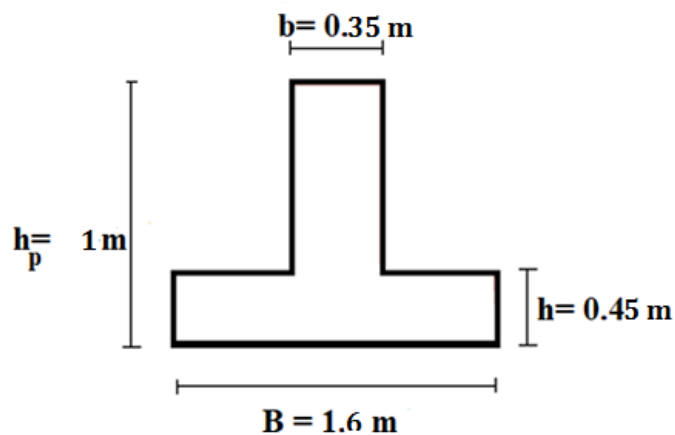
C'est une poutre disposé le long de la semelle .Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir surtout la semelle.

La poutre de rigidités est généralement noyée dans la semelle.

♦ **Calcul des sollicitations:**

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du logiciel ROBOT.

➤ Le calcul du ferrailage se fait comme tant une poutre enT renversé:



**Figure.VI.4:** Coupe de la semelle filante.

$B = 1.6 \text{ m}$  ;  $b_p = 0.35$  ;  $h_p = 1.0 \text{ m}$ ;  $h = 0.40 \text{ m}$ ;  $d = 1 \times h = 0.9$

**Tableau.VI.2:** Résultats du moment maximal.

	ELU	ELS
<b>Moment en travée (KN.m)</b>	194.28	112.02
<b>Moment en appui (KN.m)</b>	320.12	223.5
<b>Effort tranchant (KN)</b>	212.20	/

**Tableau.VI.3:** résultat de Calcul de Ferrailage

	M (KN. m)	h	b	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de ferrailage	A <sub>Adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	194.28	1	0.45	10.12	2.20	<b>4T14+4T12</b>	10.68
<b>Appui</b>	320.12	1	0.45	10.12	2.20	<b>4T14+4T12</b>	10.68

❖ **Condition de non fragilité:**(BAEL91)<sup>[3]</sup>

$$A_{min} < A_{adopté}^{[3]} \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Armatures transversales:**

D'après le BAEL91<sup>[3]</sup> :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_1 \right) \text{ cm}^{[3]}$$

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{100}{35}; \frac{45}{10}; 1.2 \right)$$

On prend :  $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **L'espacement:**<sup>[3]</sup>

$$St \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \text{On adopte: } St = 20 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

**a) Entravée:**

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{675.55}{373.33} = 1.73$$

$$\alpha < \frac{1.73 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.61$$

$$\alpha_{travée} = 0.25 \quad \text{Alors:} \quad 0.25 \leq 0.61 \dots \text{CV}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton:  $\sigma_b \leq \sigma_{bc}$ .

**b) En appuis:**

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{320.12}{223.5} = 1.43$$

$$\alpha < \frac{1.43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47$$

$$\alpha_{appuis} = 0.45 \quad \text{Alors:} \quad 0.28 \leq 0.47 \dots \text{CV}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton :  $\sigma_b \leq \sigma_{bc}$

❖ **Vérification de l'effort de tranchant «cisaillement» [BAEL91]<sup>[3]</sup>:**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) \text{ Fissuration non préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 4 \text{MPa} ) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{212.20 \times 10^3}{450 \times 900} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$0.52 \leq 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**VI.3.1. Armatures de peau**

D'après le CBA (Art. A.7.3), on doit mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de Fissures, vue la hauteur de la section des nervures qui est importante.

$$\phi_t = 0.2\% (b_0 \times h) = 0.002 \times (45 \times 100) = 9.0 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_p = 2\text{HA}14 + 4\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

