



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et  
populaire



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة البليدة 1  
UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA 1

كلية التكنولوجيا  
Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil

## MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme

DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : Matériaux

### Thème

ETUDE D'UN BATIMENT R+8+S/SOL EN BETON ARME

Présenté Par :

- **Ziane Brahim**

- **Mihoubi Zakaria**

*Devant les membres de jury :*

.....	U. Saad Dahleb-Blida	President
.....	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
<b>Dr : MOUAICI FETHI</b>	U. Saad Dahleb-Blida	Encadrant

**Blida, JUILLET 2023**

## *Remerciements*

*Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à **ALLAH** le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail. Nos remerciements s'adressent tout d'abord aux personnes avec lesquelles on a travaillé et qui m'ont fait part de leurs connaissances et de leur savoir-faire :*

*C'est avec une profonde reconnaissance que nous remercions notre promoteur **M. Mouaïci Fethi** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et orienté la réalisation de ce travail par leur compétence scientifique et leur précieux conseils qui l'ont fait progresser. Le président de jury et les honorables membres de jury pour avoir accepté d'évaluer ce manuscrit.*

## ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت أرضي + طابق أرضي 8 طابق) ذات استعمال سكني والمقرر بناؤها ضمن المنطقة الزلزالية القوة (bII) مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والافقية محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة + الجدران المسلحة. قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر: \*القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل. \*قواعد الخرسانة المسلحة. تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج «ETABS». وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

## Résumé

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armée à usage habitation (RDC+08+sous sol étages) qui sera implanté à Blida région est classée dans la zone de forte sismicité (bII).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « ETABS ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

## Abstract

The purpose of this project is a study of a reinforced concrete structure (Underground+ground+8 stories), with habitation use and that will be implanted in Blida, and this region is classified in the zone of high seismicity (bII).

The resistances of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « ETABS».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

# Sommaire

Remerciements

ملخص

Résumé

Abstract

Sommaire

List des Tableaux

List des Figures

Notation

Introduction générale..... 1

## **CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage**

I.1. Présentation de l'ouvrage.....3

I.2. Description de l'ouvrage.....3

I.2.1. Caractéristiques géométriques..... 3

I.2.2. Ossature ..... 3

I.2.3. Classification du Batiment selon (RP A 99 version 2003)..... 3

I.2.4. Planchers.....3

I.2.5. Escaliers ..... 3

I.2.6. Terrasse .....4

I.2.7. Maçonnerie ..... 4

I.2.8. L'acrotère.....4

I.2.9. L'infrastructure..... 4

I.3 Caractéristique Mécaniques Des Matériaux ..... 5

I.3.1. Béton .....5

I.3.2. Aciers ..... 8

I.4. Hypothèse de calcul..... 10

## **CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux**

II.1. Introduction.....	11
II.2. Prédimensionnement des planchers .....	11
II.2.a. Plancher en corps creux.....	11
II.2.b. Dalle pleine.....	11
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	12
II.3.1 Charges permanentes .....	13
II.3.1.a. Terrasse inaccessible en corp creux.....	13
II.3.1.b. Terrasse inaccessible en Dalle pleine.....	13
II.3.1.c. Etage Courant en Corps creux.....	13
II.3.1.d. Etage Courant en Dalle pleine .....	14
II.3.1.E. Mur extérieur .....	14
II.3.2. Charge d'exploitation .....	14
II.4 Prédimensionnement des poutres.....	15
II.5 Prédimensionnement des poteux .....	16
II.5.1. Les Procédure de prédimensionnement.....	16
II.5.2 Evaluation de l'effort normal ultime .....	18
II.5.2.a. Loi de dégression .....	18
II.5.2.b. Descente de charges .....	19
II.6 Prédimensionnement des Voiles .....	22

## **CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires**

III.1. L'introduction .....	24
III.1.2. Etude de la poutre Palière .....	24
III .1.3. Prédimensionnement.....	24
III .1.4. Vérification des condition de 2.....	24
III.2. Acrotère .....	25
III.2.1. Définition et principe de calcul .....	25
III .2.2. Evulation des charges .....	25

III .2.3. Calcul des efforts .....	26
III.2.4. Ferrailage de la section de l'acrotère.....	27
III.2.5. Vérification de la section d'acier.....	28
III.2.6. Vérification à l'E.L.S.....	28
III.2.7. Verification de L'effort tranchant .....	30
III.2.8. Ferrailage de l'acrotère .....	31
III.3. Les escaliers .....	31
III.3.1. Relation de Blondel.....	31
III.3.2. Calcule des escaliers .....	32
III.3.3. evaluation des charges .....	32
III.3.3.1. Charges permanentes .....	32
III.3.3.2. surcharges D'exploitation .....	32
III.3.4. Combinaison des charges .....	32
III.3.5. Calcul des marches .....	32
III.4. Balcon .....	36
III.4.1. Calcul des charges sillicitant le balcon .....	37
III.4.2. Charges permanentes et surcharge d'exploitation .....	37
III.4.3. Combinaison des charges .....	37
III.4.4. Calcul des efforts internes.....	38
III.4.5. Calcul de ferreillage .....	39
III.4.6. Vérification .....	39
III.5. Plancher à corps creux .....	43
III.5.1. Prédimensionnement des poutrelles .....	43
III.5.2. Etude des poutrelles .....	43
III.5.3. Calcul des poutrelles.....	44
III.5.4. Calcul des moments .....	44
III.5.5. Evaluation des charges revenantes aux poutrelles .....	47

## **CHAPITRE IV : Etude dynamique en zone sismique**

IV.1. Introduction.....	56
IV.2. Etude dynamique.....	56

IV.2.1. Introduction.....	56
IV.2.2. Modélisation mathématique.....	56
IV.2.3. Caractéristiques dynamiques propres.....	56
IV.3. Modélisation de la structure.....	58
IV.3.1. Présentation du programme ETABS 18.0.2.....	58
IV.3.2. Modélisation de rigidité.....	58
IV.3.3. L'analyse.....	58
IV.3.4. Modélisation de la masse.....	58
IV.3.5. Conception du contreventement vertical.....	59
IV.4. Etude sismique.....	59
IV.4.1. Stratégie du calcul sismique.....	59
IV.4.2. Choix de la méthode calcul.....	60
IV.4.3. Analyse spectrale.....	61
IV.4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale.....	61
IV.4.3.2. Spectre de réponse.....	61
IV.5. Résultats de l'analyse sismique.....	65
IV.6. Conclusion.....	81

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

V.1. Introduction.....	82
V.2. Ferrailage des poteaux.....	82
V.2.1. Introduction.....	82
V.2.2. Combinaison d'action.....	82
V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003.....	83
V.2.4. Ferrailage des poteaux.....	83
V.2.5. Choix des armatures.....	85
V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	85
V.2.7. Vérification de l'effort tranchant.....	87
V.2.9 Longueur de recouvrement.....	91
V.2.10. Schéma de ferrailage des poteaux.....	91

V.3. Ferrailage des poutres.....	93
V.3.1. Introduction.....	93
V.3.2. Introduction.....	93
V.3.3. Calcul de ferrailage.....	93
V.3.4. Choix des armatures.....	95
V.3.5. Condition de non fragilité.....	95
V.3.6. Vérification vis à vis de l'ELS.....	95
V.3.7. Calcul des armatures transversales.....	96
V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales.....	97
V.3.9. Arrêt des barres.....	97
V.3.8. Vérification de la flèche.....	98
V.3.11. Schéma de ferrailage des poutres.....	102
V.4. Ferrailage des voiles.....	103
V.4.1. Méthode des contraintes .....	103
V.4.1.1. Introduction .....	103
V.4.2. Introduction au ferrailage des voiles .....	104
V.4.3. justification sous sollicitations normales .....	105
V.4.4. Procédure de ferrailage des trumeaux .....	109
V.4.4.1. Introduction .....	109
V.4.4.2. Méthode simplifiée.....	109
V.4.4.3. Aciers horizontaux.....	111
V.4.4.4. Préconisation Du règlement parasismique Algerien.....	111

## **CHAPITRE VI : Fondation**

VI.1. Introduction.....	122
VI.2. Choix de type de fondation.....	122
VI.3. Calcul des fondations.....	122
VI.3.1. Semelle isolée.....	123
VI.3.2. Semelles filantes.....	124
VI.3.3. Radier générale.....	125

VI.3.3.1. Introduction.....	125
VI.3.3.2. Surface nécessaire.....	125
VI.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure.....	126
VI.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier.....	128
VI.3.3.2. Ferrailage du radier.....	132
VI.4. Etude du voile périphérique.....	141
VI.4.1. Introduction.....	141
VI.4.1. Pré dimensionnement.....	141
VI.4.2. Évaluation des Charges.....	142
Conclusion générale.....	146

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

## List des Tableaux

Tableau II. 1: Composition de la terrasse en corps creux (inaccessible).....	13
Tableau II. 2: Composition de la terrasse en dalle pleine (inaccessible).)	13
Tableau II. 3: Composition du plancher courant.....	13
Tableau II. 4: Composition de la dalle pleine.....	14
Tableau II. 5: Composition de mur extérieur.....	14
Tableau II. 6: Charges d'exploitations.....	14
Tableau II. 7: Prédimensionnement des poutres.....	15
Tableau II. 8: Surface reprise par chaque poteau.....	18
Tableau II. 9: Dégression des surcharges .....	18
Tableau II. 10: La descente des charges permanents.....	20
Tableau II. 11: La descente des charges verticales d'exploitation.....	20
Tableau II. 12: .choix final des poteaux centraux.....	21
Tableau II.13: Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux centraux à l'ELS.....	21
Tableau III. 6: .Vérification de compression du béton.....	35
Tableau III. 9: Les charges permanentes sur la dalle pleine.....	37
Tableau III. 10: Les combinaisons des charges à ELU et ELS.....	37
Tableau III. 11: Ferrailage du Balcon.....	39
Tableau III. 12: Vérification des contraintes.....	40
Tableau III. 13: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	49
Tableau III. 14: .Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	50
Tableau III. 15: Vérification de la contrainte de béton.....	52
Tableau III. 16: calcul la fleche .....	53

Tableau IV. 1: Valeurs de Pénalités.....	62
Tableau IV. 2: Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.....	66
Tableau IV. 3: Participation massique du modèle initial.....	66
Tableau IV. 4: Participation massique du modèle final.....	68
Tableau IV. 5: Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).....	70
Tableau IV. 6: Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).....	71
Tableau IV. 7: Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.....	72
Tableau IV. 8: Participation massique du modèle final.....	73
Tableau IV. 8: Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).....	75
Tableau IV. 9: Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).....	76
Tableau IV. 10: vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.....	77
Tableau IV. 11: Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.....	77
Tableau IV. 12: Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).....	78
Tableau IV. 13: Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).....	79
Tableau IV. 14: Poids cumulée de chaque étage.....	79
Tableau IV. 15: .Vérification des pourcentages des efforts tranchants repris par les portiques.....	81

Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	82
Tableau V. 2: Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	83
Tableau V. 3: Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\text{corr}}$ , $N^{\min}$ ).....	84
Tableau V. 4: Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\text{corr}}$ , $M^{\max}$ ).....	84
Tableau V. 5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	84
Tableau V. 6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\text{corr}}$ , $M^{\max}$ ).....	85

Tableau V. 7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	85
Tableau V. 8: Choix des armatures des poteaux.....	85
Tableau V. 9: Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M^{\text{corr}}$ , $N^{\text{Max}}$ ).....	86
Tableau V. 10: Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	86
Tableau V. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\text{corr}}$ , $M^{\text{max}}$ ).....	87
Tableau V. 12: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	88
Tableau V. 13: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.....	90
Tableau V. 14: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	90
Tableau V. 15: Schéma de ferrailage des poteaux zone nodale.....	92
Tableau V. 16: Schéma de ferrailage des poteaux zone courante.....	93
Tableau V. 17: Ferrailage des poutres porteuses 30x45.....	107
Tableau V. 18: Ferrailage des poutres porteuses 30x45.....	107
Tableau V. 19: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	107
Tableau V. 20: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	108
Tableau V. 21: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.....	108
Tableau V. 22: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.....	108
Tableau V. 23: Vérification de la condition de non fragilité.....	108
Tableau V. 24: Vérification des poutres (30x45) à l'ELS.....	109
Tableau V. 25: Vérification des poutres (30x40) à l'ELS.....	109
Tableau V. 26: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	110
Tableau V. 27: Calcul des armatures transversales.....	110
Tableau V. 28: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	112
Tableau V. 29: Ferrailage des poutres porteuses 30x45(pour les bouts de voile).....	113
Tableau V. 30: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).....	113
Tableau V. 31: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40(pour les bouts de voile).....	113
Tableau V. 32: Vérification de la condition de non fragilité 30x40(pour les bouts de voile).....	113
Tableau V. 33: Vérification des poutres à l'ELS 30x45(pour les bouts de voile).....	113

Tableau V. 34: Vérification de la contrainte de cisaillement 30x40(pour les bouts de voile).....	114
Tableau V. 35: Calcul des armatures transversales 30x40(pour les bouts de voile).....	114
Tableau V. 36: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x40(pour les bouts de voile).....	114
Tableau V. 37: Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses.....	115
Tableau V. 38: Schéma de ferrailage des poutres porteuses avec bout de voile.....	116
Tableau V. 39: Valeurs de $(l_f/l)$ .....	117
Tableau V. 40: Calcul de $\sigma_{u \text{ lim.}}$ .....	118
Tableau V. 41: Acier Verticaux et horizontal.....	119
Tableau V. 42: Acier transversaux .....	120
Tableau V. 43: Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple.....	123
Tableau V. 44: Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	124
Tableau V. 45: caractéristique des voiles .....	124
Tableau V. 46: Calcul des armatures du voile (V1).....	125
Tableau V. 47: Calcul des armatures du voile (V1').....	126
Tableau V. 48: Calcul des armatures du voile (V2).....	126
Tableau V. 49: Calcul des armatures du voile (V2').....	126
Tableau V. 50: Calcul des armatures du voile (V3).....	127
Tableau V. 51: Calcul des armatures du voile (V3').....	127
Tableau V. 42: Calcul des acier de coutures des voiles.....	127
Tableau V. 48: Calcul des acier horiwontaux des voiles .....	128



## List des Figures

Figure I. 1: Escalier .....	4
Figure I. 2: Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.....	7
Figure I. 3: Diagramme contrainte-déformation du béton a ELS.....	7
Figure I. 4: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.....	8
Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation d'acier.....	10
Figure II. 1: Plancher a corps creux.....	11
Figure II. 2: Dimensions du corps creux.....	11
Figure II. 4: Chemin de voile.....	22
Figure III. 1: L'acrotère.....	25
Figure III. 2: Sollicitation de l'acrotère.....	26
Figure III. 3: Diagrammes des efforts à ELU.....	26
Figure III. 4:Section de calcul de l'acrotère .....	27
Figure III. 5:Distance de l'axe neutre.....	28
Figure III. 6: Ferrailage de l'acrotère.....	31
Figure III.15:Schéma de l'escalier. ....	31
Figure III. 8: Vérification de compression du béton. ....	35
Figure III. 9: Dimensions du balcon.....	36
Figure III. 10: Schéma statique.....	36
Figure III. 11 : Les charges permanentes sur la dalle pleine.....	37
Figure III. 12: Les combinaisons des charges à ELU et ELS.....	37
Figure III. 13: Diagramme du moment fléchissant à ELU.....	38
Figure III. 14:Diagramme de l'effort tranchant à ELU. ....	38
Figure III. 15: Diagramme du moment fléchissant à ELS.....	38

Figure III. 17: Digramme de l'effort tranchant à ELS. ....	38
Figure III. 18: Ferrailage du balcon .....	41
Figure III. 19: Corps Creux.....	42
Figure III. 20: Schéma de poutrelle.....	42
Figure III. 21: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 9 travées. ....	47
Figure III. 22: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis .....	54
Figure IV. 1: Spectre de réponse.....	62
Figure IV. 2: Vue en 3D du modèle initial.....	65
Figure IV. 3: Vue en plan du modèle initial.....	65
Figure IV. 4: Vue en 3D du modèle 2.....	67
Figure IV. 5: Vue en plan du modèle 2.....	67
Figure V. 1: Arrêt des barres.....	98
Figure V. 2: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	110
Figure V. 3: Disposition des Armatures verticales dans les voiles.....	112
Figure V. 4: Disposition des voiles.....	117
Figure V. 5: Contraintes $\delta_{22}$ .....	120
Figure V. 6: Contraintes $\delta_{12}$ .....	120
Figure V. 7: Ferrailage des voiles (V1 V1', RDC/ 3 <sup>ème</sup> ).....	121
Figure V. 8: Ferrailage des voiles (V1 V1', 4 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> ).....	121
Figure V. 9: Ferrailage des voiles (V2 V2', RDC/ 3 <sup>ème</sup> ).....	121
Figure V. 10: Ferrailage des voiles (V2 V2', 4 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> ).....	122
Figure V. 11: Ferrailage des voiles (V3 V3', RDC/ 3 <sup>ème</sup> ).....	122
Figure V. 12: Ferrailage des voiles (V3 V3', 4 <sup>ème</sup> / 8 <sup>ème</sup> ).....	122
Figure VI. 1: Semelles isolées sous poteaux.....	123
Figure VI. 2: Semelles filantes.....	124

Figure VI. 3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	125
Figure VI. 4: Schéma statique du bâtiment.....	129
Figure VI. 5: Contraintes sous le radier.....	130
Figure VI. 6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité..	134
Figure VI. 7: Ferrailage de la Dalle du Radier.....	136
Figure VI. 8: Ferrailage des nervures du sens porteur.et non porteur.....	139
Figure VI. 9: Schéma statique du débord .....	139
Figure VI.10: Diagramme des Moments. ....	139
Figure VI. 11: Ferrailage du Débord.....	141
Figure VI. 12: .Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	142
Figure VI. 13: Ferrailage du Voile Périphérique.....	145

## Notation

### ❖ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

$A_{\max}$ ,  $A_{\min}$ : Section d'acier maximale et minimale

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

$A_{\text{ver}}$  : Section d'armatures verticales.

$A_{\text{h}}$  : Section d'armatures horizontales.

$A_{\text{c}}$  : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

$A_{\text{D}}$  : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

$B_{\text{r}}$  : Section réduite du béton d'un poteau.

$B_{\text{t}}$  : Section de la partie tendue.

$L_{\text{t}}$  : Largeur de la section tendue.

$M_{\text{t}}$  : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

$E_{\text{v}}$  : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_{\text{i}}$  : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_{\text{s}}$  : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

$I_{\text{e}}$  : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

$M_{\text{t}}$  : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

$M_{\text{a}}$  : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

$M_{\text{u}}$  : Moment fléchissant à l'E.L.U.

$M_{\text{ser}}$ : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

TU : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ **Minuscules romaines :**

$h$ : Hauteur de la section du béton.

$b$  : Largeur de la section du béton.

$b_0$  : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

$c, c'$  : Enrobage supérieur et inférieur.

$d$  : Hauteur utile d'une section.

$f$  : Flèche.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression à «  $j$  » jours.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

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

$f_{tj}$  : Résistance conventionnelle de la traction du béton à «  $j$  » jours.

$f_{t28}$  : Résistance conventionnelle de la traction de béton à « 28 » jours.

$i$  : Rayon de giration.

$I_f$  : Longueur de flambement,

$S_t$  : Espacement de cours d'armature transversale.

$S_h$  : Espacement de cours d'armature horizontale.

$S_v$  : Espacement des armatures verticales.

❖ **Majuscules grecques :**

$\Delta$  : Variation.

$\Sigma$  : sommation.

$\Phi$ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

$W$  : poids.

❖ **Minuscules grecques :**

$\alpha$ : Angle.

$\gamma$  : Coefficient de sécurité.

$\varepsilon$ : Déformation relative.

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$\lambda$ :: Élancement mécanique.

$\mu$ : Coefficient de frottement.

$\nu$ : Coefficient de POISSON.

$\rho$  : Rapport de deux dimensions

$\zeta$  : Contrainte normale.

$\eta$  : Contrainte tangentielle.

$\delta$ : Déplacement d'un niveau.

# Introduction générale

---

## I.1.INTRODUCTION GENERALE

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;
- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines ;
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour le cas de l'Algérie).

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude pour un bâtiment de R+8+sous soul.

Notre mémoire se structure comme suit :

- ◆ Le 1<sup>er</sup> chapitre constitue une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- ◆ L'objectif du deuxième chapitre est le pré dimensionnement des éléments résistants (Poteaux, poutres et voiles).
- ◆ Dans le troisième chapitre nous étudions les éléments secondaires (acrotère, dalle pleine, escaliers).
- ◆ Le quatrième chapitre qui est une étape importante pour notre étude ; c'est la modélisation des structures et la détermination des modes de vibrations.
- ◆ L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 18.0.2

Le calcul de ferrailage des éléments structuraux a été déterminé avec le logiciel **SOCOTEC** et **EXPERT**, fondé sur les résultats du logiciel **ETABS 18.0.2**, sera l'objectif du cinquième chapitre.

- ◆ Le sixième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure.

Et enfin, Nous terminons ce document par une conclusion générale.

---

# CHAPITRE I

## PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

---

### I.1. Introduction :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (*RDC+8+1sous-sol*) à usage habitation, l'ouvrage est implanté à MEFTAH Blida, qui est classée comme zone de forte sismicité (*Zone IIb*) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 version 2003*).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93**, **BAEL91**, et aux règles parasismiques **RPA99 version 2003**.

### I.2. Présentation De L'ouvrage :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc.

Cette structure se compose de :

- 1 sous-sol (parking).
- Du RDC au 8<sup>ème</sup> (4 apparement par étage).
- 01 terrasse inaccessible.
- 01 Cages d'escalier.

#### I.2.1. Caractéristiques géométriques :

##### Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....27.54 m.
- Hauteur du sous-sol.....3,06 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée .....3,06 m.
- Hauteur du étages courant.....3,06 m.

##### Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan .....30.40m.
- Largeur totale en plan .....18.90 m.

#### I.2.2. Ossature :

L'hôtel est assuré par une structure résistante constituée de portiques contreventés par des voiles suivantes qui assure la rigidité et la stabilité de la structure.

Donc selon (*RPA 99 version 2003*) le système de contreventement de l'hôtel est un système de contreventement par des voiles et des portiques.

#### I.2.3. Classification du bâtiment selon (*RPA 99 versions 2003*) :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le " *groupe 2*", car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas **48 m**.

#### I.2.4. Plancher :

Les planchers, étant considérés comme des diaphragmes rigides, d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Dans notre projet (bâtiment), on a un seul type de plancher :

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

#### I.2.5. Escalier :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Dans notre bâtiment, on a un type d'escalier :

- Escaliers avec palier qui sont constituées de deux volées.

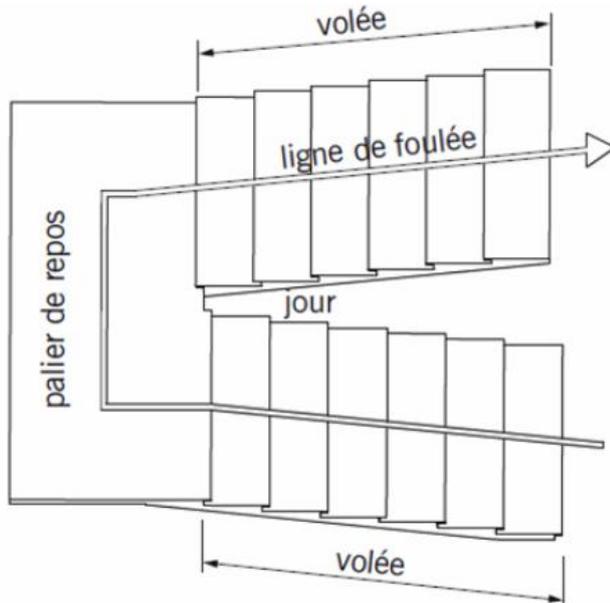


Figure I.1 : Escaliers.

### I.2.6 Terrasse :

Notre structure comporte un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

### I.2.7. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (**15 cm** et **10 cm** d'épaisseur) séparée par une âme d'air de **5 cm** d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de **10 cm** d'épaisseur.

### I.2.8 Acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'une acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

### I.2.9. Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulé sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- \* Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- \* Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- \* La contrainte admissible du sol est de **2 bars (selon un rapport de sol)**.
- \* La catégorie de site  $S_3$  : site meuble.

### I.3. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91*) et à la réglementation en vigueur en Algérie (*RPA 99 version 2003* et *CBA93*).