**VI.3.2 Schéma de ferrailage:**

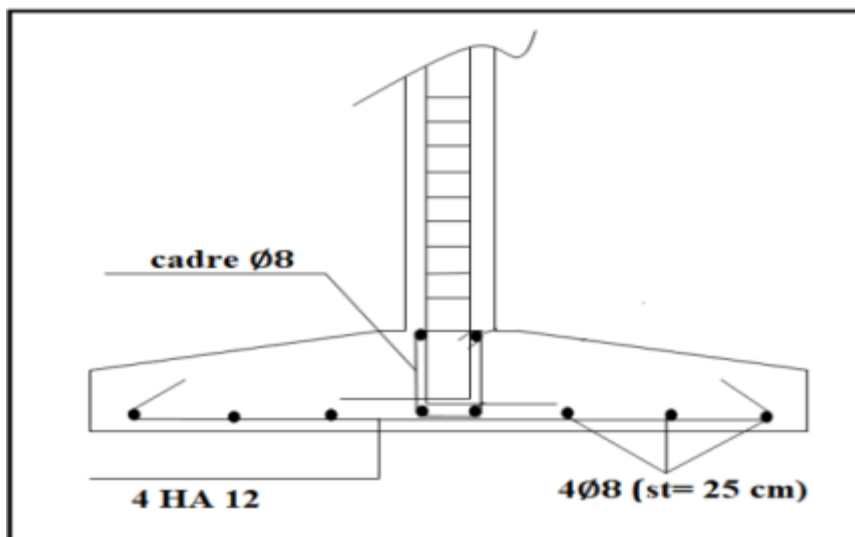


Figure.VI.5:Schéma de ferrailage de semelle filante.

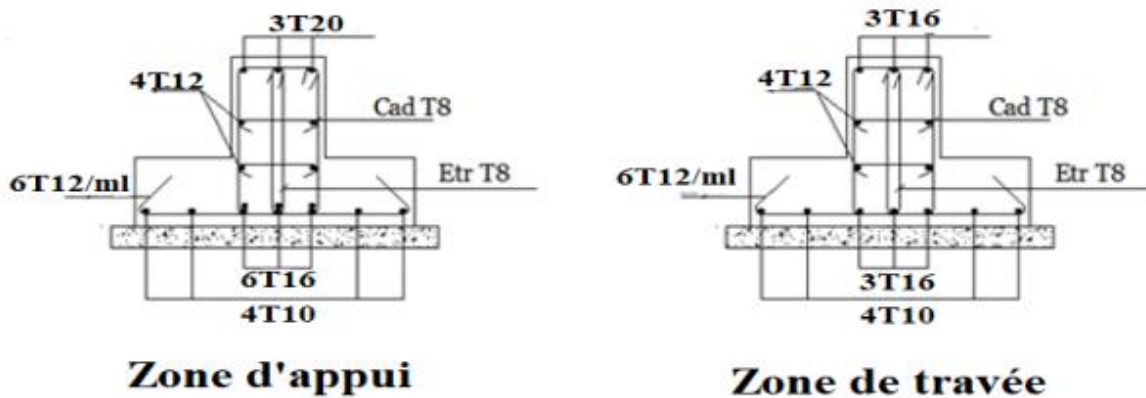


Figure VI.6: Schéma de ferrailage de poutre de rigidité

#### VI.4.L'étude des longrines :

Les longrines ont pour rôle:

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre

##### VI.4.1 .Pré dimensionnement :

D'après le règlement RPA 2003<sup>[1]</sup> (art 10.1.1)

Les longrines auront des dimensions minimales :

- (25×30) cm<sup>2</sup>.....sites de catégorie S2, S3 .
- (30×30) cm<sup>2</sup>.....site de catégorie S4.

Notre site c'est ferme S3, Pour des raisons constructives nous adapterons

Une section de dimensions suivantes : (45×345) cm<sup>2</sup>.