#### I.3.1. Béton :

##### a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères :

1. une résistance mécanique élevée.
  2. un retrait minimum.
  3. une bonne tenue dans le temps.
- **Granulats** : pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre :  $0,2\text{mm} < C_g < 25\text{mm}$ .
  - **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 325 (CPA325).
  - **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.
  - **Sable** : sable noir 0/3, il a été utilisé pour la construction et le sable jaune qui a été utilisé pour la maçonnerie.

##### b. Résistance du béton :

Béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «j» jours.

##### b.1. Résistance à la compression :

Le béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de **28 jours**. Celle-ci, notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) dont la hauteur est double du diamètre et de section  $200\text{ cm}^2$ .

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j + 1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour les ouvrages courants on admet une résistance à la compression :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

##### b.2. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours notée par «  $f_{tj}$  », elle est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ , on trouve  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

**c. Module de déformation longitudinale :**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte application, connu sous le nom de module de « Young ou *module de déformation longitudinale* ».

**c.1. Module d'élasticité instantané «  $E_{ij}$  » :**

Sous des contraintes normales d'une courte durée (inférieure à 24 heures), on admet qu'à **j jours**, le module d'élasticité instantané du béton est égale à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad \text{Donc : } E_{ij} = 34179.558 \text{ MPa} \quad [1]$$

$f_{cj}$ : résistance caractéristique à la compression à **j jours**. (MPa)

**c.2. Module d'élasticité différé «  $E_{vj}$  » :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à **j jours**, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad \text{Donc : } E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa} \quad [1]$$

**d. Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l/l}{\Delta l/l} = \frac{\text{Allongement relatif dans le sens transversale}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinale}}$$

• **E.L.U :**

$\nu = 0,0$  calcul des sollicitations (béton fissuré).

• **E.L.S :**

$\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

**e. Poids volumique :**

On adopte la valeur  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

**f. Les contraintes limites de calcul :****f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, dans ce cas la contrainte est définie par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad [1]$$

**Avec :**

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires.....  $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.....  $f_{bc} = 22.17 \text{ MPa}$

$\theta$  = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Si  $t > 24h$   $\longrightarrow \theta = 1$

Si  $1 h < t < 24 h$   $\longrightarrow \theta = 0,9$

Si  $t < 1 h$   $\longrightarrow \theta = 0,85$

Avec :  $t$  = durée d'application de l'action considérée en heures.

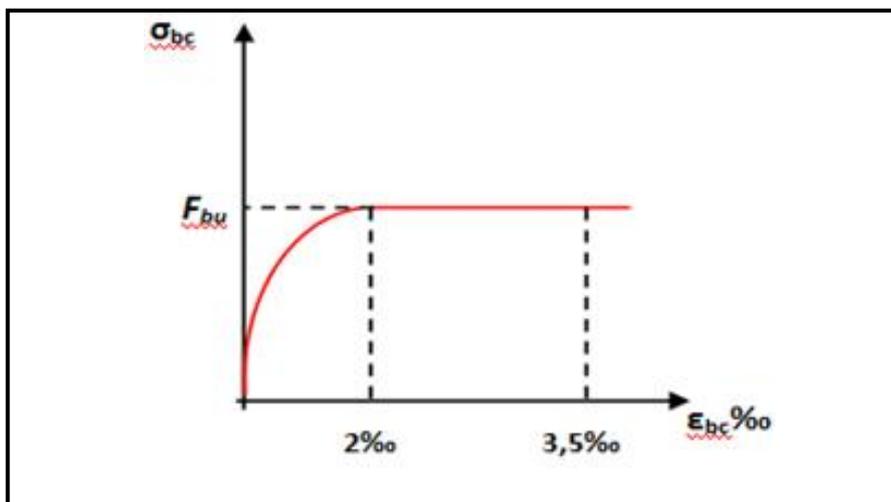


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.

**f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  on trouve :  $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$

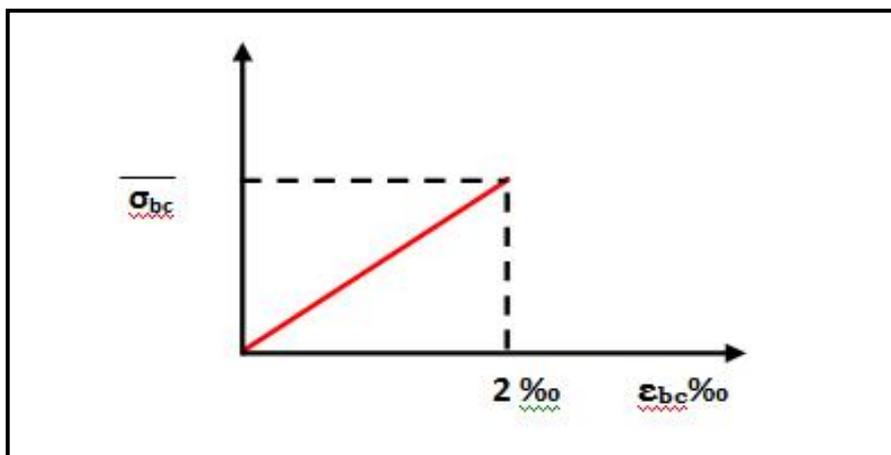


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.

**I.3.2. ACIERS :**

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses ( $\emptyset$ ) : **FeE240**
- Barres à haute adhérences (HA) : **FeE500**
- Treillis soudés (TS) : **TLE520  $\emptyset=6\text{ mm}$**  pour les dalles.

**a. Les limites élastiques :**

- Les ronds lisses (R.L): ( $f_e= 235\text{ MPa}$ )
- Barres à haute adhérence (HA) :  $f_e=500\text{ MPa}$ .
- Treillis soudés (TS) :  $f_e= 520\text{MPa}$ .

**b. Module d'élasticité des aciers :**

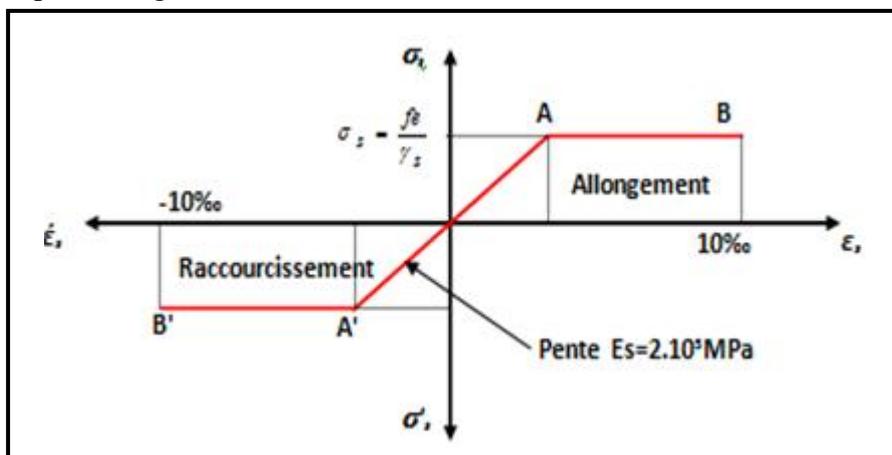
Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5\text{ MPa}$$

**c. Les contraintes limites de calcul :**

**c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:



**Figure I.4:** Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\epsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

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

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier.} : \boxed{\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

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

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE500 on a :  $\varepsilon_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 2,07 \text{‰}$

### c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$  [1]
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \text{Min} \left( \frac{1}{2} f_e, \max(200 ; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right)$

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

### d. Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.

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

$E_b$  : Module de déformation du béton.

**I.4. Hypothèses de calcul :**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5 ‰** en flexion simple ou composée et à **2‰** dans la compression simple .
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10‰**.
- La contrainte de calcul, notée " $\sigma_s$ " et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  est égale à :

$$\diamond \text{ Rond lisse } \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\diamond \text{ Haute adhérence } \begin{cases} \sigma_s = 434,78 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture :  $\varepsilon_s = 10\%$

---

# CHAPITRE II

## PRÉ DIMENSIONNEMENT

---

### II.1. Introduction :

Le but du prédimensionnement est de définir les dimensions des éléments résistants de la structure et de déterminer les différentes charges et surcharges agissant sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Ces dimensions sont choisies selon les formules du **RPA99 V2003**, **CBA93** et **BAEL 91 modifié 99**.

Les résultats obtenus peuvent être modifiés après les vérifications dans la phase du dimensionnement.

### II.2. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux dont leur épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan et peuvent reposer sur 2, 3 et 4 appuis.

#### a) Plancher à corps creux :

Pour les planchers à corps creux l'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la Condition de la flèche, La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec :}$$

**L** : la portée maximale de la poutrelle entre nu d'appuis. ( $L = 3.40 \text{ m}$ )

**ht** : hauteur totale du plancher D'où  $13.6\text{cm} \leq e \leq 17.0\text{cm}$

Choix final : On va choisir  $e = (16+5) \text{ cm}$   $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm corps creux} \\ 5 \text{ cm la dalle de compression} \end{array} \right.$

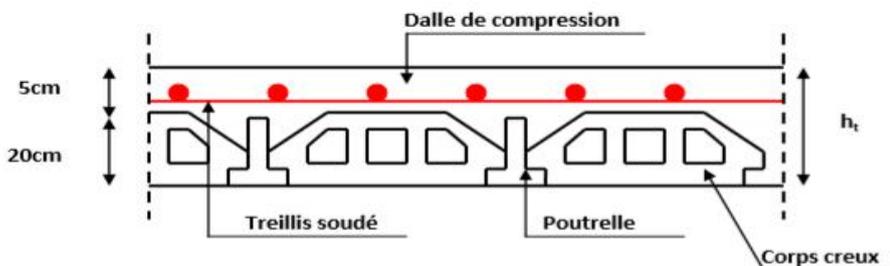


Figure II.1: Plancher à corps creux

#### b) Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

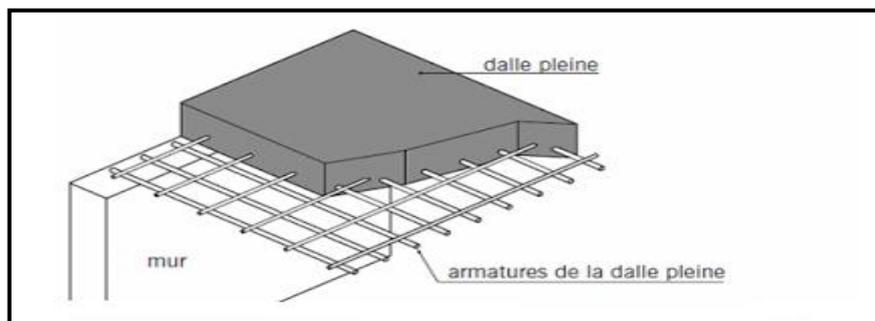


Figure II.2 : Détails d'un plancher à dalle pleine.

On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

Le coupe-feu est obtenu par la dalle de compression. Autrement, plus on augmente l'épaisseur de béton plus le plancher est résistant au feu.

$$e = 7 \text{ cm} \quad \text{Pour une heure de coupe - feu}$$

$$e = 11 \text{ cm} \quad \text{Pour deux heures de coupe – feu}$$

Alors, on admet : **e = 11 cm.**

- **Résistance à la flexion :**

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

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

**Avec :**

e = Epaisseur de la dalle pleine.

$L_x$  = La portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 2.85 \text{ m}$$

La dalle repose sur quatre appuis

On aura donc :  $8.14 \leq e \leq 9.5 \text{ (cm)}$   $\longleftrightarrow$  On admet : **e = 9 cm.**

- **Isolation phonique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique. [3]

Soit : **e = 15 cm.**

Donc pour la dalle pleine, et d'après les conditions précédentes on choisit une épaisseur de **15cm.**

### II.3. Evaluation des charges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, selon le DTR B.C.2.2. [4]

**II.3.1 Charges permanentes :****A) Terrasse inaccessible en corps creux :****Tableau II.1 :** Composition de la terrasse en corps creux (inaccessible).

Matière	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )
1. Gravier de protection	0,05	17	0,85
2. Forme de pente	0,10	22	2,20
3. Etanchéité multicouche	0,02	06	0,12
4. Isolation thermique	0,04	04	0,16
5. Dalle à corps creux	« 0,16+0,05 »	/	3,10
6. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
$\Sigma \rho = G$			<b>6,63KN/m<sup>2</sup></b>

**B) Terrasse inaccessible en dalle pleine :****Tableau II.2:** Composition de la terrasse en dalle pleine (inaccessible).

Matière	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )
1. Gravier de protection	0,05	17	0,85
2. Forme de pente	0,10	22	2,20
3. Etanchéité multicouche	0,02	06	0,12
4. Isolation thermique	0,04	04	0,16
5. Dalle à dalle pleine	0,15	25	3,75
6. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
$\Sigma \rho = G$			<b>7,28KN/m<sup>2</sup></b>

**C) Etage Courant en corps creux :****Tableau II.3 :** Composition du plancher courant.

Matière	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	0,02	/	0,40
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Lit de sable	0,02	18	0,36
4. Plancher à corps creux	« 0,16+0,05 »	/	3,10
5. Cloisons légères	0,10	10	1,00
6. Enduit en plâtre	0,02	12	0,24
$\Sigma \rho = G$			<b>5,50 KN/m<sup>2</sup></b>

**D) Etage Courant en dalle pleine :****Tableau II.4:** Composition de la dalle pleine.

Matière	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )
1. Couche de chappe flottante en asphalte	0,02	/	0,40
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Lit de sable	0,02	18	0,36
4. Dalle pleine	0,15	25	3,75
5. Plafond Enduit en plâtre	0,02	12	0,24
6. Cloisons de distribution	0,10	10	1,00
$\Sigma \rho = G$			<b>6,15 KN/m<sup>2</sup></b>

**E) Mur extérieur (double cloisons)****Tableau II.5:** Composition de mur extérieur.

Matière	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit intérieur au plâtre	0,02	10	0,20
2. Briques creuses	0,10	09	0,90
3. L'âme d'air	0,05	00	0,00
4. Briques creuses	0,15	09	1,35
5. Enduit extérieur	0,02	18	0,36
$\Sigma \rho = G$			<b>2,81 KN/m<sup>2</sup></b>

**II.3.2 Charges d'exploitations :****Tableau II.6:** Charges d'exploitations.

1) Acrotère	Q=1,0 KN/m <sup>2</sup>
2) Plancher terrasse inaccessible	Q= 1,0 KN/m <sup>2</sup>
3) Plancher étage courant et RDC	Q= 1,5 KN/m <sup>2</sup>
4) Plancher RDC	Q= 1,5 KN/m <sup>2</sup>
5) Escaliers	Q= 2,5 KN/m <sup>2</sup>
6) Balcon	Q= 3,5 KN/m <sup>2</sup>

**II.4 Prédimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et ont pour but de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmis par les planchers.

Leur prédimensionnement se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL91 modifié 99**.
- Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

- **Selon le BAEL91 modifié 99 : [1]**

- La hauteur **h** de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur **b** de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée entre nu.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- **Selon le RPA99 version 2003 : [2]**

- La hauteur **h** de la poutre doit être :  $h \geq 30cm$ .
- La largeur **b** de la poutre doit être :  $b \geq 20cm$ .
- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$
- On 'a :

1-Poutre principale (porteuse)                      L = 5,25 m.

2- Poutre secondaire (non porteuse)              L = 3,45 m.

**Tableau II.7:** Prédimensionnement des poutres

<b>Selon le BAEL91 (prédimensionnement) [1]</b>		
	<b>Poutre principale</b>	<b>Poutre secondaire</b>
$L/15 \leq h \leq L/10$	L = 5.25 m $35 \leq h \leq 52$ (cm) <b>h=45cm</b>	L = 3.45 m $23 \leq h \leq 34.5$ (cm) <b>h=40cm</b>
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$13.5 \leq b \leq 31.5$ (cm) <b>b= 30cm</b>	$12 \leq b \leq 28$ (cm) <b>b= 30cm</b>
<b>Selon le RPA99/V2003 (vérification)[2]</b>		
• $h \geq 30cm$	$h=45 \geq 30$ (cm)	$h=40 \geq 30$ (cm)
• $b \geq 20cm$	$b=30 \geq 20$ (cm)	$b=30 \geq 20$ (cm)
$h/b \geq 4$	$45/30=1.5 \leq 4$	$40/30=1.33 \leq 4$
<b>Condition de rigidité</b>		
$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$	$0.0857 > 0.0625$	$0.1159 > 0.0625$

### II.5 Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

#### II.5.1 Procédure de prédimensionnement :

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».

#### ❖ D'après l'article B.8.4.1 du BAEL91 :

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad [1]$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression) =  $1,35G + 1,5Q$ .
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
- $\lambda$  : Elancement d'EULER :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- $L_f$  : Longueur de flambement :  $L_f = k l_0$
- $i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- $I$  : Moment d'inertie de la section :  $I = \frac{b \cdot a^3}{12}$
- $B$  : Surface de la section du béton :  $a \times b$
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ )..... situation durable.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ )..... situation durable.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 500$  MPa).
- $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 30$  MPa).
- $A_s'$  : Section d'acier comprimée.
- $Br$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [ $Br = (a-0,02)(b-0,02)$ ] m<sup>2</sup>.
- $\left( a = \frac{L_f}{10} \right)$
- $Br = (a - 0,02)^2 \longrightarrow a = b = \sqrt{Br} + 2 \quad (\text{cm})$

## ❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : [1]

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s'}{B} = 1\%$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \geq 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{array} \right.$$

Selon BAEL, on prend comme hypothèse  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

La section réduite du poteau est donnée par l'équation suivante :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

En faisant l'application numérique  $B_r$  sera égale à :  $B_r \geq 0,062 \cdot N_u$

## \* Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » [2]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

## • Poteaux carrés

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a; b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a; b) > \frac{h_c}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec : (a ; b) : Dimensions de la section.

$h_c$ : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b)

## ❖ Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- $N_{\text{ser}}$  : effort normal à l'ELS ( $N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$ ).
- $B$  : section de béton du poteau.
- $A_s$  : section des armatures ( $A_s = 1\% B$ ),

- $n$  : coefficient d'équivalence  $\left( n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$ .
- $\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.
- En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

**Calcul des poteaux :**

Les poteaux les plus sollicités sont : B03 ou bien B08

**Tableau II.8:** Surface reprise par chaque poteau.

Type de poteau	Surface (m <sup>2</sup> )
Poteau central	19,425

**II.5.2 Evaluation de l'effort normal ultime :**

**a. Loi de dégression :**

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

Donnée par **DTR.B.C.2.2**

Avec :

$$Q_{0+} + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q) \quad \text{pour } n \geq 5$$

- $n$  : nombre d'étage.
- $Q_0$  : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q$  : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.
- $Q_0 = 1 \text{ KN/m}$  (Terrasse inaccessible).
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}$  (étages courants et RDC).

**Tableau II.9 :** Dégression des surcharges.

Niveau des plancher	Surcharge	$\Sigma$ Surcharge	$\Sigma$ Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0$	1,00
7	$Q_1$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,50
6	$Q_2$	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3,85
5	$Q_3$	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
4	$Q_4$	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
3	$Q_5$	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
2	$Q_6$	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
1	$Q_7$	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + \dots + Q_7)$	8,50
RDC	$Q_8$	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,688 (Q_1 + \dots + Q_8)$	9,26

## b- Descente de charges :

## 1. Poteau central :

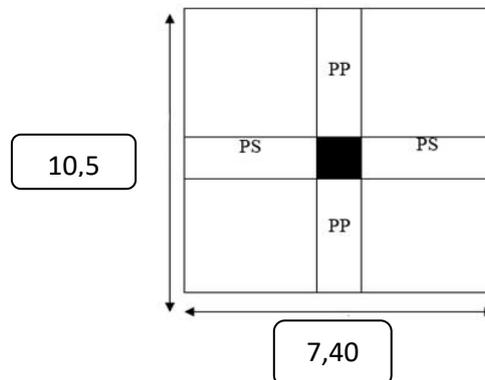


Figure II.3 : surface reprise par le poteau central.

• Niveau terrasse :  $S= 19,425 \text{ m}^2$ Plancher.....  $19,425 \times 6,63 = 128,79\text{KN}$ .Poutre principale.....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 5,00 = 16,88\text{KN}$ .Poutre secondaire.....  $0,30 \times 0,40 \times 25 \times 3,45 = 9,11\text{KN}$ .Poids du poteau .....  $25 \times 3,06 \times (0,25)^2 = 4,21 \text{ KN}$ 

---


$$G_{8 \text{ étages}} = 159,00 \text{ KN.}$$

• Niveau étage courant (du 7<sup>ème</sup> jusqu'au RDC) :  $S= 19,425 \text{ m}^2$ Plancher.....  $19,425 \times 5,50 = 106,84\text{KN}$ .Poutre principale.....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 5,00 = 16,88\text{KN}$ .Poutre secondaire.....  $0,30 \times 0,40 \times 25 \times 3,45 = 9,11\text{KN}$ .Poids du poteau .....  $25 \times 3,06 \times (0,25)^2 = 4,21\text{KN}$ 

---


$$G_{\text{Étages courants}} = 137,04 \text{ KN}$$

## - Charges permanentes (G) :

Tableau II.10 : La descente des charges permanentes (Poteau central).

Etage	Charge permanent de chaque Niv	G cumulé
<b>Terrasse</b>	159,00	159,00
<b>7</b>	137,04	296,04
<b>6</b>	137,04	433,08
<b>5</b>	137,04	570,12
<b>4</b>	137,04	707,16
<b>3</b>	137,04	844,2
<b>2</b>	137,04	981,24
<b>1</b>	137,04	1118,28
<b>RDC</b>	137,04	1255,32

## - Charges d'exploitation (Q)

Tableau II.11 : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).

Etage	Surface	Surcharge	Q ( kN )
<b>Terrasse</b>	19,425	1,00	19,425
<b>7</b>	19,425	2,50	48,563
<b>6</b>	19,425	3,85	74,786
<b>5</b>	19,425	5,05	98,096
<b>4</b>	19,425	6,10	118,493
<b>3</b>	19,425	7,00	135,975
<b>2</b>	19,425	7,75	150,544
<b>1</b>	19,425	8,50	165,113
<b>RDC</b>	19,425	9,26	179,876

- Les résultats et le choix final des poteaux centraux sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau II.12** : choix final des poteaux centraux.

<b>Choix des sections des poteaux centraux</b>				
<b>Niveau</b>	<b>Nu (kN)</b>	<b>Br (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>a=b (cm)</b>	<b>Choix</b>
<b>Terrasse</b>	243,7875	160,89975	12,69	25x25
<b>7</b>	472,4985	311,84901	17,66	25x25
<b>6</b>	696,837	459,91242	21,45	25x25
<b>5</b>	916,806	605,09196	24,6	25x25
<b>4</b>	1132,4055	747,38763	27,34	30x30
<b>3</b>	1343,6325	886,79745	29,78	30x30
<b>2</b>	1550,49	1023,3234	31,99	35x35
<b>1</b>	1757,3475	1159,84935	34,06	35x35
<b>RDC</b>	1964,496	1296,56736	36,01	40x40

**Tableau II.13** : Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux centraux à l'ELS.

<b>poteaux centraux</b>						
<b>Niveau</b>	<b>Nu/B</b>	<b>Ns</b>	<b>Ns/1.15B</b>	<b>fu</b>	<b>0.6 x fc28</b>	<b>Verification</b>
<b>Terrasse</b>	2,70875	178,425	1,72392	17	18	Verifiée
<b>7</b>	5,24999	344,603	3,3295	17	18	Verifiée
<b>6</b>	7,74264	507,866	4,90692	17	18	Verifiée
<b>5</b>	10,18674	668,216	6,4562	17	18	Verifiée
<b>4</b>	12,58229	825,653	7,97733	17	18	Verifiée
<b>3</b>	14,92925	980,175	9,47029	17	18	Verifiée
<b>2</b>	17,22767	1131,784	10,93512	17	18	Verifiée
<b>1</b>	19,52609	1283,393	12,39994	17	18	Verifiée
<b>RDC</b>	16,03671	1435,196	10,18773	17	18	Verifiée

## II.6 Prédimensionnement des voiles :

### Introduction :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de RPA 99 versions 2003.

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

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles qui assurent le contreventement sont supposés être pleins.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme éléments satisfaisants à la condition :  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

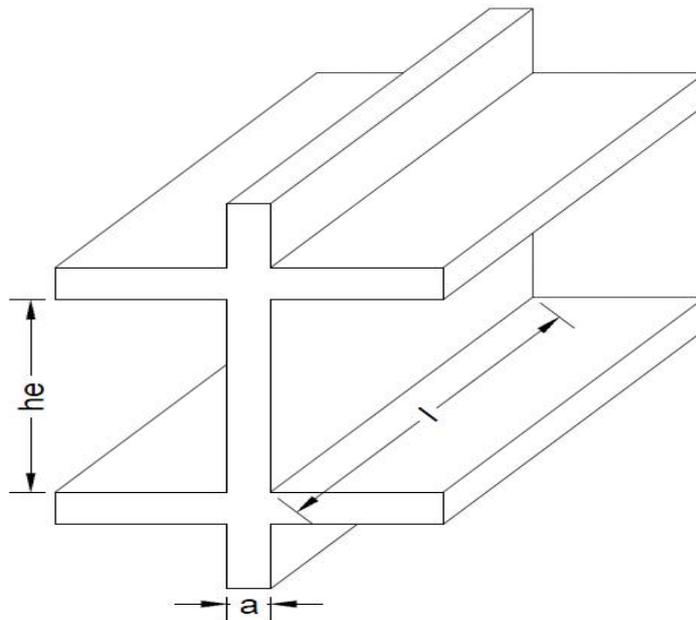


Figure II.4 : Chemin de voile.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 20 \right\}$$

Avec :

$h_e$  = Hauteur d'étage.

$a_{\min}$  = Epaisseur du voile.

- Pour les étages courants et RDC :

$$h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m} \longrightarrow a > \frac{h_e}{20} = 13.3 \text{ cm.}$$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 13.3 \text{ cm} \right\}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm.}$$

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

- Vérification de la longueur :

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm.}$$

Donc : on prend  $L_{\min} = 80 \text{ cm.}$

---

# CHAPITRE III

## CALCUL DES ÉLÉMENTS

### SECONDAIRE

---

**III.1. Introduction :**

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Nous considérons dans ce chapitre l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment, l'acrotère, les escaliers et les planchers.

- L'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.
- Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement «**BAEL 91 modifié 99**» en respectant le
- règlement parasismique Algérien «**RPA 99 version 2003**».

**III.1.2: Etude de la poutre palière :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre consol

**III.1.3: Pré dimensionnement :**

La poutre palière de portée :  $L_{max} = 2,44$  m

Selon le [1] :

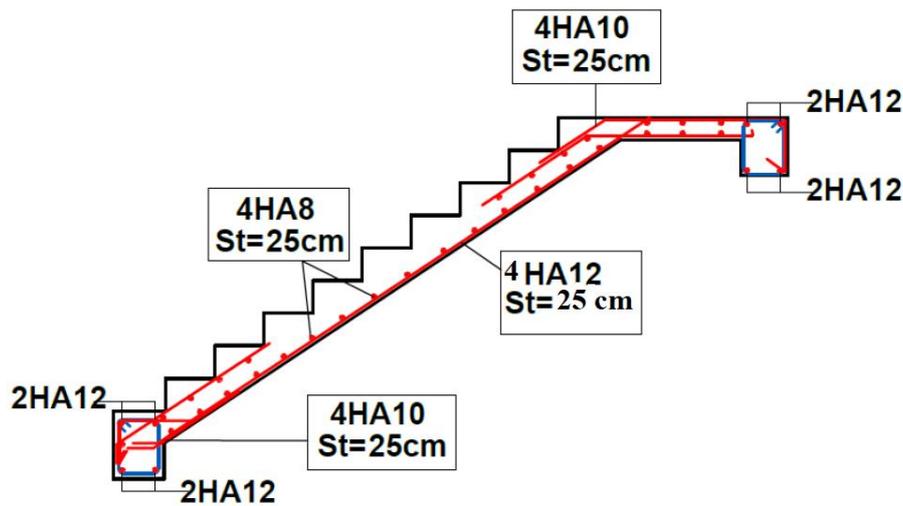
$$(L/15 \leq h \leq L/10) \text{ cm} \Rightarrow (16.26 \leq h \leq 24.4) \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } h = 35 \text{ cm}$$

$$(0.3 h \leq b \leq 0.4 h) \text{ cm} \Rightarrow (10.5 \leq b \leq 14 h) \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

**III.1.4: Vérification des conditions de [2] :**

- a.  $b \geq 20 \text{ cm}$        $\longrightarrow$        $b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ c'est vérifiée.
- b.  $h \geq 30 \text{ cm}$        $\longrightarrow$        $h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots$ c'est vérifiée.
- c.  $h/b < 4$            $\longrightarrow$        $35/30 = 1,16 < 4 \dots\dots\dots$ c'est vérifiée.

Schéma de ferrailage :



### III.2. Acrotère :

#### III.2.1. Définition et principe de calcul :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q=1\text{kN/ml}$ .

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100\text{cm}$ .
- Hauteur  $H=60\text{cm}$ .
- Epaisseur  $e=10\text{cm}$ .

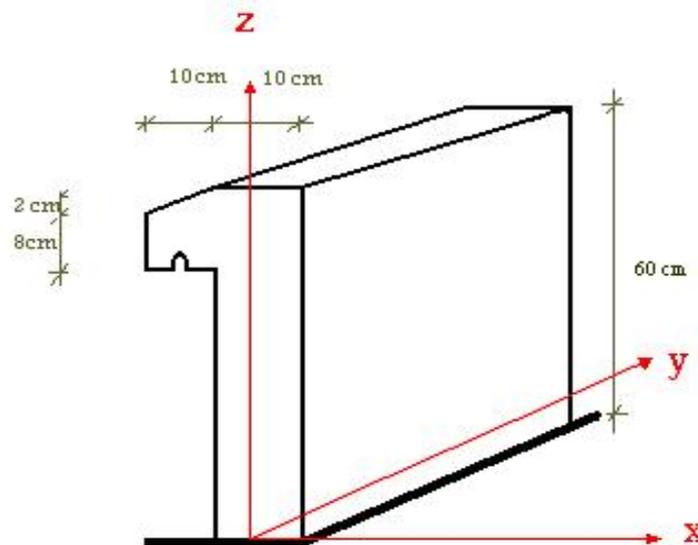


Figure III.1.: Schéma représentatif de l'acrotère

#### III.2.2. Evaluation des charges :

**a-Charge d'exploitation :**  $Q=1\text{kN/ml}$

**b-Charges permanentes :**

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[ (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G_{pp} = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/m}$$

- Revêtement en ciment ( $e=2\text{cm}$  ;  $\rho=18\text{kN/m}^3$ ) ;

$$G_{RC} = \rho_{ci} \times e \times \rho_{cme} = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \times 10^{-2} = 0,504 \text{ KN/m}$$

$$G = G_{pp} + G_{RC} = 2,229 \text{ KN/m}$$

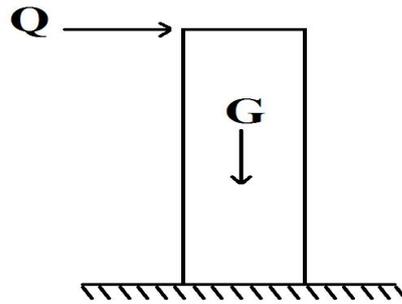


Figure .III.2: Sollicitation de l'acrotère.

**c-L 'action des forces horizontales  $Q_h (F_p)$  [2]**

L'action des forces horizontales est donnée par la formule suivant :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (4-1)** RPA(99) pour la Zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,25].....groupe 2

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) RPA(99) (élément console)

..... [ $C_p=0,8$ ]

$W_p$  : Poids de l'acrotère =2,117kN

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,229 = 1,78 \text{ kN}$$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q; F_p) \rightarrow \left. \begin{matrix} F_p = 1,78 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{matrix} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,78 \text{ kN.}$$

$$\text{pour une bande de 1 m de largeur} \left\{ \begin{matrix} G = 2,229 \text{ kN/ml} \\ Q = 1,78 \text{ kN/ml} \end{matrix} \right.$$

**III.2.3.Calcul des efforts:**

Pour une bande de 1m de largeur

**E.L.U**

$$N_u = 1,35G = 3,009 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5Q \cdot h = 1,60 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5Q = 2,671 \text{ k}$$

**E.L.S**

$$N_{ser} = G = 2,229 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q \cdot h = 1,068 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,78 \text{ kN}$$

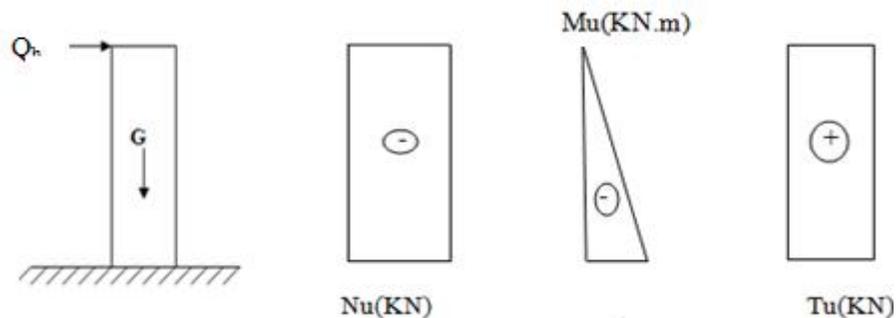


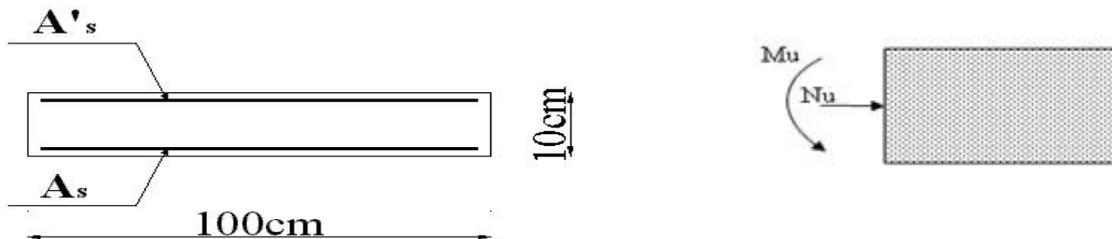
Figure III.3 : Diagrammes des efforts à L'ELU

### III.2.4. Ferrailage de la section de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

**Données :**

$h = 10 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ,  $d = 8 \text{ cm}$  ,  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ,  $M_u = 1,60 \text{ kN.m}$  ,  $N_u = 3,009 \text{ kN}$  ,  
 $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ,  $c = c' = 2 \text{ cm}$  ;  $F_e = 500 \text{ MPa}$ .



**Figure III.4 :** Section de calcul de l'acrotère

✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,60}{3,009} = 53,17 \text{ cm} \left. \begin{array}{l} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

On calcule  $\psi_1$  :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{3,009 \cdot 10^3}{1 \times 0,1 \times 14,17 \cdot 10^6} = 2,12 \cdot 10^{-3} < 0,81$$

$\xi = f(\psi_1) \Rightarrow$  D'après le tableau, on trouve :  $\xi = 0,1666$ .

$e_{nc} = \xi \times h = 0,1666 \times 10 = 1,666 \text{ cm}$ .

$\rightarrow e_0 > e_{nc} \Rightarrow$  Donc la section est partiellement comprimée et l'état

Limite ultime n'est pas atteint. (SPC)

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

- Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

✓ **Calcul du moment fictif «  $M_f$  »**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,60 + 3,009(0,1/2 - 0,02) = 1,69 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,69}{1 \times 0,09^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,017$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,017 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{1,69 \times 10^6}{89,3 \times 435} = 43,50 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 36,58 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### III.2.5. Vérification de la section d'acier selon : « BAEEL 91 Modifié 99 »

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

Avec :

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,87 \text{ cm}^2 \right\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : nous optons finalement pour **6T6=1,70 cm<sup>2</sup>**

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

#### ❖ Armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons **4T6=1,13 cm<sup>2</sup>** avec un espacement

$$S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} = 18,33 \text{ cm} \Rightarrow S_t \approx 18 \text{ cm}$$

### III.2.6. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,91 \text{ cm}$$

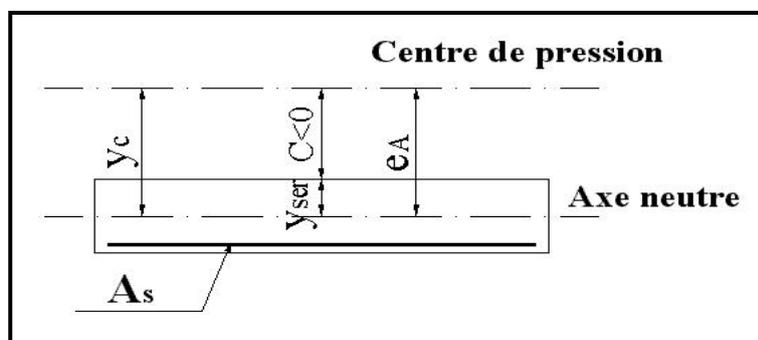


Figure III.5 : Distance de l'axe neutre.

On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 51,91 \text{ cm} \Rightarrow C = -42,91 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5535,24 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 151828,24 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left( \frac{4p^3}{27} \right) = -2,07 \cdot 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 163,74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,91$$

$$y_1 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,52 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 49,79 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 35,74 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 46,79 \text{ cm}$

Car :  $0 < y_{\text{ser}} = y_c + c < d$

$$0 < y_{\text{ser}} = 46,79 - 42,99 = 3,8 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} y_{\text{ser}} = 3,8 \text{ cm} \\ y_c = 46,79 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{\text{ser}}^3 + n \left[ A_s (d - y_{\text{ser}})^2 + A'_s (y_{\text{ser}} - c')^2 \right] = 2361,50 \text{ cm}^4 \quad \text{avec } n = 15$$

- **Vérification des contraintes :**
- **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{\text{bc}} = \left( \frac{N_{\text{ser}}}{I} y_c \right) y_{\text{ser}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \left( \frac{2,229 \cdot 10^3 \times 46,79 \cdot 10}{2361,50 \cdot 10^4} \right) \times 3,8 \times 10 = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} \dots \text{vérifiée}$$

- **Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{\text{ser}}}{I} y_c \right) (d - y_{\text{ser}}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{\text{ser}}}{I} y_c \right) (y_{\text{ser}} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 10 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa} \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 26,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 11,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \text{vérifiée}$$

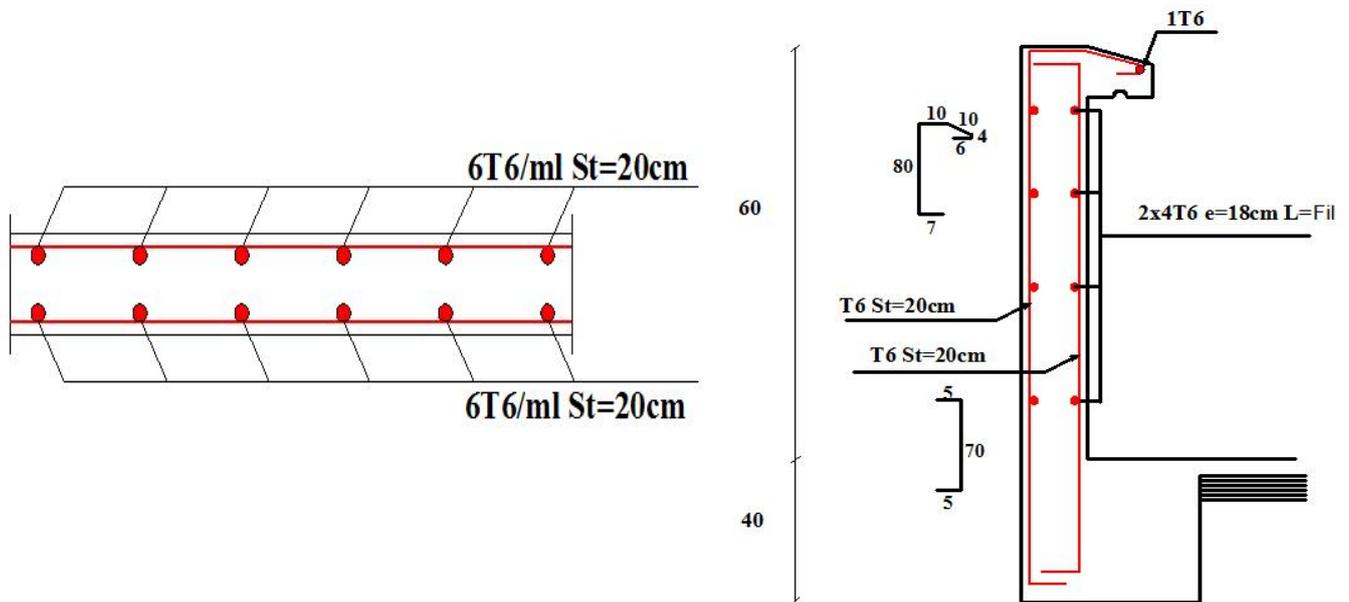
**III.2.7. Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,67 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,029 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \text{vérifiée}$$

**III.2.8. Ferrailage de l'acrotère :**



**Figure III.6.** Ferrailage de l'acrotère

**III.3. les escaliers**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de marches. Ils permettent l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H ;
- L'embranchement (largeur utile) E ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h ;

Hauteur de marche (valeur moyenne) :

$13\text{ cm} \leq h \leq 17\text{ cm}$  ; Alors on prend **h = 16 cm**,

**III.3.1. Relation de Blondel**

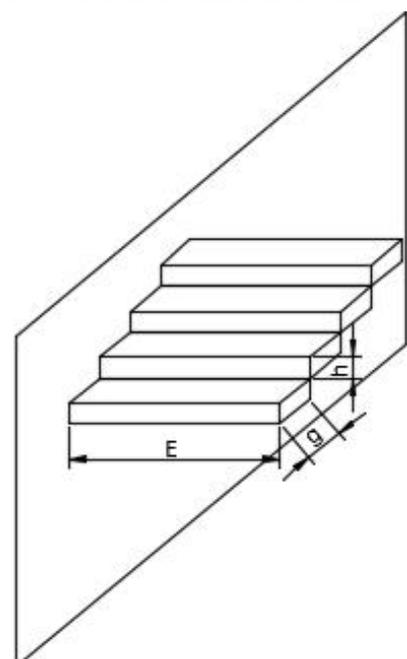
Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel :

$2h + g = 59 \text{ à } 66\text{ cm.}$

On prend :  $g = 30\text{cm}$

$h = 16\text{cm.}$

$30 + 16 \times 2 = 62\text{ cm}$  Vérifiée.



**Figure III.7 :** Schéma de l'escalier.

### III.3.2. Calcul des escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre console uniformément chargée encastrée dans les voiles.

Tous les étages du bâtiment ont la même hauteur. Un calcul commun suffit

Hauteur d'étage :  $h_e = 306 \text{ cm}$ .

- Hauteur de gravir :  $H_1 = H_2 = 153 \text{ cm}$
- Hauteur des marches :  $h = 16 \text{ cm}$
- Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = 9$  marches.
- 

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

Inclinaison  $\alpha = 27.02$

### III.3.3. Evaluation des charges

#### III.3.3.1. Charges permanentes

##### Palier

- Carrelage ( $e = 2 \text{ cm}$ ; $\rho = 0,2 \text{ kN/m}^2$ )	0,40 kN/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose ( $e = 2 \text{ cm}$ ; $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$ )	0,40 kN/m <sup>2</sup>
- Lit de sable ( $e = 3 \text{ cm}$ ; $\rho = 19 \text{ kN/m}^3$ )	0,57 kN/m <sup>2</sup>
- Poids propre du pallier ( $ep = 16 \text{ cm}$ )	4,00 kN/m <sup>2</sup>
- Enduit en plâtre ( $e = 2 \text{ cm}$ ; $\rho = 10 \text{ kN/m}^3$ )	0,20 kN/m <sup>2</sup>
	<b>G = 5,57 kN/m<sup>2</sup></b>

##### Paillasse

- Carrelage ( $e = 2 \text{ cm}$ ; $\rho = 0,2 \text{ kN/m}^2$ )	0,40 kN/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose ( $e = 2 \text{ cm}$ ; $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$ )	0,40 kN/m <sup>2</sup>
- Lit de sable ( $e = 3 \text{ cm}$ ; $\rho = 19 \text{ kN/m}^3$ )	0,57 kN/m <sup>2</sup>
- Poids propre de la marche ( $ep = 16 \text{ cm}$ )	4,00 kN/m <sup>2</sup>
- Enduit en plâtre ( $e = 2 \text{ cm}$ ; $\rho = 10 \text{ kN/m}^3$ )	0,20 kN/m <sup>2</sup>
	<b>G = 5,57 kN/m<sup>2</sup></b>

#### III.3.3.2. Surcharges d'exploitation

Pallier + marches :  $Q_1 = 2,50 \text{ kN/m}^2$

### III.3.4. Combinaison de charges

#### Pallier :

E.L.U :  $P_u = 1,35G + 1,5Q = 11,27 \text{ kN/m}^2$

E.L.S :  $P_{ser} = G + Q = 8,07$

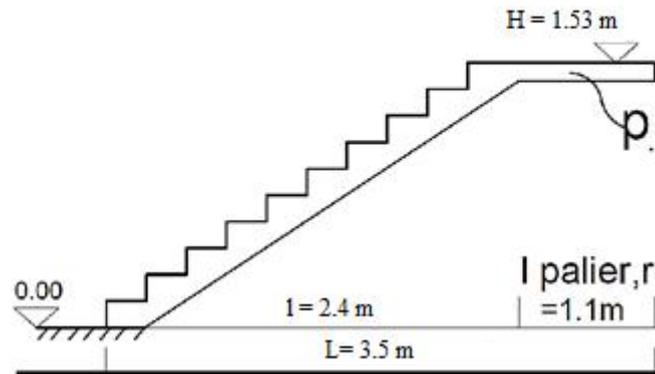
#### kN/m<sup>2</sup> Paillasse :

E.L.U :  $P_u = 1,35G + 1,5Q = 11,27 \text{ kN/m}^2$

E.L.S :  $P_{ser} = G + Q = 8,07 \text{ kN/m}^2$

### III.3.5. Calcul des marches

Les marches seront calculées comme des poutres de 30 cm de largeur et 16 cm de hauteur travaillant en console encastrée dans les voiles.



$$l_1=(n_1-1).g ; l_2 =(n_2-1).g$$

$$l_1=(9-1).g ; l_2 =(9-1).g = 8x g = 8 x 30 = 240\text{cm} = 2.4 \text{ m}$$

Largeur d'escalier :

$$L = l_1+l_{\text{palier}} = 2.4 + 1.1 = 3.5 \text{ m}$$

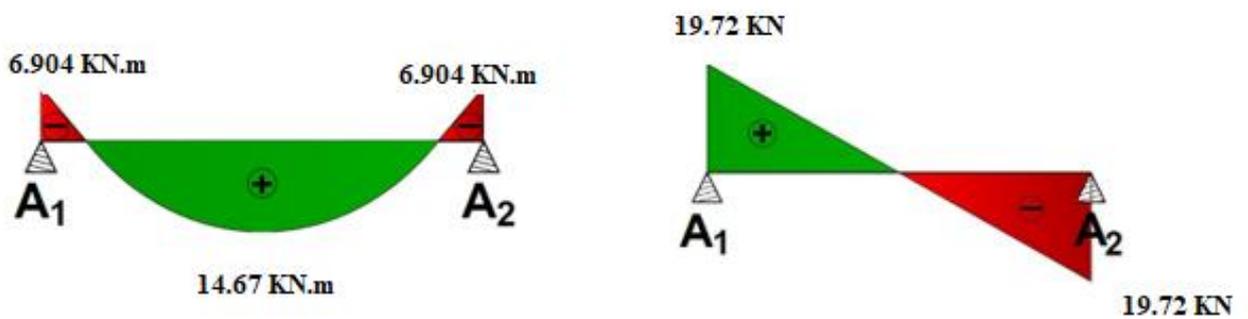
Calcul des moments de flexion

$$M_0 = \frac{Pu \times L^2}{8} = \frac{11.27 \times 3.5^2}{8} = 17.26 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0 = 14.67 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0.4M_0 = 6.904 \text{ kN.m}$$

$$R_{A1} = R_{A2} = \frac{Pu \times L}{2} = \frac{11.27 \times 3.5}{2} = 19.72 \text{ kN}$$



Calcul de ferrailage :

**Paillasse :**

$$M_t=14.67 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_a =6.904 \text{ kN.m}$$

$$h=16\text{cm} \quad ; \quad b=100 \text{ cm} \quad ; \quad d=0.9h=14.4\text{cm}$$

$$f_{bu} = 14.17$$

**En travées :**

$$= 0.049$$

$$\alpha = 0.064$$

$$z = 14.03 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.005 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

$$= 0.023$$

$$\alpha = 0.029$$

$$z = 14.22 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures**

- **En travée :**  $\text{esp} \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$  ; On prend  $\text{esp} = 25 \text{ cm}$
- **En appui :**  $\text{esp} \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$  ; On prend  $\text{esp} = 25 \text{ cm}$
- **Armatures de repartiions :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$

$$\text{En travée } \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ le choix et de } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec } St = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{En appui : } \frac{A_s}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \text{ le choix et de } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec } St = 25 \text{ cm.}$$

**Vérifications**• **Vérification à ELU :**a) **Vérification de la Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.49 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2$  .... Vérifier.
- **En appuis :**  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2$  .... Vérifier.