##### VI.4.2 Ferrailage de la longrine:

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A_{min}=0.6\% \times b \times h^{[1]}$$

$$A_{min}=0.006 \times 45 \times 45 = 7.12.15 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8T14 ( $A_S=12.31 \text{ cm}^2$ )

❖ **Condition de non fragilité:**(BAEL91)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e}$$

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 450 \times 405 \times \frac{2.1}{400} = 220.06 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 2.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 2.20 < 9.24 \quad \dots \dots \quad (cv).$$

❖ L'espacement «e» :

$$S_t \leq \min (0.9 \times h; 40\text{cm})^{[3]}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min (40.5; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

On prend:  $S_t = 40\text{ cm}$

❖ Armatures transversales:

Calcul de la section minimale: CBA93 art(A.5.1.2.2)<sup>[2]</sup>

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \leq 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t \leq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \leq 0.675 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T8 ( $A = 1.01 \text{ cm}^2$ )

VI.4 .3 Schéma de ferrailage :

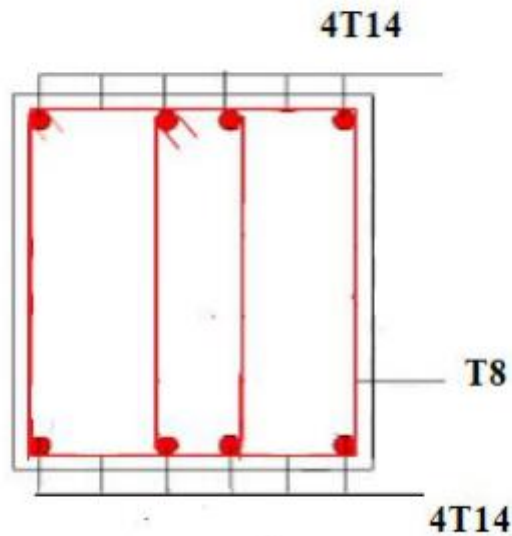


Figure.VI.7: Schéma de ferrailage de La longrine

VI.5. Conclusion:

Pour la réalisation de notre construction, L'étude du sol est une étape nécessaire. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, et permet de bien choisir le type de fondation qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans notre construction.

Pour notre projet, et vue de la moyenne capacité portante du sol, et les charges peu élevées du bâtiment, nous choisirons un semelle filante croisée pour notre projet.



# Conclusion générale



## CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études a pour objectif l'étude et la modélisation d'un bâtiment R +5 en béton armé situé en zone de sismicité moyenne contreventé par des voiles. Selon les règles de construction parasismique RPA, la forme de ce bâtiment considérée comme régulière.

Au premier lieu, l'étude a consisté à présenter l'ouvrage et à dimensionner les éléments principaux, poteaux, poutres, voiles suivant les règlements BAEL, Eurocode 2 et le code du béton algérien CBA93 et à effectuer ensuite une descente de charges statiques. Il est donc important de comparer dans ce cas les règlements pour vérifier les processus de calcul ainsi que les dispositions constructives.

Une modélisation 3D par le logiciel Robot Structural Analysis a été menée. Les résultats donnés par ce logiciel ont permis de vérifier plusieurs points tels que la stabilité de l'ouvrage, le respect des déplacements maximaux et le choix des dimensions des éléments. Le prédimensionnement des éléments structuraux peut être vérifié grâce à l'analyse dynamique. Les déplacements maximaux de ces derniers restent dans les limites raisonnables.

La descente de charges a permis de dimensionner les fondations. Pour notre projet, les calculs ont conduit à retenir des semelles filantes. Le dimensionnement et le ferrailage ont été calculés conformément aux règlements appliqués (RPA et BAEL).

En fin, nous espérons que cette modeste étude qui contient ces informations utiles sert de référence pour faciliter les études des futures promotions.

## Bibliographie

### ➤ Règlements:

- [1] Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.
- [2] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
- [3] Règle de Calcul de Béton Armé Aux Etat Limites BAEL 91.
- [4] Charges Permanentes et Charges d'exploitation DTR B-C 2.2.

### ➤ Livres:

- [5] BAEL 91 modifié 99 (Jean-Pierre MOUGIN).
- [6] Mémoires des années précédentes (génie civil).