• **Vérification au cisaillement**

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \times d} = \frac{19.72 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,136 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS :**

**Vérification des contraintes du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues : Avec ; **d'= 1.6 cm ; d = 14.4cm b = 100 cm ; A's=0**

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Calcule des moment a l'ELS :

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{8.07 \times 3.5^2}{8} = 12.35 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 10.49 \text{ kN.m}$

Moment en appui :  $M_a = -0.4 M_0 = 4.94 \text{ kN.m}$

**Tableau III.6:** Vérification de compression du béton.

	<b>M<sub>ser</sub>(kN.m)</b>	<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub></b>	<b>Vérification</b>
<b>Appui</b>	4.94	3.14	2.5	18	Vérifiée
<b>Travée</b>	10.49	4.52	5.3	18	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées, alors on doit justifier cet état par un calcul des flèches

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

Avec :

**h=3,06 m** (hauteur de la cage d'escalier). **L=3.5 m** (la distance entre appuis).

(1)  $\Leftrightarrow \frac{3,06}{3.5} \geq \frac{1}{18} \times \frac{10.49}{14.67} \Rightarrow 0.87 > 0.039$  **(En Travée).**

(1)  $\Leftrightarrow \frac{3,06}{3.5} \geq \frac{1}{18} \times \frac{4.94}{6.904} \Rightarrow 0.87 > 0.039$  **(En Appui)**

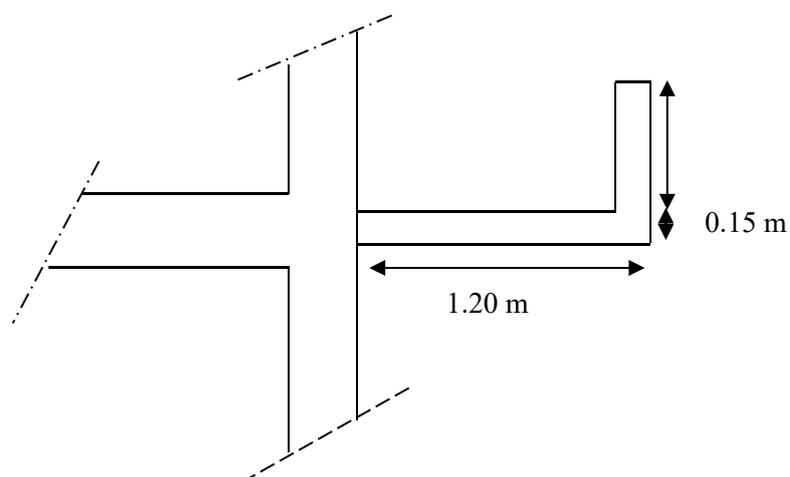
Et  $\frac{3,06}{3.5} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.87 > 0,0625$  ..... **conditions vérifier.**

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

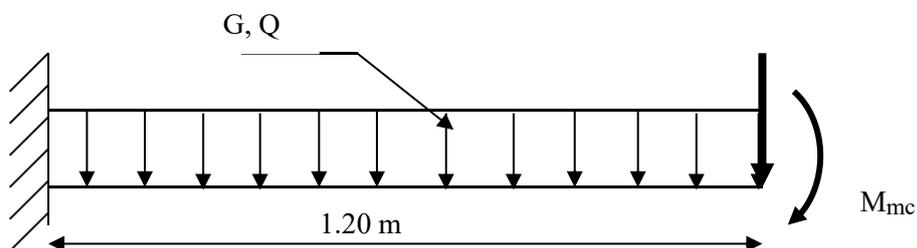
**III.4. Balcons :**

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps
- Un moment à l'extrémité due a l'effort appliqué sur le garde-corps
- Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.



**Figure III.8** Dimensions du balcon



**Figure III.9** Schéma statique

**III.4.1 Calcul des charges sollicitant le balcon :****III.4.2. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :**➤ **Charge permanente :****Tableau III.9 :** Les charges permanentes sur la dalle pleine.

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	2	0,40
Mortier de Pose	20	2	0,40
Lit de sable	18	2	0,36
Dalle pleine	25	15	3,75
Enduit de plâtre	12	2	0,24
Cloisons légères	/	/	1
$\Sigma$	/	/	<b>6,15</b>

Pour une bande de 1 m :

$$G \times 1\text{m} = 6,15 \times 1 = 6,15 \text{ kN/m}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ kN/m ; pour une bande de 1m}$$

➤ **Charge concentrée :**

Enduit de ciment ..... 0,36 kN/m<sup>2</sup>

Maçonnerie (ép = 10 cm) ..... 0,90 kN/m<sup>2</sup>

Enduit de ciment ..... 0,36 kN/m<sup>2</sup>

---


$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m, F = 1,62 kN/m.

Moment dû à la main courante

$$M_{mc} = Q' \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN}$$

**III.4.3. Combinaison des charges :****Tableau III.10 :** Les combinaisons des charges à ELU et ELS.

	ELU	ELS
<b>q (kN/m)</b>	13,55	9,65
<b>F (kN)</b>	2,19	1,62
<b>M<sub>mc</sub>(kNm)</b>	1,5	1,00

III.4.4. Calcul des efforts internes :

$$M(x) = -[ Fx + q x^2/2 + M_{mc}]$$

$$T(x) = F + q x$$

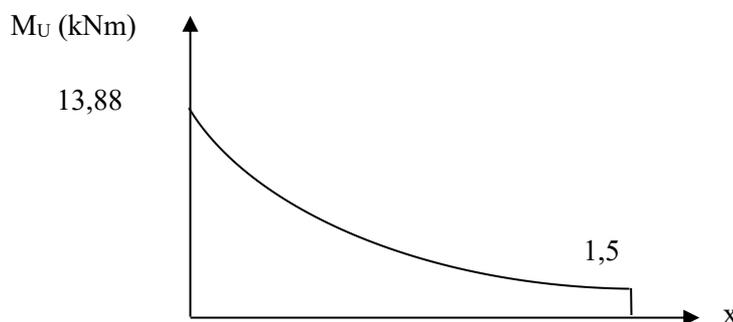


Figure III.10 Diagramme du moment fléchissant à ELU.

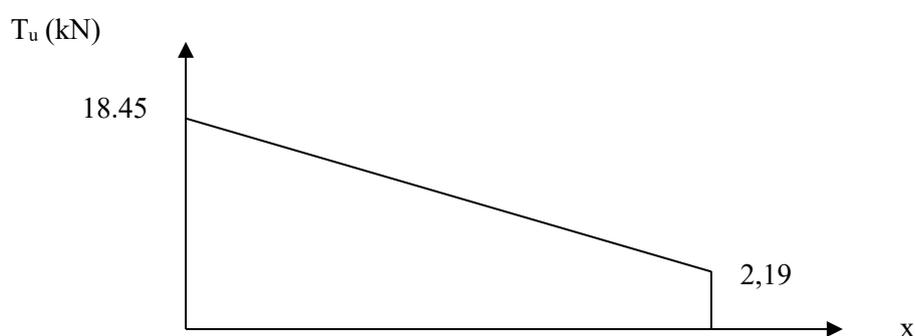


Figure III.11 Diagramme de l'effort tranchant à ELU.

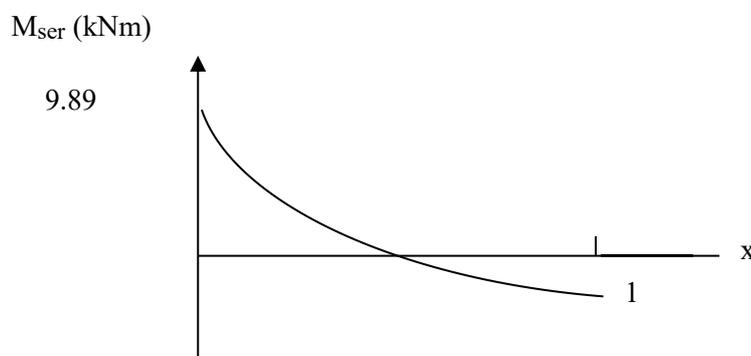


Figure III.12 Diagramme du moment fléchissant à ELS.

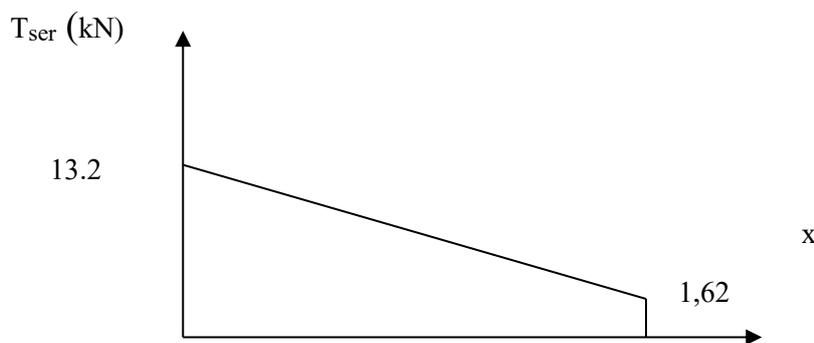


Figure III.13 Diagramme de l'effort tranchant à ELS

**III.4.5. Calcul de ferrailage :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, pour une section rectangulaire (b x h) = (100 x 15) cm<sup>2</sup>

Données :  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $f_{t28} = 2,4$  MPa ;  $f_{bc} = 14.17$  MPa ;  $d = 13,5$  cm ;  $f_e = 500$  MPa.

**Tableau III.11 : Ferrailage du Balcon.**

Mu (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	As'(cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	choix	As(cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
13.88	0,053	OUI	0	0,069	13,12	2.43	5T10	3,93	20

$S_t \leq \min$ 
{

 (33 et 3h) pour une charge répartie  
 (22 et 2h) pour une charge concentrée

$S_t \leq \min$ 
{

 33 cm  
 22 cm  $\Rightarrow S_t = 20$  cm ..... Espacement vérifié

• **Armatures de répartition :**

$$A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 0,98 \leq A_r \leq 1,97 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec espacement de 25 cm.

**III.4.6. Vérification :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \text{ min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times (2,1/500)$$

$$A_s \text{ min} = 1,304 \text{ cm}^2$$

Alors :  $A_s$  choisi >  $A_s$  min ..... Condition vérifiée.

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

On doit vérifier que

$$\tau_u^{\text{max}} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u^{\text{max}} = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{18.45 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.13 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA.}$$

Alors :  $\tau_u^{\text{max}} < \bar{\tau}_u$  ..... Condition vérifiée.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ELS.**

• **Vérification des contraintes :**

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec:  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 MPa.$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 MPa$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{array} \right.$

Y : est calculé à partir de l'équation :  $b/2 \cdot y^2 + n A_s'(y - c') - n A_s (d - y) = 0$

I : est calculé à partir de l'équation :  $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2.$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau III.12 : Vérification des contraintes.**

<b>M<sub>ser</sub> (kNm)</b>	<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>y (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>b</sub> (Mpa)</b>	<b>σ<sub>b</sub> &lt; σ̄<sub>b</sub></b>	<b>σ<sub>s</sub> (Mpa)</b>	<b>σ<sub>s</sub> &lt; σ̄<sub>s</sub></b>
11,26	3,93	3,44	7322,73	5,29	vérifiée	232,04	OK

• **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,115 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0022 \leq 0,0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,115 \geq 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification de la torsion :**

La poutre à une section pleine, d'après BAEL la section réelle est remplacée par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale à :  $b_0 = a/6$

La contrainte tangente de torsion  $\tau_{uT}$  doit être cumulée avec la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant  $\tau_{uV}$  pour une section pleine on doit vérifier que :

$$\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2 \leq \tau_{ei} m^2$$

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2\Omega b_0} \quad (\text{contrainte tangente de torsion})$$

$$\tau_{uV} = \frac{V_u}{bh} \quad (\text{contrainte de cisaillement})$$

$$\tau_{ei} m = f (f_{c28})$$

$$\tau_{ei} m = 5 \text{ MPa} \quad (\text{contrainte limite})$$

Tel que

$T_u$  : moment de torsion

$V_u$  : effort tranchant

$\Omega$  : aire du contour à mi - épaisseur des parois

$b_0$  : épaisseur de la paroi

$h$  : hauteur de la poutre

$b$  : largeur de la poutre

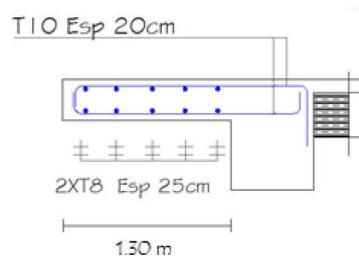
$$\Omega = (45-5)(30-5) = 1000 \text{ cm}^2$$

$$T_u = M_{mc} + F_U(1,30) + M_u(1,30^2/2) = 15,80 \text{ kN.m}$$

$$\tau_{UV} = \frac{18,45 \times 10^3}{300 \times 450} \Rightarrow \tau_{uV} = 0,147 \text{ MPa}$$

$$\tau_{UT} = \frac{15,80 \times 10^6}{2 \times 100000 \times 50} \Rightarrow \tau_{ut} = 1,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uV}^2 + \tau_{ut}^2 = (0,146^2) + (1,58^2) = 2,51 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{ vérifiée.}$$

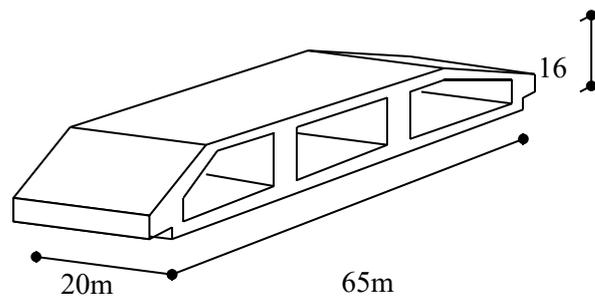


**Figure III.12 : Ferrailage du balcon.**

**III.5 Plancher à corps creux :**

**III.5.1 Pré dimensionnement des poutrelles :**

Notre bâtiment comporte deux types de planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm<sup>3</sup> avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.



**Figure III.13 :** Corps Creux.

**III.5.2 Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

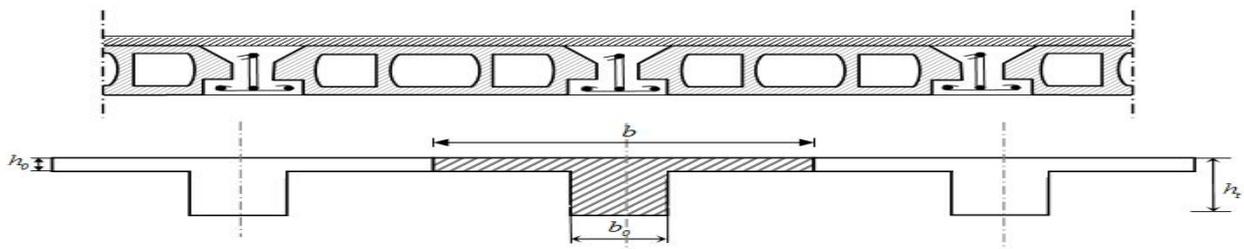
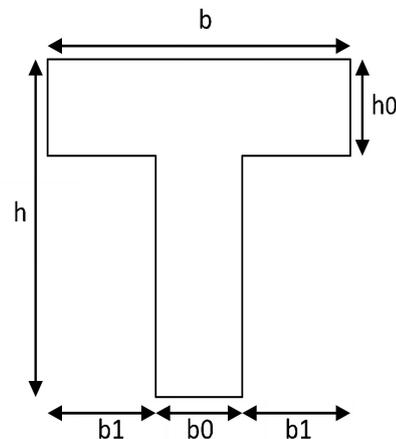
$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

$h_t$ : Hauteur du plancher.

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L_X}{2}; \frac{L_Y}{10} \right)$$



**Figure III.14:** Schéma de poutrelle.

Tel que :

$L_X$  : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

$L_Y$  : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$b_0 = (0,4; 0,6) \cdot h = (8,4; 12,6)$  cm. On a adopté  $b_0 = 12$  cm.

Soit :  $b_0 = 12$  cm.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_y = 370 - 30 = 340 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{340}{10}\right) = 26,5 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Soit :  $b = 65$  cm.

### III.5.3 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression

\* **1<sup>ère</sup> étape** : Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée  $L = 3,70$  m
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
  - Son poids propre.
  - Poids du corps creux.
  - Charge d'exploitation due à l'ouvrier  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ .

### III.5.4 Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

#### a. Méthode forfaitaire :

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les quatre «04 » conditions suivantes sont remplies :

1)- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq (5 \text{ kN/m}^2; 2G)$ .

-EC  $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 5.50) \rightarrow$  vérifié

-Terrasse  $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 6.63) \rightarrow$  vérifié

2)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.  $\rightarrow$  vérifié

3)- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{li}{li+1} \leq 1.25 \quad \rightarrow \text{non vérifié}$$

4)- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

Donc : la méthode forfaitaire est non applicable.

### **b. Méthode de CAQUOT :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

#### **Exposé de la méthode :**

##### ➤ **Moment sur appuis :**

$M_a = 0.15M_0$  Appuis de rive.

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \quad \text{Appuis intermédiaires.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{➤ Moment en travée : } M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

##### **Avec :**

- $M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;
- $(M_w ; M_e)$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- $q_w$  : charge répartie à gauche de l'appuis considérée;
- $q_e$  : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " $l'_w$ " à gauche et " $l$ " à droite, avec :

- $l' = l$  ..... pour une travée de rive
- $l' = 0,8l$  ..... pour une travée intermédiaire

Où " $l$ " représente la portée de la travée libre.

##### ➤ **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

##### **Avec :**

- $T_w$  : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

- $T_e$  : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

-

### c. Méthode des éléments finis « ETABS »

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés A l'aide du logiciel ETABS

#### . Etapes de calcul des poutrelles :

\* 1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée  $L=3.70 m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
  - Son poids propre.
  - Poids du corps creux.
  - Charge d'exploitation due à l'ouvrier  $Q=1kN/m^2$ .

#### ➤ Evaluation des charges :

##### • Charges permanentes :

1-Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 kN/ml$

2-Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 kN/ml$

$\Sigma G = 1,97 kN/ml$

##### • Charges d'exploitation :

$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 kN/ml$

#### Combinaison des charges :

E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64 kN/ml$

E.L.S :  $q_{ser} = G + Q = 2,62 kN/ml$

#### ❖ Calcul des moments :

$M_u = 6.23 KN.m$

$M_s = 4.48 KN.m$

#### ❖ Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U  $M_u = 6,23 kNm$  ;  $b = 12 cm$  ;  $d = 4,5 cm$  ;

$\sigma_{bc} = 17 Mpa$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 1,51 > \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue

pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

\* **2<sup>ème</sup> étape** : Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

### III.5.5 Evaluation des charges revenantes aux poutrelles :

#### Plancher terrasse :

➤ **Charge permanentes :**

$$G=6,63 \times 0,65=4,31 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml.}$$

#### Plancher courant :

➤ **Charge permanente :**

$$G=5,50 \times 0,65=3,58 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml.}$$

#### Combinaison des charges :

➤ **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=6,79 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=4,96 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=6,30 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=4,56 \text{ kN/ml.}$$

#### Conclusion :

Le plancher de terrasse est le plus sollicité.

➤ **Calcul des efforts internes :**

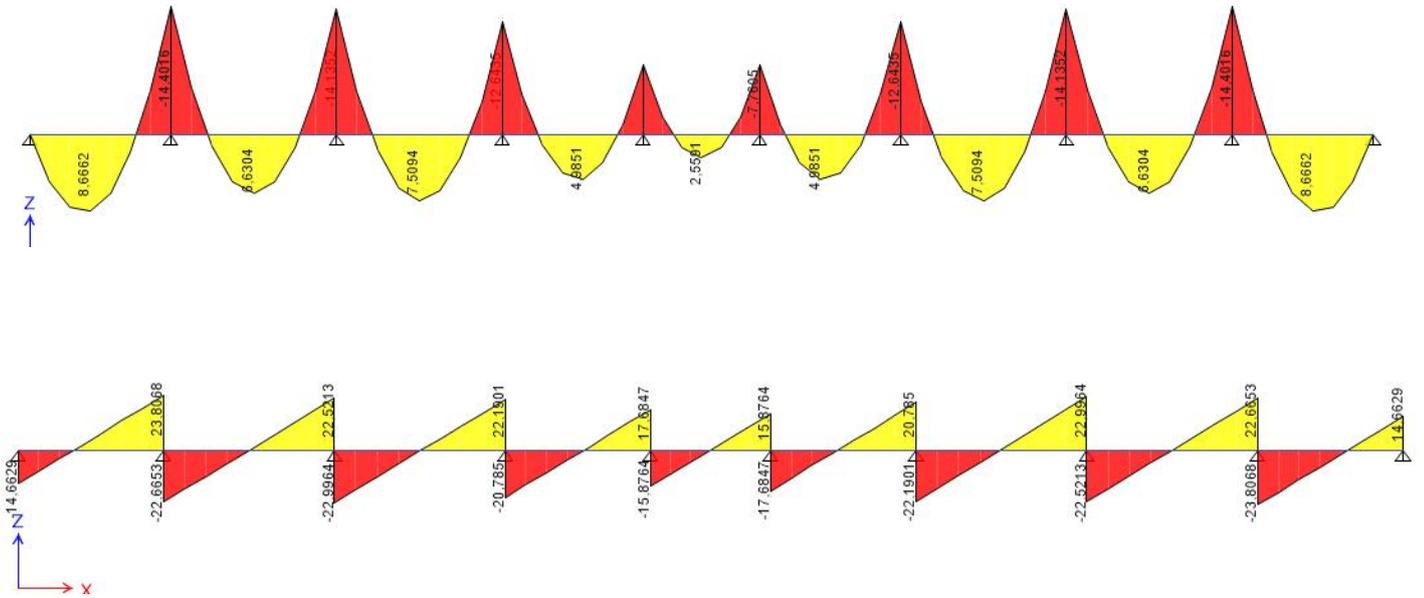
**Méthode** : élément finis (ETABS)

Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle. (3.15m- 3,7m- 3,7m- 3.15m-2.6m-3.15m- 3,7m- 3,7m-3,15m).

Diagrammes des moments fléchissant :

Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS :

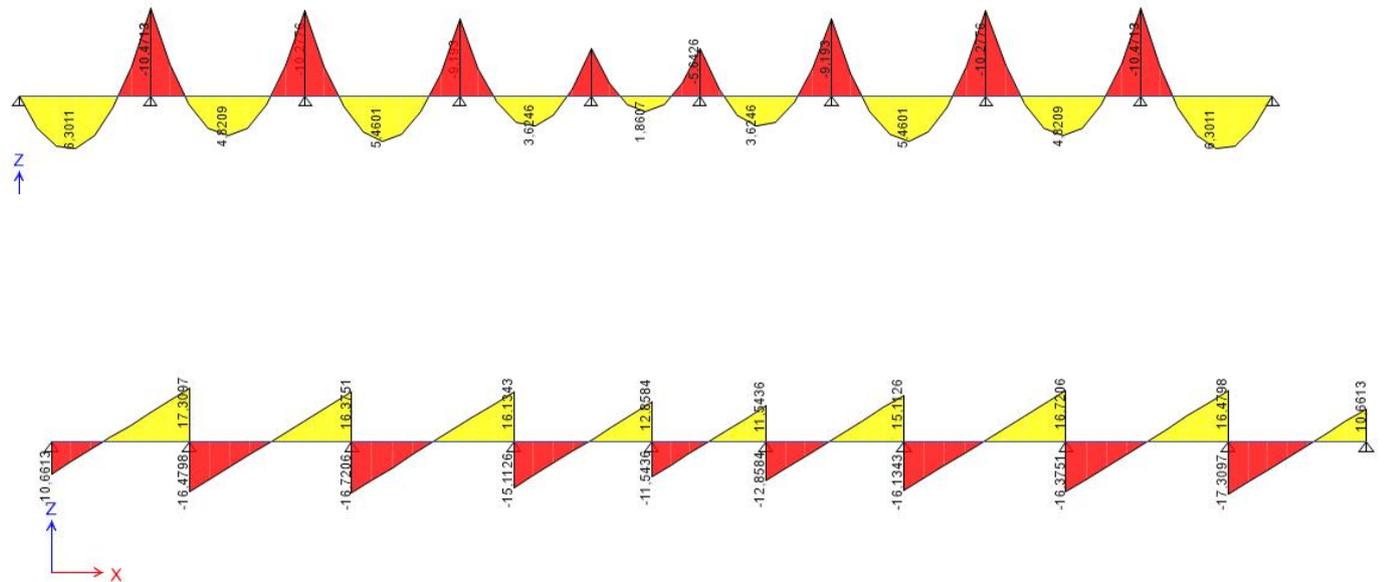


Figure III.15 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutre à 9travées.

➤ **Calcul du ferrailage :**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\mathbf{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 8.66 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 14.40 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 23.80 \text{ kN}$$

$$\mathbf{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 6.3 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 10.47 \text{ kNm}$$

$$T_s^{\max} = 17.30 \text{ kN}$$

➤ **Ferrailage en travée :**

$h = 20 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 5 \text{ cm}$  ;  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

Le calcul des sections en forme de « T » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 85.63 \text{ kNm}$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

**Tableau.III.13** : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
8.66	0,024	Oui	0	0,03	17.71	Oui	10‰	435	1,12

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,29\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,29\text{cm}^2; 1.12 \text{ cm}^2\} = 1,29\text{cm}^2$$

Choix : 3T10 ( $A_s = 1,69 \text{ cm}^2$ )

➤ **Ferraillage sur appuis :**

On a:  $M_{au}^{\max} = 14.4 \text{ kNm} < M_{tab} = 84,80\text{kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) en flexion simple.

**Tableau.III.14 :** Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{Ua}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
14.40	0,04	Oui	0	0,051	17.63	oui	10‰	435	1.87

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.87 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} =$$

Choix : 2T12 ( $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ )

➤ **Vérifications :**

**Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :

$$T_u^{\max} = 23.8 \text{ kN.}$$

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 4\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d_u} = 0,80 < \bar{\tau}_u = 4\text{MPa}$$

**Au voisinage des appuis :**

- **Appuis de rives :**

• **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $T_u=14.66$  kN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{14.66 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0.75 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

• **Vérification de la contrainte de compression :**

Avec :  $T_u=23.8$  kN (appuis de intermédiaires)

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{23.8 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1.22 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification des armatures longitudinales:**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{max} \cdot \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1.49 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

➤ **Vérification des contraintes du béton : Soit « y »** la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

• **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b=65$ cm (travée) ;  $b_0=12$ cm (appuis) ;  $c=c'=2$ cm

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée

Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

**Tableau III.15:** Vérification de la contrainte de béton.

	<b>M<sub>ser</sub>(kNm)</b>	<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y(cm)</b>	<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub>(MPa)</b>	<b>Vérification</b>
<b>Travée</b>	6.3	1,69	3,35	6944,25	4,83	<b>Vérifiée</b>
<b>Appuis</b>	10.49	2,26	3,97	8912,17	3,19	<b>Vérifiée</b>

✓ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h = 20\text{cm}$  ;  $b_0 = 12\text{cm}$  ;  $d = 18\text{cm}$  ;  $L = 3.7\text{ m}$  ;  $M_{tser} = 6.3\text{kNm}$  ;  $A_s = 1,69\text{cm}^2$  ;  $f_e = 500\text{MPa}$ .

Alors :

$$\frac{h}{L} = 0,054 < 0,0625 \dots \dots \dots \textit{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0d} = 0,0078 < 0,0084 \dots \dots \dots \textit{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,08 < 0,1 \dots \dots \dots \textit{non vérifiée}$$

**Alors :**

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \tilde{f}$ .

Tel que :  $\tilde{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$  Si  $L \geq 5,00\text{ m}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m}$$

Donc :  $\bar{f} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

**Position de l'axe neutre «  $y_1$  » :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

**- Moment d'inertie de la section totale homogène «  $I_0$  » :**

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(y_1 - h_0)^3 + 15A_s(d - y_1)^2$$

**- Calcul des moments d'inerties fictifs <sup>[3]</sup> :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad \text{Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :}$$

**Tableau III.16 : Calcul de la flèche.**

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)	$\Delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
6.30	2,36	5,54	0,010	390,77	6,27	2,50	0,57	88266,86	21227,67	36398,70

**Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,55 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11496,76 \text{ MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,28 \text{ cm (L = 3.7)}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,48 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,2 \text{ cm} < \bar{f} = 0,98 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ )

Selon le «BAEL 91 modifié 99» :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

• RPA 99 version 2003 : A 7.5.2.2

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \varphi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\varphi_l$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varnothing \leq \text{Min}(0,6 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm})$$

On adopte :  $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$

Donc :

- Selon le «BAEL 91 modifié 99» :
 
$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.024cm \\ \bullet S_t \leq 16.02m \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.096cm \end{array} \right.$$
- Selon le «RPA 99 version 2003» :
 
$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036cm \\ \bullet S_t \leq 5,25cm \dots\dots Zone nodale \\ \bullet S_t \leq 10cm \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$$

• **Choix des armatures :**

On adopte :  $A_t=2T6=0,57cm^2$

**Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83cm$$

Donc:  $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5cm \dots\dots\dots Zone nodale \\ S_t = 10cm \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$

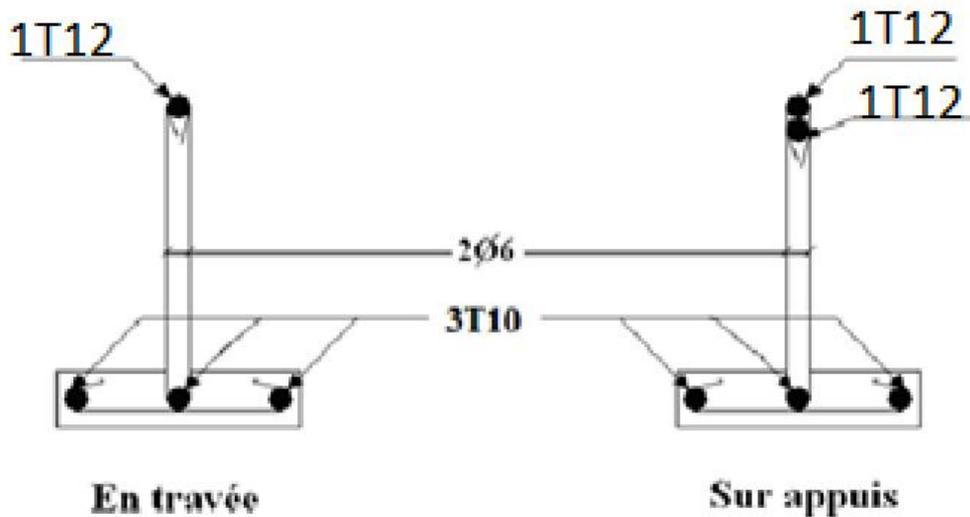


Figure. III.16: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.

---

# CHAPITRE IV

## ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

---

**IV.1. Introduction :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

**IV.2 Etude dynamique :****IV.2.1. Introduction :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

**IV.2.2. Modélisation mathématique :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de (D.D.L) fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

**IV.2.3. Caractéristiques dynamiques propres :**

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : [M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$  : Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$  : Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues «  $A_i$  ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice  $\Delta_\omega$  est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Equation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en  $(\omega^2)$ .

Les (n) solutions  $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$  sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental  $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}_i$  ou forme modale (modale Shape).

### IV.3. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue 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. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque année et qui est à notre portée : il s'agit du ETABS (version 18.0.2)

#### IV.3.1. Présentation du programme ETABS 18.0.2 :

ETABS 18.0.2 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau.....) et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

#### IV.3.2 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

#### IV.3.3. L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Le ETABS 18 offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

#### IV.3.4. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le RPA99 version 2003 avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation. (Mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .

- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

#### IV.3.5. Conception du contreventement vertical :

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

#### IV .4. Etude sismique :

##### IV.4.1. Stratégie du calcul sismique :

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

##### 1- La méthode statique équivalente :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

##### a. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

**Zone II :**  $\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m} \\ \bullet \text{Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.} \\ \bullet \text{Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.} \end{array} \right.$

la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **IIb** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 23m.

## 2- La méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

### a-Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots\dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

## 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

### IV.4.2. Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 23m en zone IIb, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

**IV.4.3. Analyse spectrale :****IV .4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :**

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

**IV.4.3.2. Spectre de réponse :**

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

**g** : accélération de la pesanteur.

**g** = 9.8067 N

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

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans MEFTAHA la wilaya de BLIDA (zone IIb).

Donc :

**A= 0,20**

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.

avec  $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

$\xi=7\%$ . (Portique en béton armé et de remplissage dense).

**R** : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

**R=5** (Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide).

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

$$T_1=0,15 \text{ s et } T_2=0,5 \text{ s (site meuble S=3)}$$

**Q** : Facteur de qualité

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 de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  [2]

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4(RPA 99/version 2003).

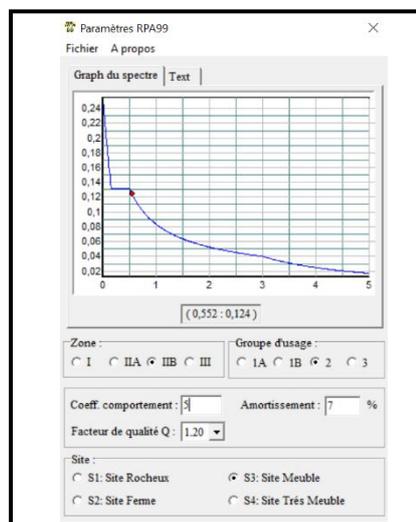
**Tableau IV.1** : Valeurs de Pénalités.

Critère q	Observée (o/n)	Pq// xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0) = 1.20.$

$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0.05+0+0) = 1.20.$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**



**Figure IV.1** : Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

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 déterminé par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dont le rapport est de :  $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

$V_t$  : tirer par logiciel de calcul (modale spectrale).

$V$  : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R}$$

Avec

$A = 0,20$  Coefficient d'accélération de zone

$W$  : Poids total de la structure.

$Q=1,20$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \cdot \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \cdot \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \cdot \end{cases}$$

$$\eta = 0,8819 \quad T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,5 \text{ s} \quad T = ?$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

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

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{3/4}, \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

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

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \rightarrow D_x = 30.40m \\ \rightarrow D_y = 18.90m \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(27.54)^{3/4} = 0.601s, \text{ dans les deux directions.}$$

$$\Rightarrow 1.3 \times T = 1.3 \times 0.601 = 0.781s$$

$$\checkmark \text{ Suivant la direction (x - x)} \quad T_x = 0.09 \frac{27.54}{\sqrt{30.40}} = 0.450 \text{ sec.}$$

$$\checkmark \text{ Suivant la direction (y - y)} \quad T_y = 0.09 \frac{27.54}{\sqrt{18.90}} = 0.566 \text{ sec.}$$

$$\text{Sens (x-x)} : T_x = \min(0.450; 0.601) = 0.450 \text{ sec.}$$

$$\text{Sens (y-y)} : T_y = \min(0.566; 0.601) = 0.566 \text{ sec.}$$

Calcul de D

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5\eta = 2.5 \times 0.8819 = 2.205 \\ D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_x}{T_y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left( \frac{0.45}{0.566} \right)^{2/3} = 2.031 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0.2 \times 2.205 \times 1.2}{5} \cdot W = 0.106 \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0.2 \times 2.030 \times 1.2}{5} \cdot W = 0.097 \times W \end{array} \right.$$

IV.5 Résultats de l'analyse sismique :

1-Modèle initial :

- Disposition des voiles :

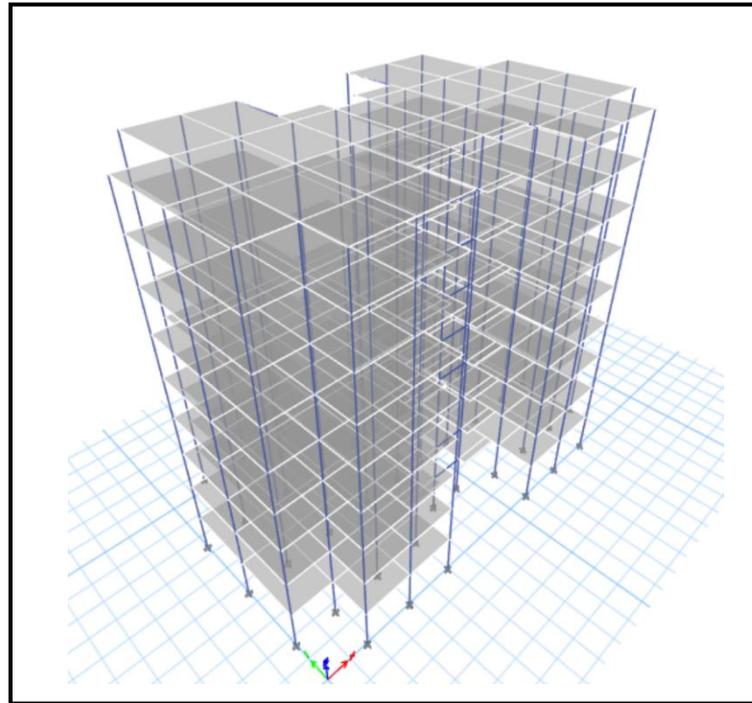


Figure IV.2 : Vue en 3D du modèle initial.

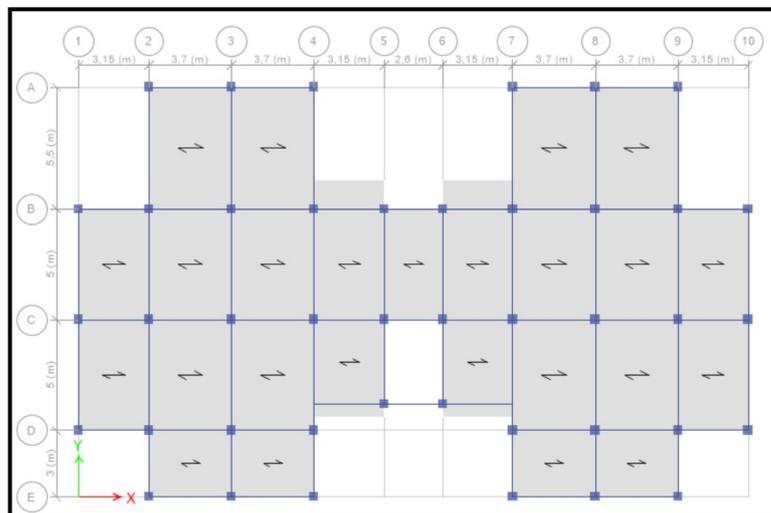


Figure IV.3 : Vue en plan du modèle initial.

. **Tableau IV.2** : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.

Niveau	Les sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres principales (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres secondaire (cm <sup>2</sup> )
05 <sup>ème</sup> ; 06 <sup>ème</sup> ; 07 <sup>ème</sup> et Terrasse	<b>25×25</b>	<b>30×45</b>	<b>30×40</b>
03 <sup>ème</sup> ; 04 <sup>ème</sup>	<b>30×30</b>	<b>30×45</b>	<b>30×40</b>
01 <sup>er</sup> ; 02 <sup>ème</sup>	<b>35×35</b>	<b>30×45</b>	<b>30×40</b>
RDC	<b>40×40</b>	<b>30×45</b>	<b>30×40</b>

Dalle pleine (balcon)	Voile
e = 15 cm	e = 20cm

**a-Caractéristiques dynamiques propres :****Tableau IV.3** : Participation massique du modèle initial.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	1,441	0,6744	0	0	0,6744	0	0	0	0,2734	0,0457	0	0,2734	0,0457
Modal	2	1,437	0	0,7189	0	0,6744	0,7189	0	0,2924	0	0	0,2924	0,2734	0,0457
Modal	3	1,321	0,0456	0	0	0,72	0,7189	0	0	0,0178	0,6759	0,2924	0,2912	0,7216
Modal	4	0,528	0,139	0	0	0,8591	0,7189	0	0	0,3413	0,0092	0,2924	0,6325	0,7307
Modal	5	0,525	0	0,1489	0	0,8591	0,8678	0	0,3625	0	0	0,6548	0,6325	0,7307
Modal	6	0,485	0,0091	0	0	0,8682	0,8678	0	0	0,0228	0,1374	0,6548	0,6553	0,8681
Modal	7	0,315	0,0411	0	0	0,9092	0,8678	0	0	0,0669	0,0027	0,6548	0,7223	0,8708
Modal	8	0,313	0	0,0439	0	0,9092	0,9117	0	0,0717	0	0	0,7265	0,7223	0,8708
Modal	9	0,29	0,0027	0	0	0,9119	0,9117	0	0	0,0045	0,0411	0,7265	0,7267	0,9119
Modal	10	0,226	0,028	0	0	0,9399	0,9117	0	0	0,096	0,0017	0,7265	0,8228	0,9136
Modal	11	0,225	0	0,0299	0	0,9399	0,9416	0	0,1019	0	0	0,8285	0,8228	0,9136
Modal	12	0,208	0,0017	0	0	0,9416	0,9416	0	0	0,0059	0,0279	0,8285	0,8287	0,9416

**Constataion :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T =1,441sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation Y-Y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode rotation.

Alors on passe au prochain modèle et on rajoute des voiles.

1-Modèle 2ème :

- Disposition des voiles :

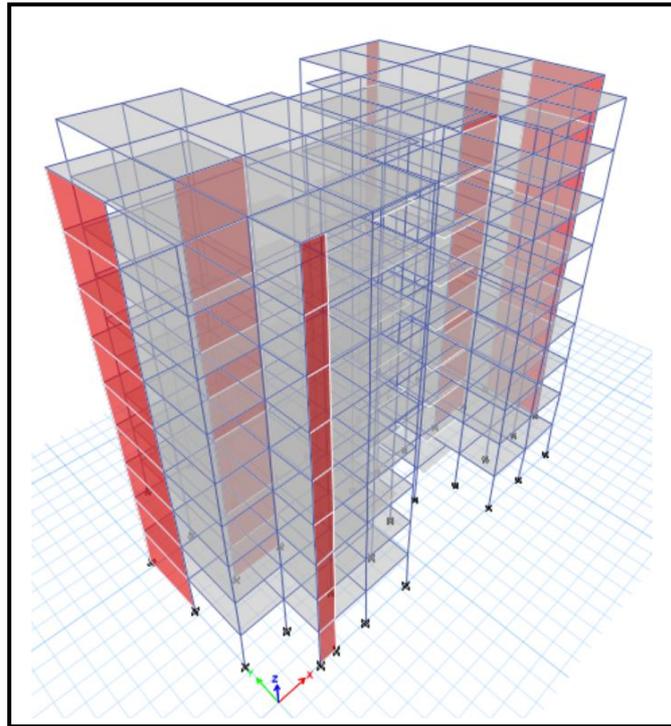


Figure IV.4 : Vue en 3D du modèle 2.

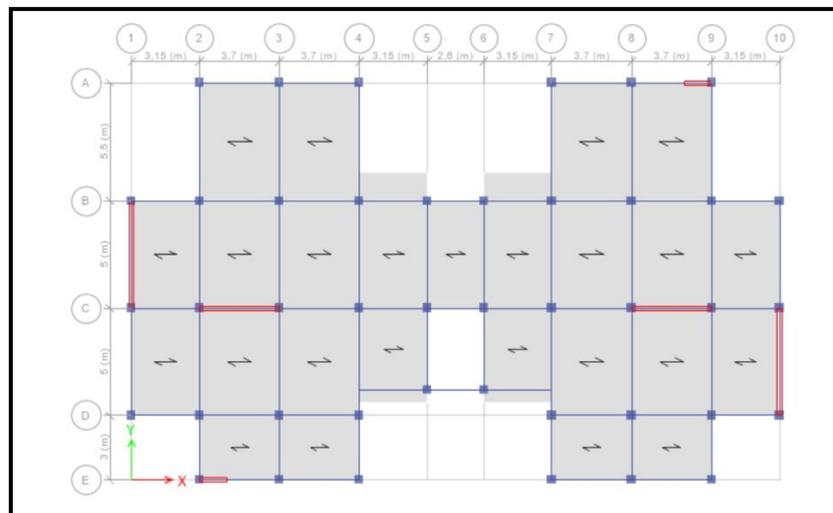


Figure IV.5: vue en plan du modèle 2.

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.4 : Participation massique du modèle 2ème.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.881	0.6298	0.0453	0	0.6298	0.0453	0	0.0252	0.315	0.002	0.0252	0.315	0.002
Modal	2	0.799	0.0481	0.6176	0	0.6779	0.6629	0	0.3287	0.0222	0.0004	0.3539	0.3372	0.0024
Modal	3	0.601	0.0025	0.0001	0	0.6804	0.6629	0	0.00002184	0.0009	0.6559	0.3539	0.3381	0.6584
Modal	4	0.231	0.1734	0.0008	0	0.8538	0.6637	0	0.0005	0.3074	0.0003	0.3545	0.6455	0.6587
Modal	5	0.187	0.0004	0.1978	0	0.8542	0.8615	0	0.3012	0.0011	0.00005593	0.6557	0.6466	0.6587
Modal	6	0.134	0.0002	0.000001041	0	0.8544	0.8615	0	0.00002967	0.0004	0.2016	0.6557	0.647	0.8603
Modal	7	0.101	0.0709	0.00003642	0	0.9253	0.8615	0	0.0001	0.1451	0.0001	0.6558	0.7921	0.8603
Modal	8	0.081	0.000015	0.0741	0	0.9253	0.9356	0	0.1606	0.00002895	0	0.8164	0.7922	0.8603
Modal	9	0.059	0.0356	0.000004996	0	0.9609	0.9356	0	0.000009113	0.0945	0.0001	0.8164	0.8867	0.8604
Modal	10	0.057	0.0001	0	0	0.961	0.9356	0	0	0.0003	0.0746	0.8164	0.8869	0.9351
Modal	11	0.048	0.000001907	0.034	0	0.961	0.9695	0	0.0923	0.000006974	0	0.9087	0.8869	0.9351
Modal	12	0.041	0.0191	0.000001029	0	0.9801	0.9695	0	0.00000322	0.0531	0.00001984	0.9087	0.9401	0.9351

Remarque :

Ce modèle comporte les voiles que l'on a rajoutées.