### ➤ Cours :

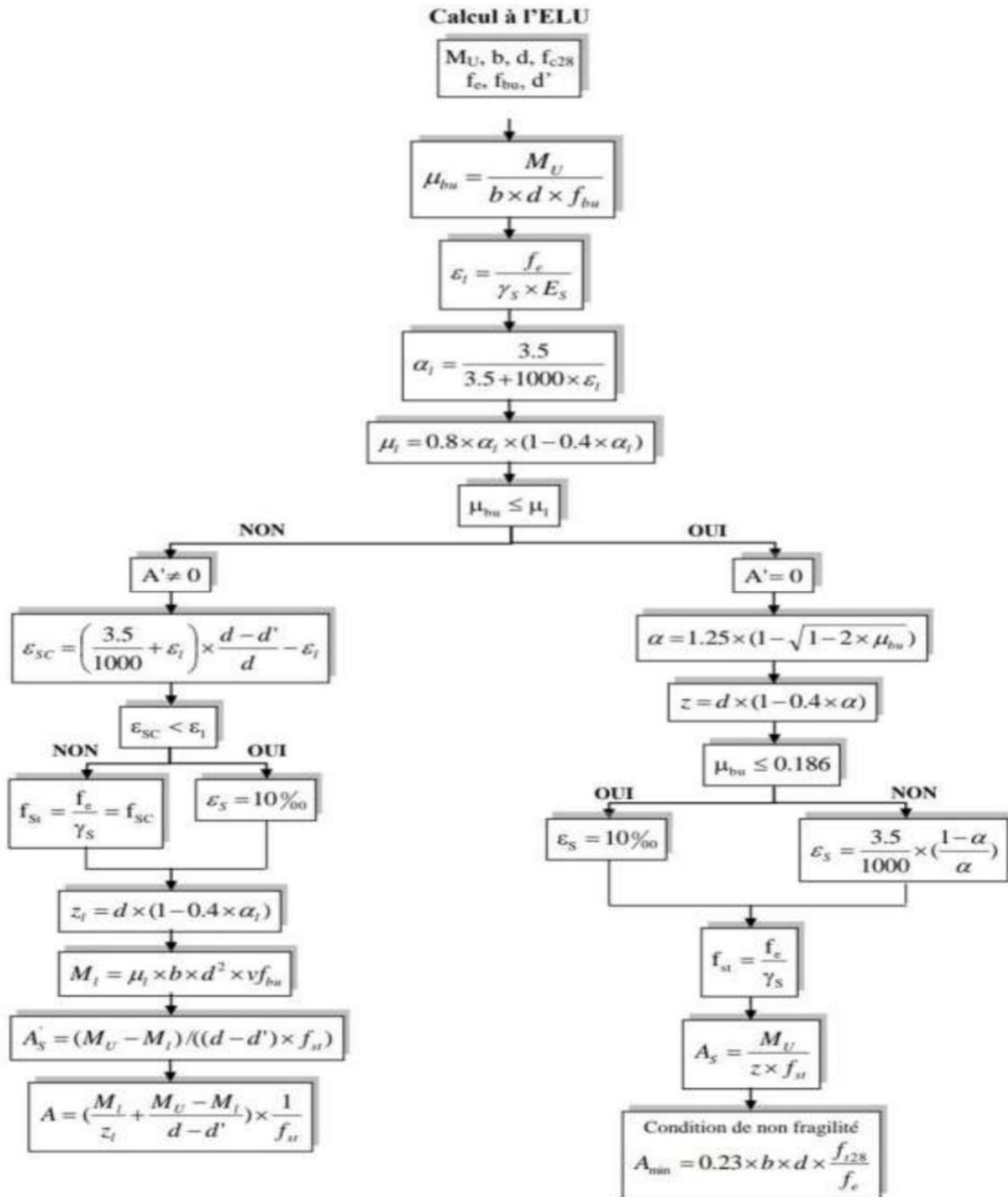
- [7] Guettiche A.2018-2019 cours 3<sup>émé</sup> année génie civil béton armé 2. Centre universitaire Abdelhafidbousouf , Mila.
- [8] Lechehab M 2018-2019.Cours 3<sup>émé</sup> années génie civil résistance des matériaux (RDM) centre universitaire Abdelhafidbousouf,Mila.
- [9] Brahim A 2020-2021 Cours Mastre 2 génie civil projet structures en Béton armé. Centre universitaire Abdelhafidbousouf ,Mila.

### ➤ Logiciel :

- ROBOT 2014.
- SOCOTEC.
- AUTCAD 2011.
- WORD 2007.
- EXREL 2007.
- POWER POINT 2007.

## Annexe 01

## Flexion simple : Section rectangulaire



## Annexe 02

Dalles rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexes03

**Tableau des Armatures  
(en Cm<sup>2</sup>)**

<b>Ø</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33