Constatation : L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0.881$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

a- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS 18.0.2 » on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} W = 37124.2929 \text{ KN} \rightarrow V^x = 3928.87 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^x = 3143.09 \text{ KN} \\ V^y = 3618.62 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^y = 2894.90 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$F_1 = V_t^x = 2554.83 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 2691.46 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 2554.83 \text{ KN} < 0,8V^x = 3143.09 \text{ KN} \\ V_t^y = 2691.46 \text{ KN} < 0,8V^y = 2894.90 \text{ KN} \end{array} \right.$$

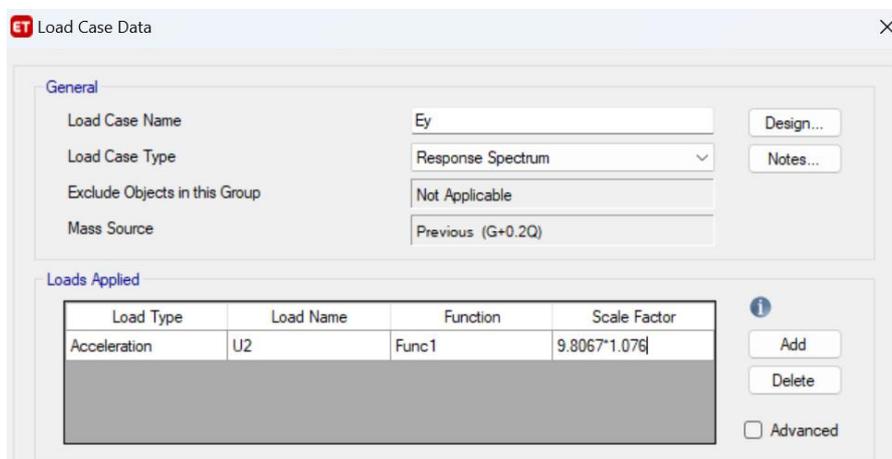
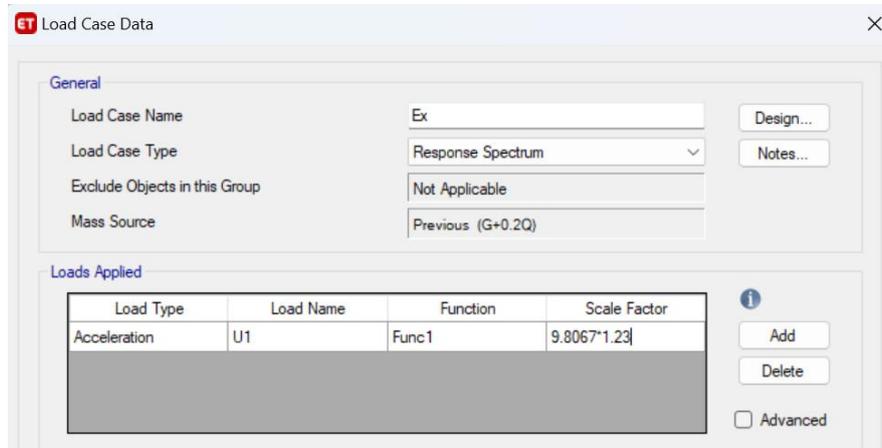
La Condition n'est pas vérifiée.

$$\left\{ r_{x;y} = \frac{0,8V^{x;y}}{V_t^{x;y}} = 1.23; 1.076 \Rightarrow \left\{ r_x = 1.23 \quad r_y = 1.076 \right. \right.$$

TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
Ex	LinRespSpec	Max	2554.8331	624.0801	0	13045.4168	48325.8362	22261.7078	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	624.0801	2691.458	0	50867.7826	12810.7671	43676.2168	0	0	0
W	Combination		0	0	37124.2929	327620.1522	-556864.3942	0	0	0	0

On augment l'effort sismique Ex par 1.23 et on adoptera Ex=12.1

On augment l'effort sismique Ex par 1.076 et on adoptera Ey=10.6



**TABLE: Base Reactions**

Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
Ex	LinRespSpec	Max	3152.2817	770.0214	0	16096.0918	59626.8488	27467.6155	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	674.5642	2909.1799	0	54982.6645	13847.0771	47209.3465	0	0	0
W	Combination		0	0	37124.2929	327620.1522	-556864.3942	0	0	0	0

$$F_1 = V_t^x = 3152.28 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 2909.18 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 3152.28 \text{ KN} > 0,8V^x = 3143.09 \text{ KN} \\ V_t^y = 2909.18 \text{ KN} > 0,8V^y = 2894.90 \text{ KN} \end{cases}$$

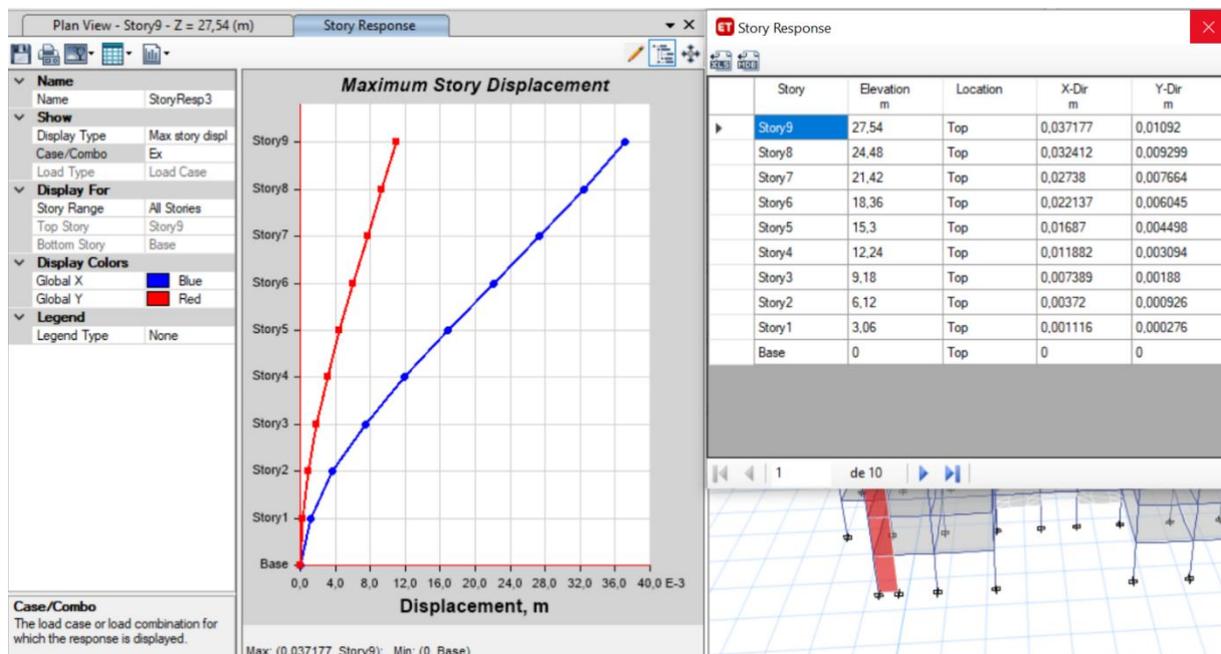
La Condition est vérifiée.

**b-Vérification des déplacements inter-étage :**

Selon l'axe x-x :

**Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter-étage selon (x-x).**

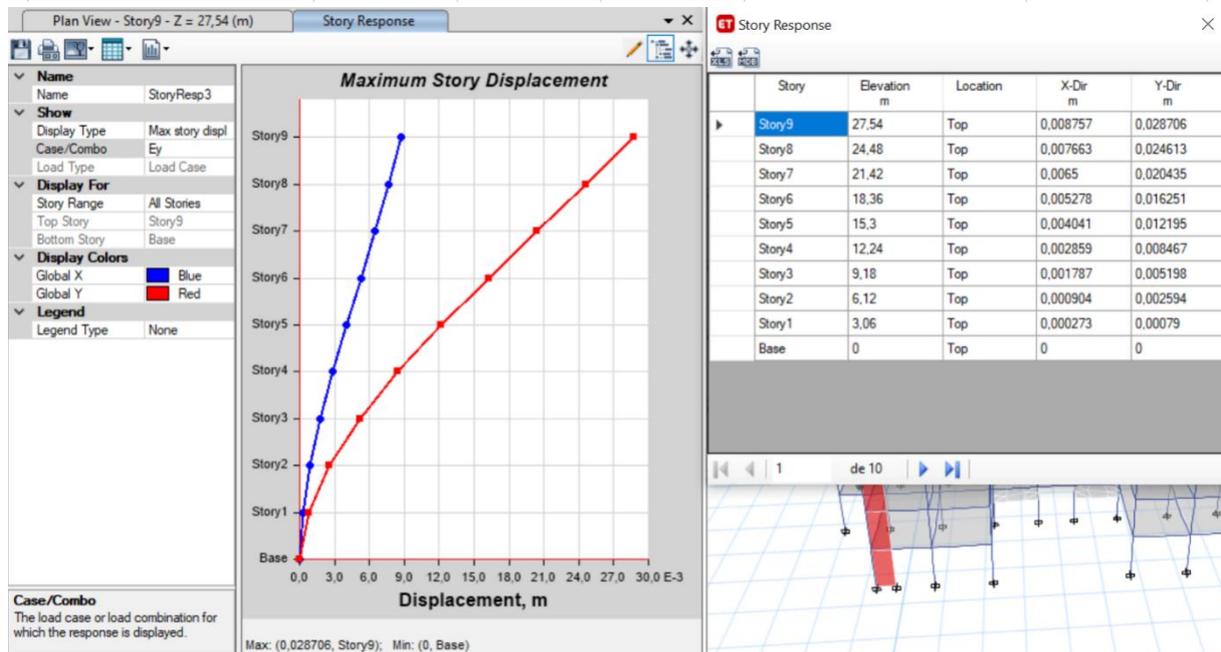
	$U_1$ (cm)	$\delta_k^x$ (cm)	$\Delta_k^x$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
RDC	0,1116	0,56	0,56	3,06	Vérifié
1	0,372	1,86	1,3	3,06	Vérifié
2	0,7389	3,7	1,84	3,06	Vérifié
3	1,1882	5,95	2,25	3,06	Vérifié
4	1,687	8,44	2,49	3,06	Vérifié
5	2,2137	11,07	2,63	3,06	Vérifié
6	2,738	13,69	2,62	3,06	Vérifié
7	3,2412	16,21	2,52	3,06	Vérifié
8	3,7177	18,59	2,38	3,06	Vérifié



Selon l'axe y-y :

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter-étage selon (y-y).

	$U_2$ (cm)	$\delta_K^y$ (cm)	$\Delta_K^y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
RDC	0,079	0,4	0,4	3,06	Vérifié
1	0,2594	1,3	0,9	3,06	Vérifié
2	0,5198	2,6	1,3	3,06	Vérifié
3	0,8467	4,24	1,64	3,06	Vérifié
4	1,2195	6,1	1,86	3,06	Vérifié
5	1,6251	8,13	2,03	3,06	Vérifié
6	2,0435	10,22	2,09	3,06	Vérifié
7	2,4613	12,31	2,09	3,06	Vérifié
8	2,8706	14,36	2,05	3,06	Vérifié



**c-Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

 $B_c$  : section de poteau $N_d$  :  $G+Q \pm E$ 

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC	40	40	1600	1481,95	0,309	Non Vérifiée
Etage 1	35	35	1225	1304,31	0,355	Non Vérifiée
Etage 2	35	35	1225	1132,23	0,308	Non Vérifiée
Etage 3	30	30	900	962,00	0,356	Non Vérifiée
Etage 4	30	30	900	797,00	0,295	Vérifiée
Etage 5	25	25	625	633,91	0,338	Non Vérifiée
Etage 6	25	25	625	474,39	0,253	Vérifiée
Etage 7	25	25	625	320,13	0,171	Vérifiée
Etage 8	25	25	625	170,40	0,091	Vérifiée

TABLE: Element Forces - Columns																
Story	Column	Output	Cas	Case	Type	Step	Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Location
								m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C21	833	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-1481,95	-17,503	-9,6922	-0,0648	-13,5573	-34,487	833	0
Story2	C21	840	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-1304,31	-22,7432	-13,9119	-0,0811	-20,8271	-37,1125	840	0
Story3	C21	839	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-1132,23	-35,5441	-21,8612	-0,1109	-32,1694	-54,8826	839	0
Story4	C21	838	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-962,005	-26,9507	-17,3465	-0,0715	-25,5416	-40,9991	838	0
Story5	C21	837	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-797,003	-33,1115	-22,9391	-0,0779	-34,0198	-50,0795	837	0
Story6	C21	836	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-633,913	-18,7849	-14,1985	-0,0384	-20,9883	-28,2881	836	0
Story7	C21	835	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-474,394	-19,7643	-16,0742	-0,037	-24,5258	-30,1348	835	0
Story8	C21	834	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-320,128	-19,1914	-16,2563	-0,034	-24,9037	-29,2774	834	0
Story9	C21	1138	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-170,401	-19,3248	-18,2466	-0,0304	-26,8442	-28,9654	1138	0

➤ **Tableau IV.7 :** Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

**Remarques :**

- Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le "RPA99 version 2003".
- Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure.

Niveau	S poteaux
RDC	45x45
1 <sup>er</sup> → 2 <sup>ème</sup>	40x40
3 <sup>ème</sup> → 4 <sup>ème</sup>	35x35
5 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	30x30

3-Modèle final :

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.8 : participation massique du modèle final.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,801	0,654	0,0291	0	0,654	0,0291	0	0,0159	0,3196	0,0021	0,0159	0,3196	0,0021
Modal	2	0,732	0,0309	0,6403	0	0,6849	0,6693	0	0,3351	0,0139	0,0002	0,351	0,3335	0,0023
Modal	3	0,558	0,0024	0,00002736	0	0,6873	0,6694	0	0,00001167	0,0009	0,6601	0,351	0,3344	0,6624
Modal	4	0,215	0,1692	0,0006	0	0,8565	0,6699	0	0,0004	0,3186	0,0003	0,3514	0,6531	0,6628
Modal	5	0,178	0,0003	0,194	0	0,8568	0,864	0	0,3112	0,0008	0,000003814	0,6627	0,6539	0,6628
Modal	6	0,128	0,0002	7,081E-07	0	0,8571	0,864	0	0,000002008	0,0005	0,1997	0,6627	0,6543	0,8625
Modal	7	0,096	0,0699	0,0000279	0	0,9269	0,864	0	0,0001	0,1425	0,0001	0,6627	0,7968	0,8626
Modal	8	0,078	0,00001184	0,0729	0	0,9269	0,9369	0	0,1577	0,00002262	0	0,8204	0,7969	0,8626
Modal	9	0,057	0,0348	0,000003814	0	0,9617	0,9369	0	0,000007048	0,0929	0,0001	0,8204	0,8898	0,8627
Modal	10	0,056	0,0001	0	0	0,9619	0,9369	0	0	0,0003	0,074	0,8204	0,89	0,9366
Modal	11	0,047	0,000001522	0,0331	0	0,9619	0,97	0	0,0901	0,000005561	0	0,9105	0,89	0,9366
Modal	12	0,039	0,0185	7,872E-07	0	0,9804	0,97	0	0,000002475	0,0512	0,00001949	0,9105	0,9412	0,9366

Remarque :

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'ascenseur et les voiles que l'on a rajoutés.

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,801$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

b- Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS 18.0.2 » on a :

$$W = 37969.5392KN \rightarrow \begin{matrix} V^x = 4018.32KN \\ V^y = 3701.01KN \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 3214.65KN \\ 0,8V^y = 2960.81KN \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_1^x = 2801.1021KN \\ F_2 = V_1^y = 2930.6585KN \end{cases}$$

Ce qui donne :

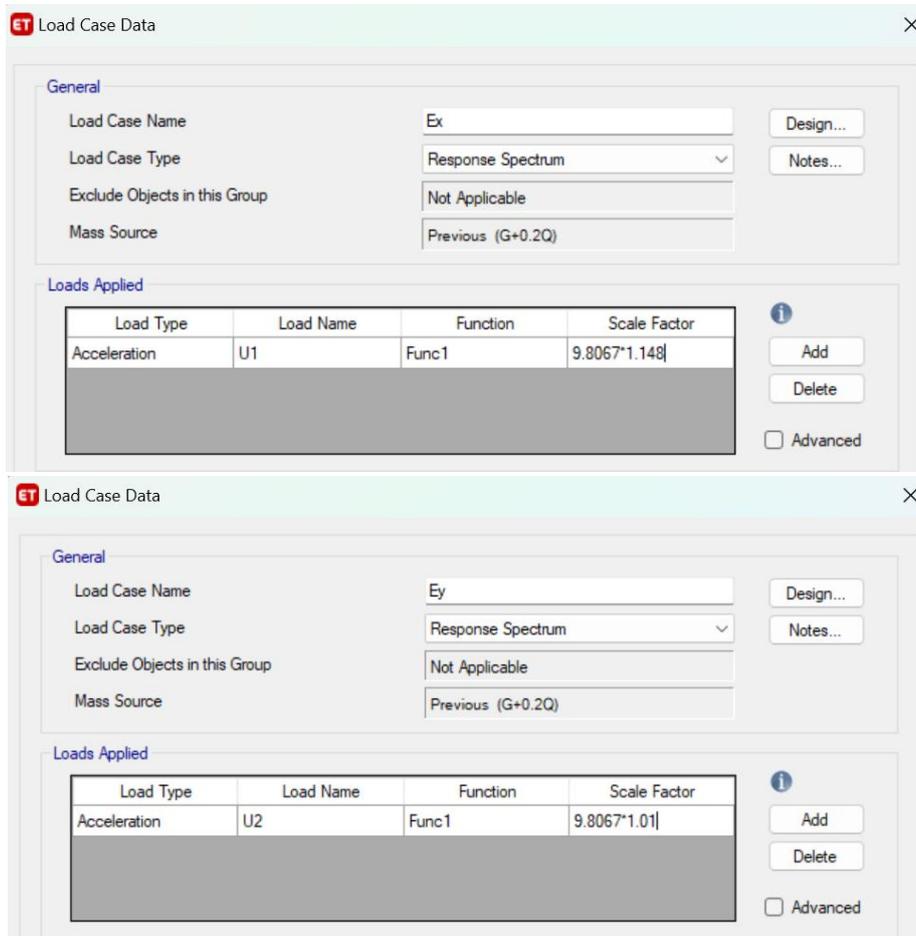
$$\begin{cases} V_1^x = 2801.1021KN < 0,8V^x = 3214.65KN \\ V_1^y = 2930.6585KN < 0,8V^y = 2960.81KN \end{cases}$$

La Condition n'est pas vérifiée.

TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	2801.1021	528.7784	0	10989.0108	53474.1595	24371.8971	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	528.7784	2930.6585	0	55955.4752	10784.4536	46703.5128	0	0	0
W	Combination		0	0	37969.5392	334734.7321	-569543.088	0	0	0	0

On augment l'effort sismique Ex par 1.148 et on adoptera Ex=11.30

On augment l'effort sismique Ex par 1.010 et on adoptera Ex=9.95



**TABLE: Base Reactions**

Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
Ex	LinRespSpec	Max	3227.6355	609.2973	0	12662.3454	61616.854	28083.0898	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	536.5051	2973.4826	0	56773.1223	10942.041	47385.966	0	0	0
W	Combination		0	0	37969.5392	334734.7321	-569543.088	0	0	0	0

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3227.6355 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 2973.4826 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

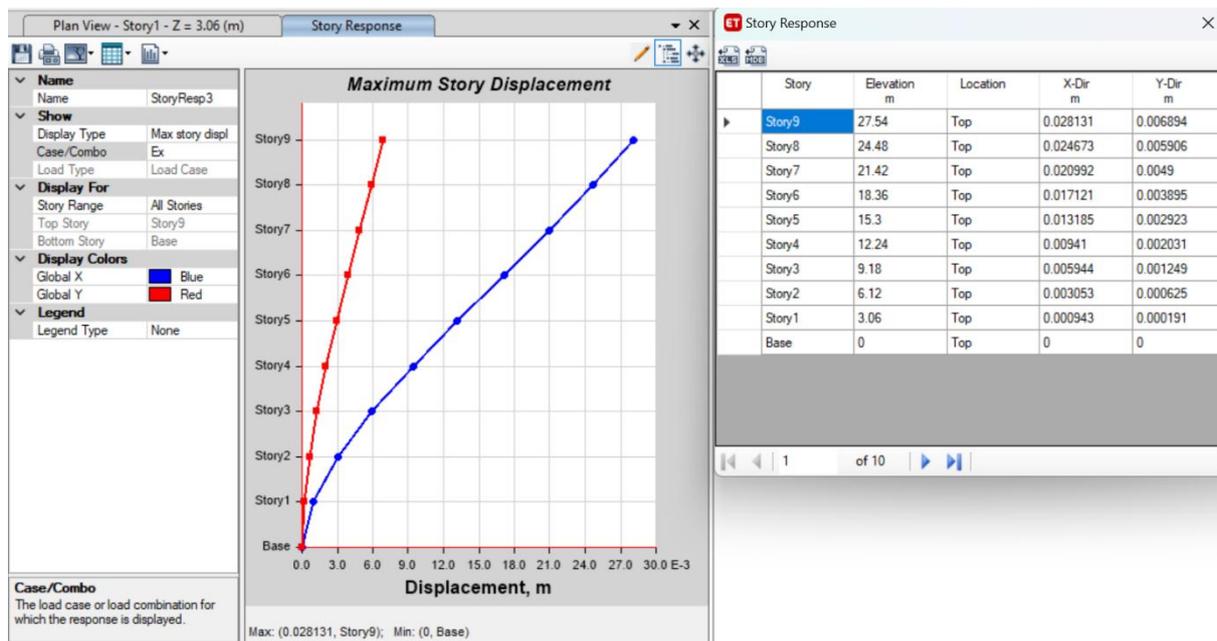
$$\begin{cases} V_t^x = 3227.6355 \text{ KN} > 0,8V^x = 3214.65 \text{ KN} \\ V_t^y = 2973.4826 \text{ KN} > 0,8V^y = 2960.81 \text{ KN} \end{cases}$$

La Condition est vérifiée.

**c- Vérification des déplacements inter-étage :**  
**Selon l'axe x-x :**

**Tableau IV.9 :** Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x).

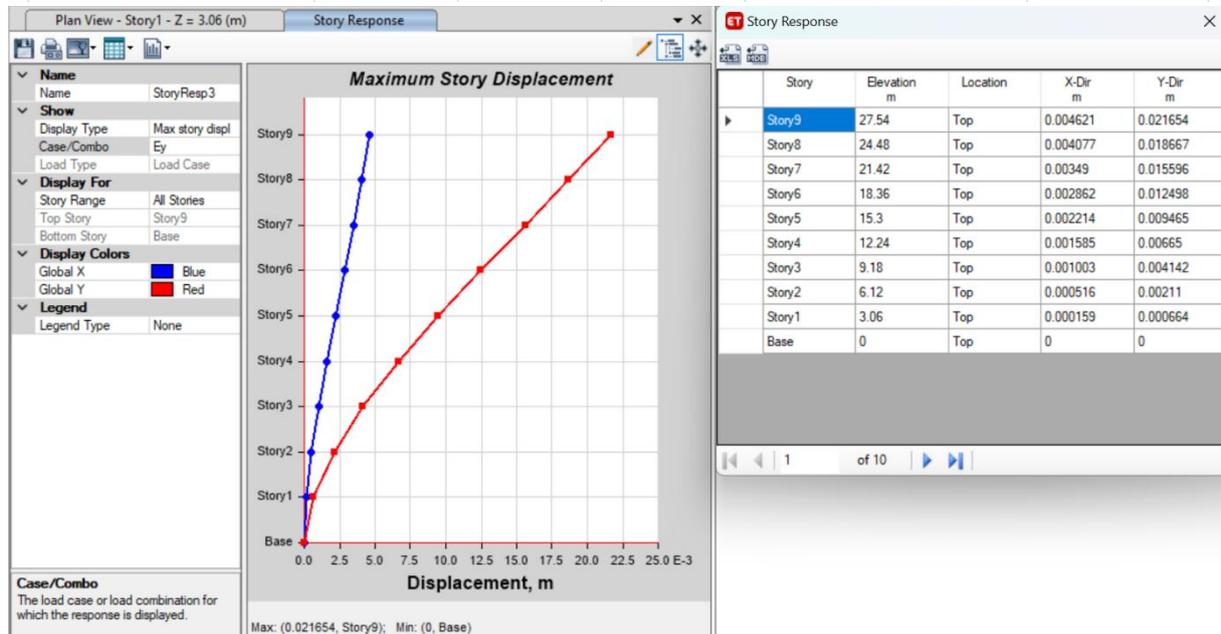
	$U_1$ (cm)	$\delta_k^x$ (cm)	$\Delta_k^x$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
RDC	0.0943	0.48	0.48	3.06	Vérifié
1	0.3053	1.53	1.05	3.06	Vérifié
2	0.5944	2.98	1.45	3.06	Vérifié
3	0.941	4.71	1.73	3.06	Vérifié
4	1.3185	6.6	1.89	3.06	Vérifié
5	1.7121	8.57	1.97	3.06	Vérifié
6	2.0992	10.5	1.93	3.06	Vérifié
7	2.4673	12.34	1.84	3.06	Vérifié
8	2.8131	14.07	1.73	3.06	Vérifié



Selon l'axe y-y :

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y).

	$U_2$ (cm)	$\delta_K^y$ (cm)	$\Delta_K^y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
RDC	0.0664	0.34	0.34	3.06	Vérifié
1	0.211	1.06	0.72	3.06	Vérifié
2	0.4142	2.08	1.02	3.06	Vérifié
3	0.665	3.33	1.25	3.06	Vérifié
4	0.9465	4.74	1.41	3.06	Vérifié
5	1.2498	6.25	1.51	3.06	Vérifié
6	1.5596	7.8	1.55	3.06	Vérifié
7	1.8667	9.34	1.54	3.06	Vérifié
8	2.1654	10.83	1.49	3.06	Vérifié



**d-Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

 $B_c$  : section de poteau $N_d$  : G+Q ±E

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11** : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC	45	45	2025	1491.02	0.245	Vérifiée
Etage 1	40	40	1600	1314.82	0.274	Vérifiée
Etage 2	40	40	1600	1141.32	0.238	Vérifiée
Etage 3	35	35	1225	969.82	0.264	Vérifiée
Etage 4	35	35	1225	803.87	0.219	Vérifiée
Etage 5	30	30	900	640.01	0.237	Vérifiée
Etage 6	30	30	900	480.04	0.178	Vérifiée
Etage 7	30	30	900	324.34	0.120	Vérifiée
Etage 8	30	30	900	172.94	0.064	Vérifiée

TABLE: Element Forces - Columns																	
Story	Column	Force Name	Output	Case	Case Type	Step	Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	lem Statio	Location
								m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story1	C21	833	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-1494.02	-19.5297	-8.7301	-0.0993	-12.7964	-42.4096	833	0	
Story2	C21	840	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-1314.82	-23.6893	-12.5221	-0.1275	-19.0656	-40.2865	840	0	
Story3	C21	839	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-1141.32	-36.2115	-19.1524	-0.1711	-28.3033	-56.741	839	0	
Story4	C21	838	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-969.816	-29.9486	-16.4374	-0.1182	-24.2669	-45.8208	838	0	
Story5	C21	837	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-803.867	-36.8668	-21.7617	-0.1273	-32.2146	-55.6506	837	0	
Story6	C21	836	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-640.005	-23.9959	-15.4211	-0.0697	-22.6794	-35.9472	836	0	
Story7	C21	835	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-480.041	-25.3036	-17.5318	-0.0668	-26.7988	-38.5627	835	0	
Story8	C21	834	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-324.341	-24.2271	-17.2095	-0.0611	-26.56	-36.9138	834	0	
Story9	C21	1138	G+Q+Ex	Combinati	Min			0	-172.935	-25.1185	-20.9619	-0.0542	-29.8434	-37.0249	1138	0	

**Remarque :**

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

**e-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.12 :** Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Dans le sens X-X			Observation
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	
RDC	306.0	37969.54	0.48	3227.6355	0.018	Vérifiée
Etage 1	306.0	33596.72	1.05	3136.6908	0.037	Vérifiée
Etage 2	306.0	29349.96	1.45	2987.6468	0.047	Vérifiée
Etage 3	306.0	25103.19	1.73	2790.552	0.051	Vérifiée
Etage 4	306.0	20966.42	1.89	2545.0066	0.051	Vérifiée
Etage 5	306.0	16829.64	1.97	2244.3848	0.048	Vérifiée
Etage 6	306.0	12786.78	1.93	1886.5031	0.043	Vérifiée
Etage 7	306.0	8743.93	1.84	1452.3384	0.036	Vérifiée
Etage 8	306.0	4701.08	1.73	916.5093	0.029	Vérifiée

TABLE: Story Forces											
Story	Output	Cas	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
						kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story1	Ex	LinRespSp	Max	Bottom		0	3227.636	609.2973	28083.09	12662.35	61616.85
Story2	Ex	LinRespSp	Max	Bottom		0	3136.691	604.529	27284.63	10804.1	52326.69
Story3	Ex	LinRespSp	Max	Bottom		0	2987.647	589.778	25995.79	8961.565	43321.95
Story4	Ex	LinRespSp	Max	Bottom		0	2790.552	561.6776	24283.98	7164.175	34721.04
Story5	Ex	LinRespSp	Max	Bottom		0	2545.007	517.7313	22166.64	5451.681	26656.22
Story6	Ex	LinRespSp	Max	Bottom		0	2244.385	456.5615	19562.52	3871.896	19270.36
Story7	Ex	LinRespSp	Max	Bottom		0	1886.503	376.867	16435.97	2477.429	12717.84
Story8	Ex	LinRespSp	Max	Bottom		0	1452.338	276.9962	12673.83	1325.352	7165.526
Story9	Ex	LinRespSp	Max	Bottom		0	916.5093	156.2161	8084.59	478.0212	2804.519

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Dans le sens Y-Y			Observation
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	
RDC	306.0	29364.93	0.34	2973.4826	0.011	Vérifiée
Etage 1	306.0	25269.35	0.72	2886.2884	0.021	Vérifiée
Etage 2	306.0	22045.95	1.02	2742.3219	0.027	Vérifiée
Etage 3	306.0	18901.09	1.25	2566.802	0.030	Vérifiée
Etage 4	306.0	15756.22	1.41	2343.305	0.031	Vérifiée
Etage 5	306.0	12681.85	1.51	2074.8679	0.030	Vérifiée
Etage 6	306.0	12681.85	1.55	1745.6407	0.037	Vérifiée
Etage 7	306.0	12681.85	1.54	1356.0865	0.047	Vérifiée
Etage 8	306.0	12681.85	1.49	852.4458	0.072	Vérifiée

Tableau IV.13 : Vérification l'effet P- $\Delta$  inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).

TABLE: Story Forces											
Story	Output Cas	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	
Story1	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	536.5051	2973.483	47385.97	56773.12	10942.04	
Story2	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	531.5991	2886.288	46090.05	48244.27	9308.948	
Story3	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	516.5574	2742.322	43884.58	39991.25	7692.553	
Story4	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	488.8023	2566.802	41112.82	32108.5	6122.189	
Story5	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	446.8891	2343.305	37535.85	24705.38	4635.142	
Story6	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	390.4663	2074.868	33195.26	17910.74	3273.783	
Story7	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	319.1705	1745.641	27861.2	11861.52	2082.431	
Story8	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	232.2444	1356.087	21523.66	6707.04	1107.224	
Story9	Ey	LinRespSp	Max	Bottom	0	129.7033	852.4458	13402.27	2608.484	396.892	

Tableau IV.14 : Poids cumulée de chaque étage.

TABLE: Story Forces											
Story	Output Cas	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	
Story1	W	Combination		Bottom	37969.54	0	0	0	334734.7	-569543	
Story2	W	Combination		Bottom	33596.72	0	0	0	296304.4	-503951	
Story3	W	Combination		Bottom	29349.96	0	0	0	258934.9	-440249	
Story4	W	Combination		Bottom	25103.19	0	0	0	221565.4	-376548	
Story5	W	Combination		Bottom	20966.42	0	0	0	185121.7	-314496	
Story6	W	Combination		Bottom	16829.64	0	0	0	148678	-252445	
Story7	W	Combination		Bottom	12786.78	0	0	0	113024.9	-191802	
Story8	W	Combination		Bottom	8743.93	0	0	0	77371.69	-131159	
Story9	W	Combination		Bottom	4701.076	0	0	0	41718.54	-70516.1	

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x \text{ et } \theta_y \leq 0,1$  est satisfaites.

**f-1-Vérification des conditions du facteur de comportement R :**

**f-1- Justification des voiles sous charges verticales :**

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 40581.7547$  kN.  
 L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 8804.4771$  kN.  
 $P_{voiles} / P_{Tot} = 19.16 \% > 20\%$ .

**Remarque :**

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc il faut changer le facteur de comportement  $R=3,5$ .

**Section Cut Forces**

Section Cutting Line: Start Point (Global X: 30.4917, Global Y: 1.493), End Point (Global X: -0.8797, Global Y: 1.6039) m

Load Case: ELS

Resultant Force Location and Angle: Global X: 14.806 m, Global Y: 1.5485 m, Global Z: 0 m, Angle: 0 deg

Objects to Include:  Columns,  Beams,  Braces,  Floors,  Walls,  Links

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	-40581.7547	0	0	41536.8572
Moment	-295971.2705	7872.5855	0	302450.5146	-8057.8689	0

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

**Section Cut Forces**

Section Cutting Line: Start Point (Global X: 30.4917, Global Y: 1.493), End Point (Global X: -0.8797, Global Y: 1.6039) m

Load Case: ELS

Resultant Force Location and Angle: Global X: 14.806 m, Global Y: 1.5485 m, Global Z: 0 m, Angle: 0 deg

Objects to Include:  Columns,  Beams,  Braces,  Floors,  Walls,  Links

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,0754	-0,6664	-8804,4771	-0,0754	0,6664	9108,9471
Moment	-59245,1954	2355,9637	-242,7901	61257,3089	-2415,0288	242,7901

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

**f-2- Pourcentage des efforts tranchants dus aux charge horizontales repris par les portiques :**

**Tableau IV.15 :** Vérification des pourcentages des efforts tranchants repris par les portiques.

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique	Total	Pourcentage	Vérification	Portique	Total	Pourcentage	Vérification
8	780,052	788,6446	98,92 %	Vérifier	716,658	759,5152	94,36 %	Vérifier
7	748,9283	1412,6422	53,02 %	Vérifier	657,4419	1349,9493	48,71 %	Vérifier
6	813,5972	1942,4188	41,89 %	Vérifier	682,675	1841,5913	37,07 %	Vérifier
5	790,0213	2374,6102	33,27 %	Vérifier	637,8829	2235,6051	28,54 %	Vérifier
4	1221,952	2711,7206	45,07 %	Vérifier	952,7434	2537,7648	37,55 %	Vérifier
3	1008,7405	2956,4456	34,13 %	Vérifier	762,6022	2753,9088	27,7 %	Vérifier
2	1227,4288	3114,104	39,42 %	Vérifier	905,0855	2891,3374	31,31 %	Vérifier
1	920,1839	3197,1094	28,79 %	Vérifier	779,2441	2963,6202	26,3 %	Vérifier
RDC	821,4857	3223,7833	25,49 %	Vérifier	749,8828	2987,472	25,11 %	Vérifier

L'effort tranchants repris par les portiques est supérieur à 25% dans tous les niveaux dans les deux sens.

**Conclusion :**

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de :

- comparer l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente ( $=0.8 \cdot V_{(stq)}$ ) qui ne doit pas dépasser la résultante des forces à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales, cet effort ( $0.8 \cdot V_{(stq)}$ ) représente l'effort tranchant minimale.

- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- $\Delta$  pour la stabilité de structure.
- L'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.

---

# CHAPITRE V

## FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANT

---

**V.1 Introduction :**

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

**V.2 Ferrailage des poteaux :****V.2.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET
- Section entièrement comprimée SEC
- Section partiellement comprimée SPC

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

**Tableau V.1 :** Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	22.17	1	500	500

**V.2.2 Combinaison d'action :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

**a- Selon CBA 93 :**

Situation durable :

**ELU :** 1,35G + 1,5Q

**ELS :** G + Q

**b- Selon RPA 99 :**

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )
- Le moment maximum et l'effort correspondant ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )
- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

**V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :**

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

**Avec :**

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de  $40\varnothing$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$A_s^{\min} = 0,8\%B$  selon RPA99 version 2003

**N.B :** On utilise Le logiciel d'EXPERT et SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

**V.2.4 -Ferrailage des poteaux****1. Situation durable :**

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

**Poteaux :**

**a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :**

**Tableau V.2 :** Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [ $\text{cm}^2$ ]	$N^{\max}$ [ $\text{kN}$ ]	$M^{\text{corr}}$ [ $\text{kN.m}$ ]	Sollicitation	$A_s$ [ $\text{cm}^2$ ]	$A_s'$ [ $\text{cm}^2$ ]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	45×45	1942.7	-5.0141	SEC	0	0	16.20
1 <sup>ère</sup> ,2 <sup>ème</sup>	40×40	1702.6	-10.159	SEC	0	0	12.80
3 <sup>ème</sup> ,4 <sup>ème</sup>	35×35	1252.3	-11.015	SEC	0	0	9.80
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30×30	828.33	-11.657	SEC	0	0	7.20

b. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [ $cm^2$ ]	$N^{\min}$ [ $kN$ ]	$M^{\text{corr}}$ [ $kN.m$ ]	Sollicitation	$A_s$ [ $cm^2$ ]	$A_s'$ [ $cm^2$ ]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	45×45	536.3	5.9817	SEC	0	0	16.20
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	422.62	9.8542	SEC	0	0	12.80
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	35×35	302.9	11.02	SEC	0	0	9.80
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30×30	59.36	16.8668	SPC	0.76	0	7.20

c. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [ $cm^2$ ]	$N^{\text{corr}}$ [ $kN$ ]	$M^{\max}$ [ $kN.m$ ]	Sollicitation	$A_s$ [ $cm^2$ ]	$A_s'$ [ $cm^2$ ]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	45×45	1143.4	-35.823	SEC	0	0	16.20
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	723.85	51.5301	SEC	0	0	12.80
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	35×35	494.47	52.231	SEC	0	0	9.80
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30×30	110.14	53.4794	SPC	3.86	0	7.20

## 2. Situation accidentelle :

- Combinaison :  $G+Q+E$  ;  $0.8G+E$

## Poteaux :

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [ $cm^2$ ]	$N^{\max}$ [ $kN$ ]	$M^{\text{corr}}$ [ $kN.m$ ]	Sollicitation	$A_s$ [ $cm^2$ ]	$A_s'$ [ $cm^2$ ]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	45×45	1030.3	-41.915	SEC	0	0	16.20
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	908.86	-38.732	SEC	0	0	12.80
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	35×35	672.48	-42.326	SEC	0	0	9.80
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30×30	445.67	-34.971	SEC	0	0	7.20

b. ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )**Tableau V.6 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [ $cm^2$ ]	$N^{\min}$ [ $kN$ ]	$M^{\text{corr}}$ [ $kN.m$ ]	Sollicitation	$A_s$ [ $cm^2$ ]	$A_s'$ [ $cm^2$ ]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	45×45	21.48	7.633	SPC	0.15	0	16.20
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	3.49	22.72	SPC	1.21	0	12.80
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	35×35	6.88	20.48	SPC	1.26	0	9.80
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30×30	14.51	24.79	SPC	1.75	0	7.20

c. ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) :**Tableau V.7 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [ $cm^2$ ]	$N^{\text{corr}}$ [ $kN$ ]	$M^{\max}$ [ $kN.m$ ]	Sollicitation	$A_s$ [ $cm^2$ ]	$A_s'$ [ $cm^2$ ]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	45×45	169.73	48.95	SPC	0.61	0	16.20
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	112.68	77.10	SPC	3.17	0	12.80
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	35×35	347.14	79.60	SPC	2.04	0	9.80
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30×30	211.39	58.10	SPC	2.61	0	7.20

**V.2.5. Choix des armatures :**

## 1)- choix de ferrailage des poteaux :

**Tableau V.8 :** Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$A_s^{\text{cal}}$ ( $cm^2$ )	$A_s^{\min}$ ( $cm^2$ )	$A_s^{\max}$ (Z.R) ( $cm^2$ )	$A_s^{\max}$ (Z.C) ( $cm^2$ )	Choix des armatures	$A_s^{\text{adp}}$ ( $cm^2$ )	$A^{\text{sup}}(\text{adp})$ $= A^{\text{inf}}$
RDC	45×45	0.61	16.20	121.5	81	4T16+8T14	20.36	7.10
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	3.17	12.80	96	64	12T14	18.47	6.16
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	35×35	2.04	9.80	73.5	49	4T14+8T12	15.21	5.34
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30×30	3.86	7.20	54	36	12T12	13.57	4.52

**V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}, N_{ser}$ ) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

● **Acier**:

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = Min\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec :  $\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=250MPa$ .

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**a. ( $N^{max}, M^{corr}$ ) :**

**Tableau V.09** : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{Max}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{max}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Section	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	45×45	1413.8	-3.64	20.36	97.5	250	6.11	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	1239.1	-7.374	18.47	110.8	250	7.47	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	35×35	911.62	-7.999	15.21	109.6	250	7.46	18	OK
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30×30	603.34	-8.468	13.57	106.0	250	7.37	18	OK

**b. ( $N^{min}, M^{corr}$ ) :**

**Tableau V.10** : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{min}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Section	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	45×45	392.06	4.3502	20.36	29.0	250	1.96	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	308.79	7.1644	18.47	32.6	250	2.25	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	35×35	221.22	8.0132	15.21	34.9	250	2.48	18	OK
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30×30	43.195	12.256	13.57	36.6	250	3.31	18	OK

c. (  $N^{corr}, M^{max}$  ) :

**Tableau V.11** : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M^{max}, N^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{corr}$ (kN)	$M_{ser}^{max}$ (kN.m)	Section	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	45×45	833.2	-25.989	20.36	73.8	250	5.11	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	527.7	37.3909	18.47	80.6	250	5.80	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	35×35	360.6	37.9064	15.21	94.8	250	7.14	18	OK
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30×30	80.60	38.9063	13.57	237.5	250	8.70	18	OK

**V.2.7 Vérification de L’effort Tranchant :**

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l’axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l’effort tranchant à l’état limite ultime par :

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant à l’état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  égale à :

**Selon le BAEL 91 : [1]**

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5MPa) \dots\dots\dots$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4MPa) \dots\dots\dots$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**Selon RPA99 ver.2003 : [2]**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots$ si l’élancement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$ .....si l'élanement  $\lambda < 5$

**Avec :**

$$\lambda: \text{L'élanement du poteau} \left( \lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

$i$  : 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 les tableaux suivants :

**Tableau V.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\tau_{u\ BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	45×45	25.95	0.14	16.49	0.075	2.25	3	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	50.40	0.34	18.55	0.075	2.25	3	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	35×35	53.28	0.48	21.20	0.075	2.25	3	OK
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30×30	39.17	0.48	24.73	0.075	2.25	3	OK

### V.2.8. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$\phi_t$ : Diamètre des armatures transversales.

$\phi_l$ : Diamètre des armatures longitudinales.

• Selon le RPA99 version 2003 : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$ : Section d'armatures transversales.

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$T_u$ : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$  ..... si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  ..... si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$ : Espacement géométrique.

• L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$  ..... Zone nodale (zone IIB).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t\right)$  ..... Zone courante (zone IIB).

$\phi_l$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : L'élancement géométrique du poteau \left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L<sub>f</sub>: Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales f<sub>c</sub>=500 MPa.

- Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux.

**Tableau V.13 :** Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>1</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	45×45	4T16+8T14	16	10	15
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	12T14	14	10	15
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	35×35	4T14+8T12	14	10	15
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30×30	12T12	12	10	15

- Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau V.14:** Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	45X45	2.142	4.76	3.75	25.95	N	10	0.07	3.11	4T10	3.14
						C	15	0.11	4.67	6T10	4.71
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40x40	2.142	5.355	2.5	50.40	N	10	0.09	1.20	4T8	2.01
						C	15	0.14	1.80	4T8	2.01
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	35x35	2.142	6.12	2.5	53.28	N	10	0.10	1.05	4T8	2.01
						C	15	0.15	1.58	4T8	2.01
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup>	30x30	2.142	7.14	2.5	39.17	N	10	0.07	0.90	4T8	2.01
						C	15	0.11	1.35	4T8	2.01

**V.2.9. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r=40\phi_1$  en zone IIb.

Pour :

- $\phi=16\text{mm}.....L_r=64\text{cm}$
- $\phi=14\text{mm}.....L_r=56\text{cm}$
- $\phi=12\text{mm}.....L_r=48\text{cm}$

V.2.10. Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.15 : Schéma de ferrailage des poteaux zone nodale.

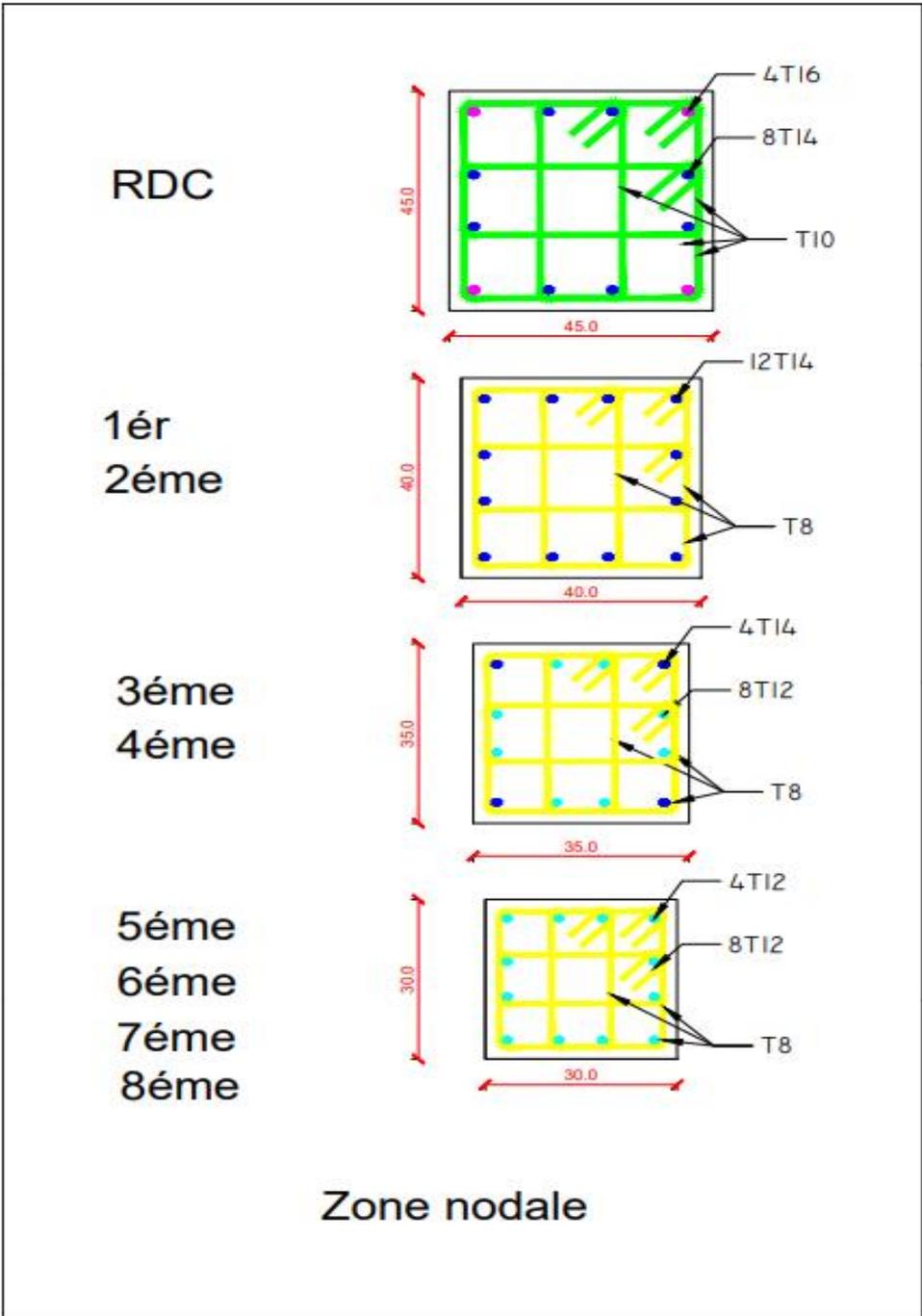
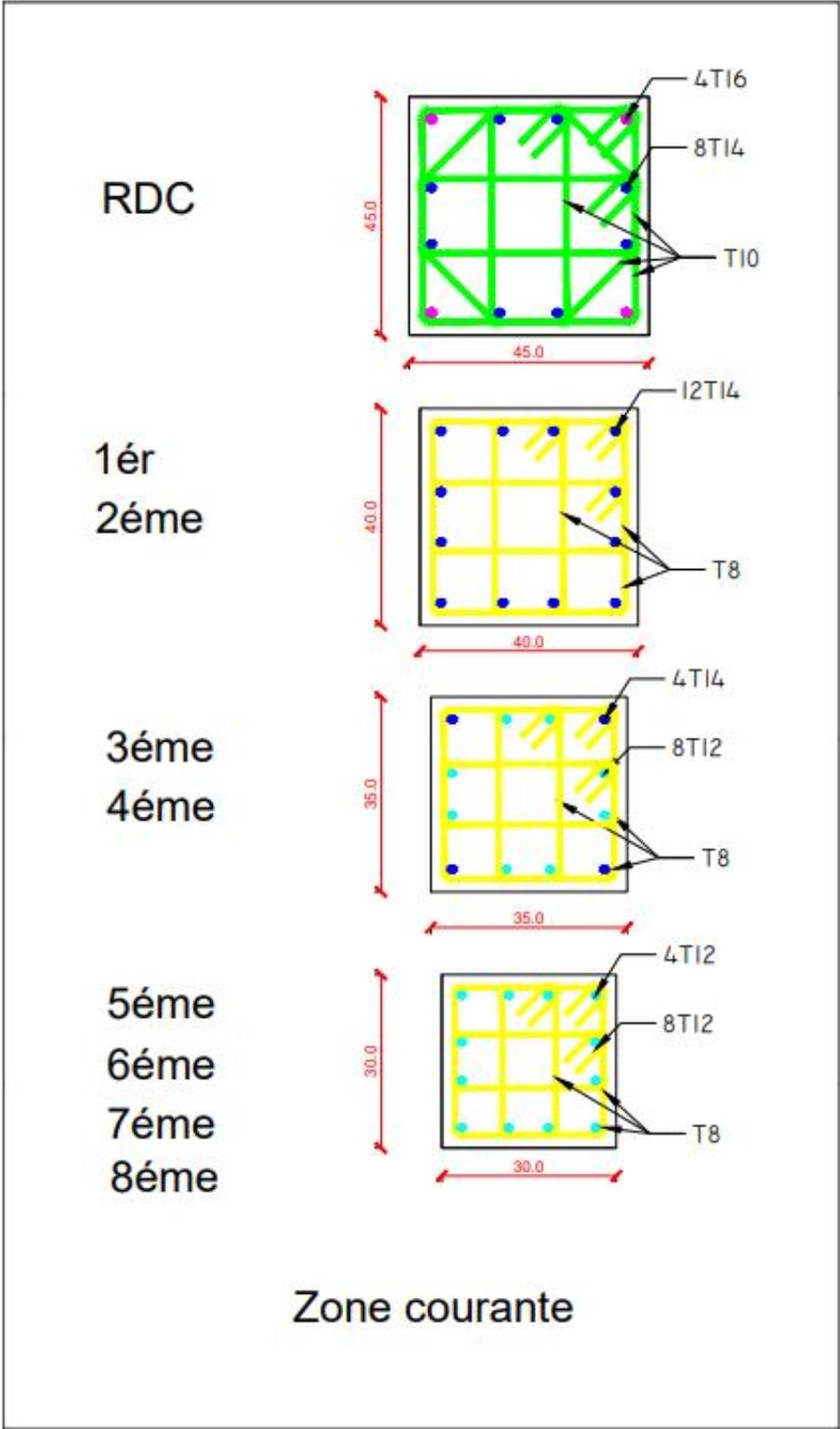


Tableau V.16 : Schéma de ferrailage des poteaux zone courante.



**V.3 Ferrailage des poutres :****V.3.1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. On fait le calcul pour les situations suivantes :

**a. Selon CBA 93 : [3]**

Situation durable :

ELU:  $1.35 G + 1.5 Q$

ELS:  $G + Q$

**b. Selon RPA 99 : [2]**

Situation accidentelle

$0.8 G \pm E$

$G + Q \pm E$

**V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :**

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing$  en zone IIb.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

- **Situation durable:**

Béton:  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$ .

Acier:  $\gamma_s = 1,15$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$ .

- **Situation accidentelle:**

Béton:  $\gamma_b = 1,15$  ;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$ .

Acier:  $\gamma_s = 1$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$ .

**V.3.3 Calcul de ferrailage :**

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS**.

Ont disposé 2 types de poutres :

- Poutres principales  $30 \times 45 (\text{cm}^2)$
- Poutres secondaires  $30 \times 40 (\text{cm}^2)$

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Expert) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

**1. Sens porteur :**

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau V.17 :** Ferrailage des poutres porteuses 30x45.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	86.5536	/	5.0	/
30x45	Appui	/	-127.65	/	7.5

b-Situation accidentelle : G+Q+E ; 0.8G +E

**Tableau V.18:** Ferrailage des poutres porteuses 30x45.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	55.7383	-57.604	2.74	2.84
30x45	Appui	71.8787	-114.32	3.54	5.73

**2.Sens non porteur :**

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau V.19 :** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	20.9182	-25.956	1.3	1.6
30x40	Appui	50.3086	-69.571	3.3	4.6

b. Situation accidentelle : G+Q+E ; 0.8G +E

**Tableau V.20 :** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	56.9683	-64.973	3.19	3.65
30x40	Appui	149.768	-135.13	8.94	7.96

**VI.3.3 Choix des armatures :**

➤ Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**Tableau V.21 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.**

Section	Position	$A_{s\ max\ z.c}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ max\ z.r}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ 'cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	$A_{s\ max\ adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min\ adp}$ (cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	54	81	6.75	5.0	2.84	4T16	3T16	8.04	6.03
30x45	Appui	54	81	6.75	3.54	7.5	3T16	4T16	6.03	8.04

**Tableau V.22 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.**

Section	Position	$A_{s\ max\ z.c}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ max\ z.r}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ 'cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	$A_{s\ max\ adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min\ adp}$ (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	48	72	6.00	3.19	3.65	3T16	3T16	6.03	6.03
30x40	Appui	48	72	6.00	8.94	7.96	3T16+3T14	3T16+2T14	10.65	9.11

**V.3.4- Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.4\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 500\text{Mpa}$$

**Tableau V.23: Vérification de la condition de non fragilité.**

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x45	14.07	1.39	Vérifiée
30x40	12.06	1.23	Vérifiée

**V.3.5- Vérification vis à vis de l'ELS :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton.**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

- **Acier.**

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

**Tableau V.24:** Vérification des poutres (30X45) à l'ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	63.2697	6.26	18	207.1	250	vérifier
Appui	-93.14	9.21	18	106.5	250	vérifier

**Tableau V.25:** Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	15.2398	2.02	18	75.2	250	vérifier
Appui	-50.654	5.12	18	58.9	250	vérifier

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T<sub>u</sub>: l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

τ̄<sub>u</sub> = Min (0,10 f<sub>c28</sub> ; 4 MPA) = 3MPa. (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié**

**99**

**Tableau V.26:** Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérifier
30x45	76.08	0.60	3	vérifier
30x40	103.817	0.94	3	vérifier

**V.3.5-Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f<sub>c</sub>=500MPa).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 :  $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K=1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 :  $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.4\text{cm}.$

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.27:** calcul des armatures transversales.

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup>
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC			
30x45	76.08	0.84	37.8	11.25	22.5	10	20	1.8	4T8	2.01
30x40	103.817	1.03	33.3	10	20	10	20	1.8	4T8	2.01

**V.3.6-Recouvrement des armatures longitudinales :**

L<sub>r</sub> = 40Ø (zone IIb). L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=64cm
- b. Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=56cm

**V.3.7-Arrêt des barres :**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\ \\ \end{array} \right.$$

Armatures supérieures :  $h' \geq$

$$\frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.}$$

Avec :  $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

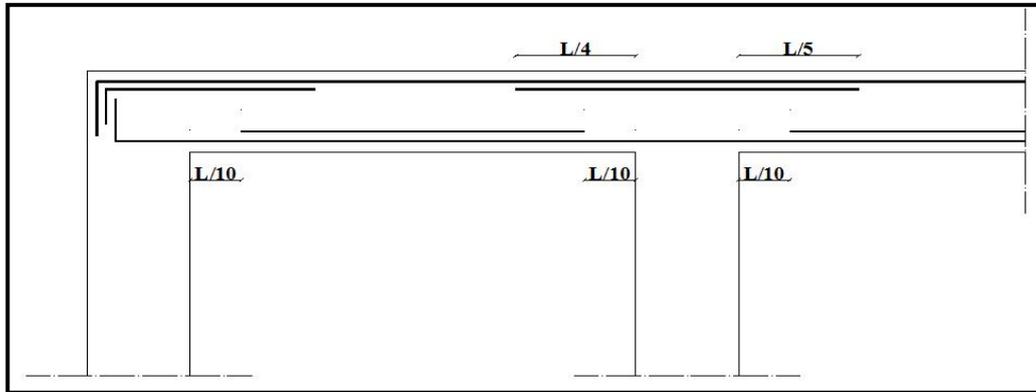


Figure V.1 : Arrêt des barres.

### V.3.8-Vérification de la flèche :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.05cm \quad (L = 5,5m > 5m)$$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0.74cm \quad (L = 3,7m < 5m)$$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :  $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$
- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :  $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

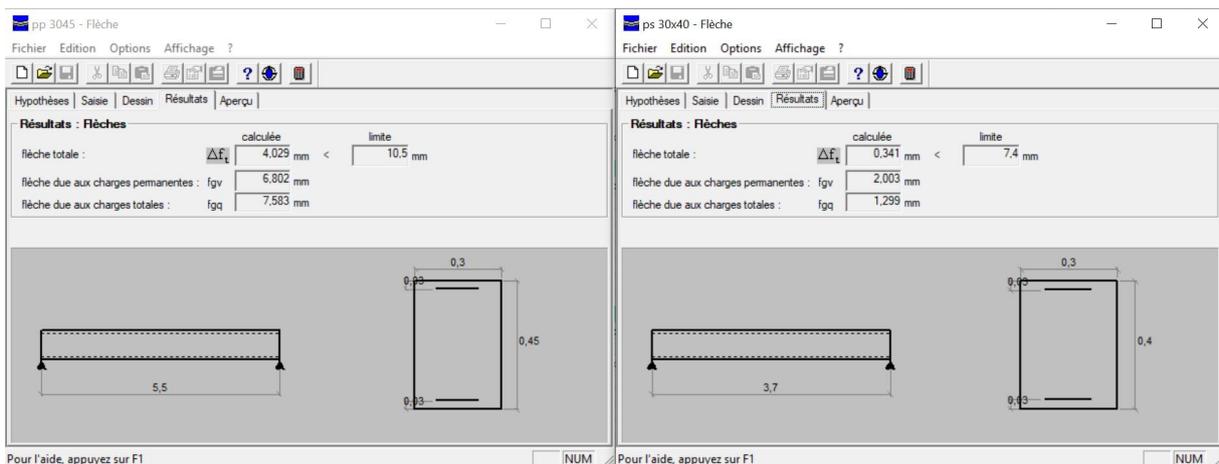
$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Tableau V.28: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm <sup>2</sup> )	Longueur (m)	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	f̄ (cm)
30x45	5.5	63.2697	14.07	308064.26	0.6802	0.7583	0.4029	1.05
30x40	3.7	15.2398	12.06	212280.10	0.2003	0.1299	0.0341	0.74



➤ Poutre secondaire 30x45 (pour les bouts voile) :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau V.29** : Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	2.0027	-38.165	1.2	2.4
30x40	Appui	36.8879	-57.287	2.4	3.7

b-Situation accidentelle G+Q+E ; 0.8G +E

**Tableau V.30**: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	153.808	-179.44	8.9	10.6
30x40	Appui	157.122	-196.97	9.1	11.8

➤ **Choix des armatures :**

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**Tableau V.31**: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section	Position	A <sub>s max</sub> z.c (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s max</sub> z.r (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s'</sub> cal (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A <sub>s max</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	48	72	6.00	8.9	10.6	5T16	6T16	10.05	12.06
30x40	Appui	48	72	6.00	9.1	11.8	5T16	6T16	10.05	12.06

➤ **Condition de non fragilité :**

**Tableau V.32**: Vérification de la condition de non fragilité 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(choisi)</sub> <sup>(min)</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x40	22.11	1.23	Vérifiée

➤ **Vérification vis à vis de l'ELS :**

**Tableau V.33** : Vérification des poutres à l'ELS 30x40(pour les bouts de voile).

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	1.4649	0.14	18	4.36	250	vérifier
Appui	-41.68	46.1	18	3.96	250	vérifier

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

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Tableau V.34 :** Vérification de la contrainte de cisaillement 30x40(pour les bouts de voile).

Section	$T_u^{\max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier
30x40	140.564	1.27	3	vérifier

➤ **Calcul des armatures transversales :**

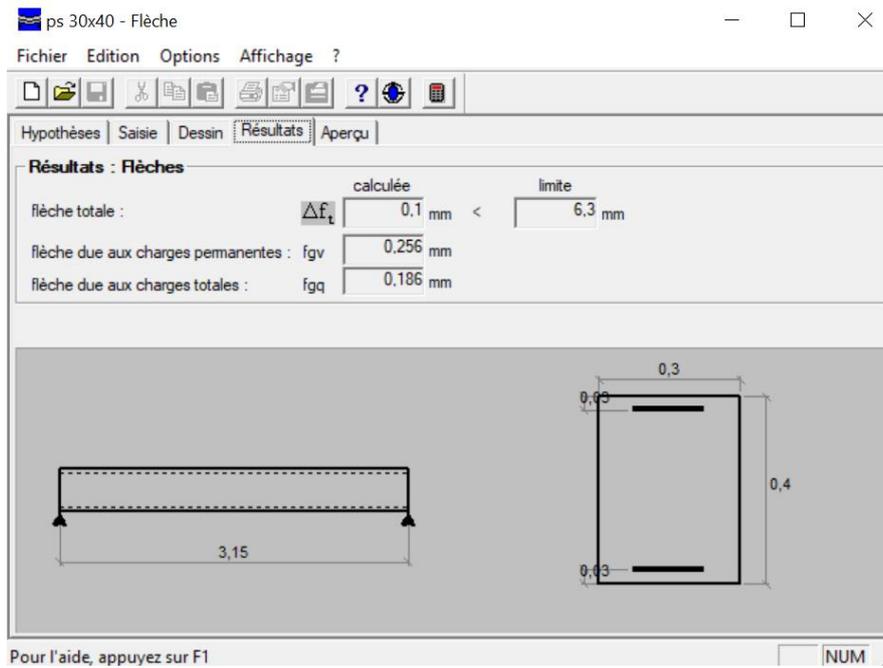
**Tableau V.35 :** calcul des armatures transversales 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp}$ (cm)		$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_t^{adop}$
			$S_t$ (cm)	$S_t$ (cm)ZN	$S_t$ (cm)ZC	ZN	ZC			
30x40	140.564	1.27	33.3	10	20	10	20	1.8	4T8	2.01

➤ **Vérification de la flèche :**

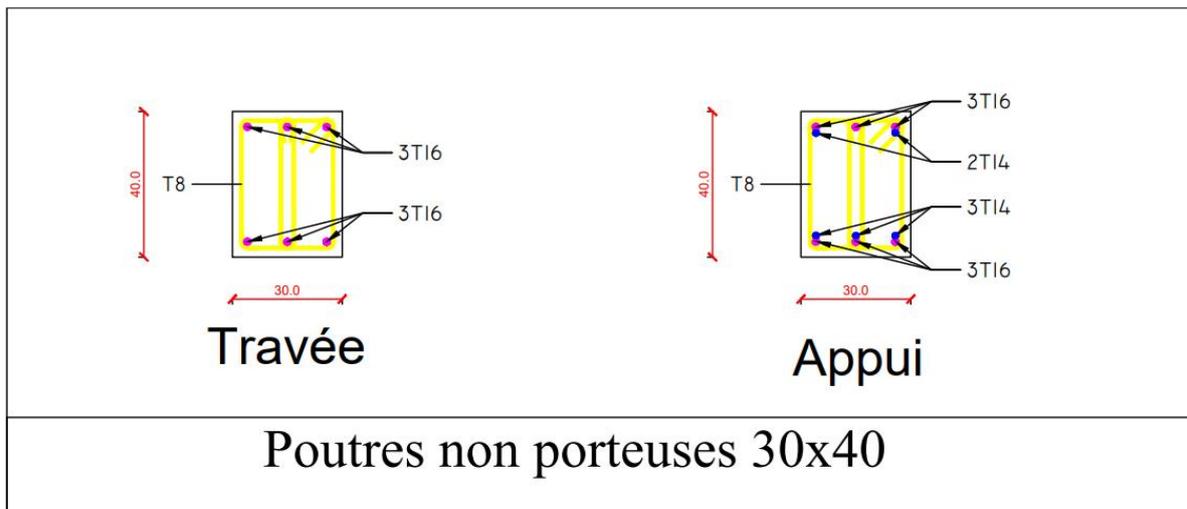
**Tableau V.36:** Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Longueur (m)	$M_{ser}$ kNm	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$f_i$ (cm)	$f_v$ (cm)	$\Delta f_i$ (cm)	$\bar{f}$ (cm)
30x40	3.15	1.4649	22.11	255846.85	0.0256	0.0186	0.01	0.63



V.3.8 Schéma de ferrailage des poutres :

Tableau V.37 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses.



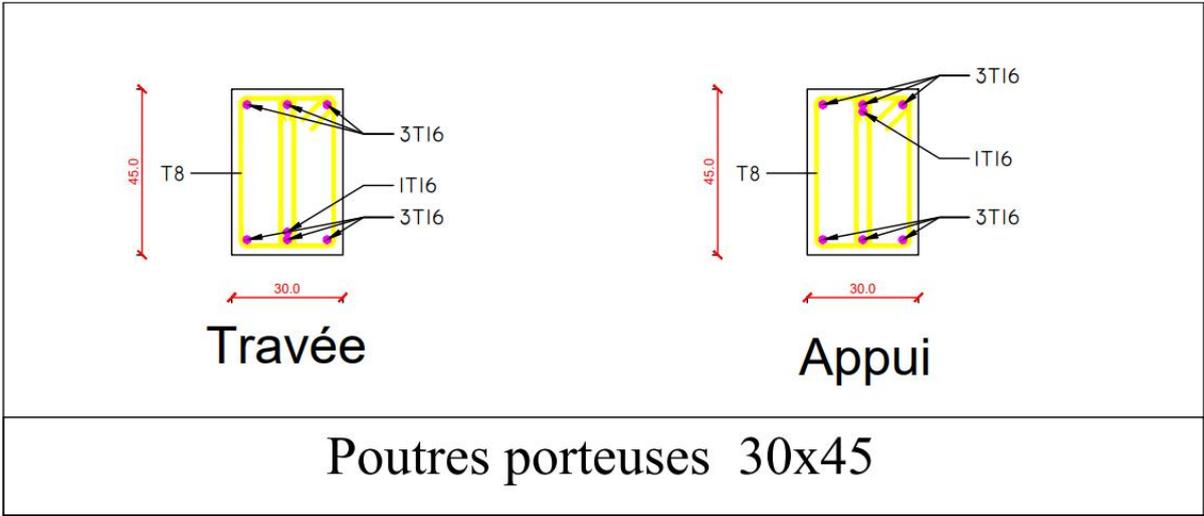
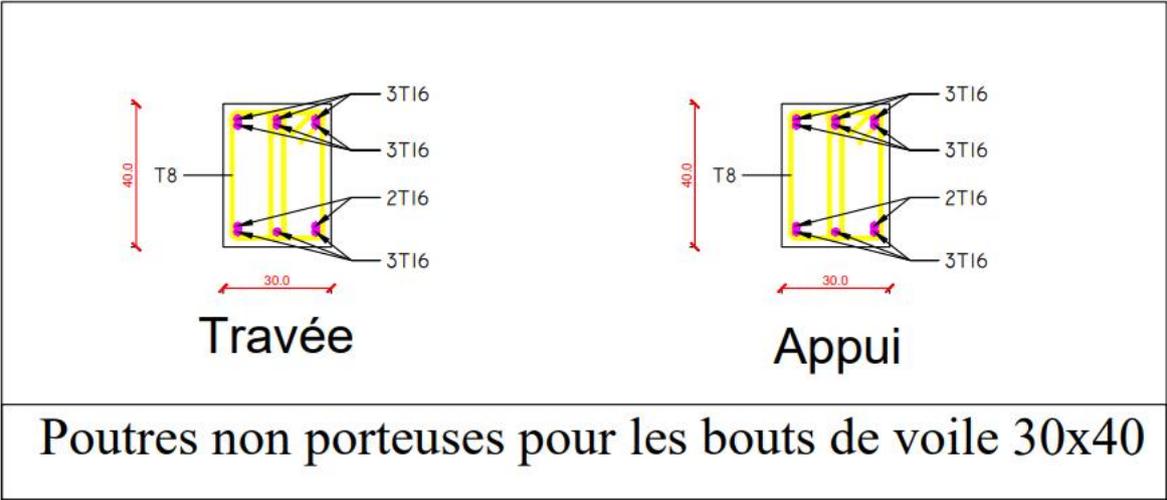


Tableau V.38 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses pour les bouts de voile.



**V.4.Ferrailage des voiles:****V.4.1. Méthode des contraintes :****V.4.1.1. Introduction :**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

**Remarque :**

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché » .

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles

verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

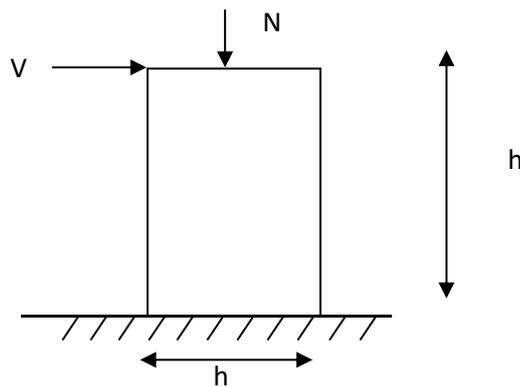
De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur. [7]

#### 4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

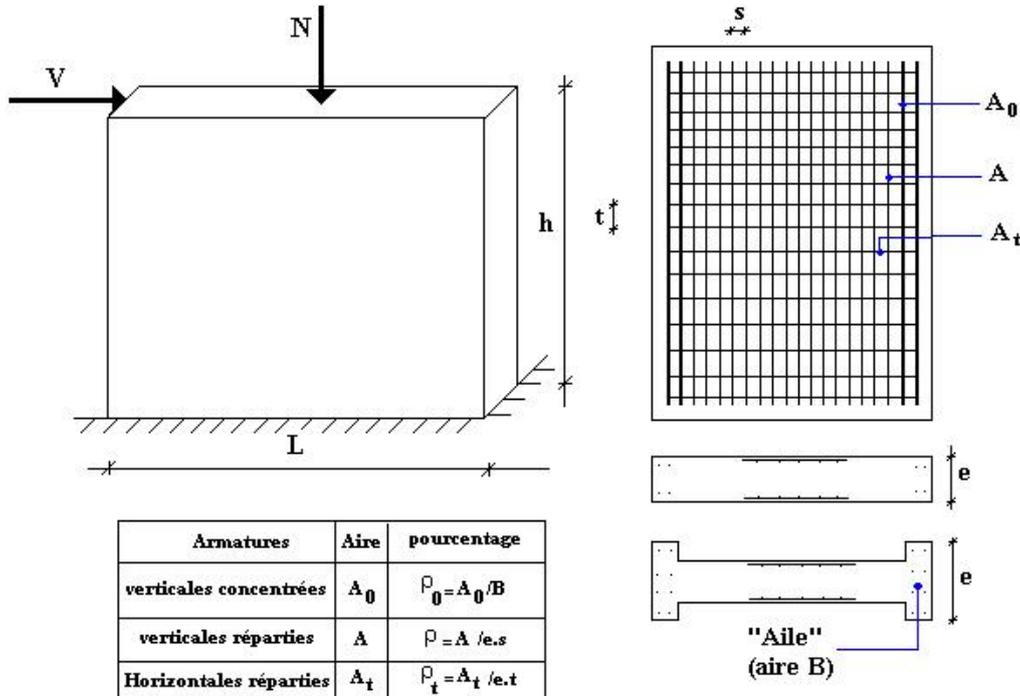
Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{V0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_V$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du

voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

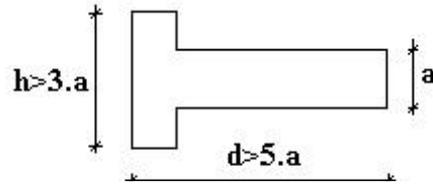
En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.



### 4.3. JUSTIFICATION S SOUS SOLlicitATIONS NORMALES [12]

#### a. Conditions d'application:

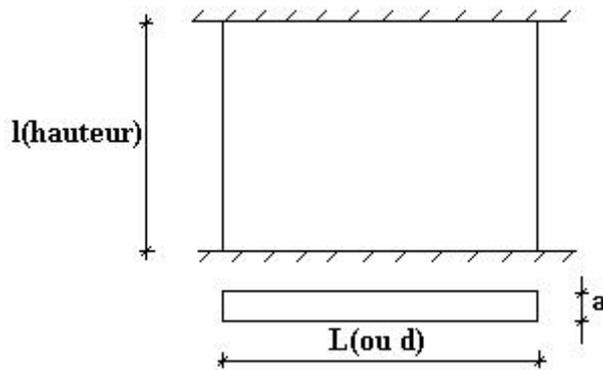
- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10cm$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12cm$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15cm$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$



**b. Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :  $l$ : la hauteur libre du mur;

$l_f$ : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau V.39:** Valeurs de  $(l_f/l)$ .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastéré en tête et en pied	Présence de plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Présence de plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**c. Effort de compression en ELU :**

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en ( $b$ )

$a$ : épaisseur du voile

$d$ : longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Nota:**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

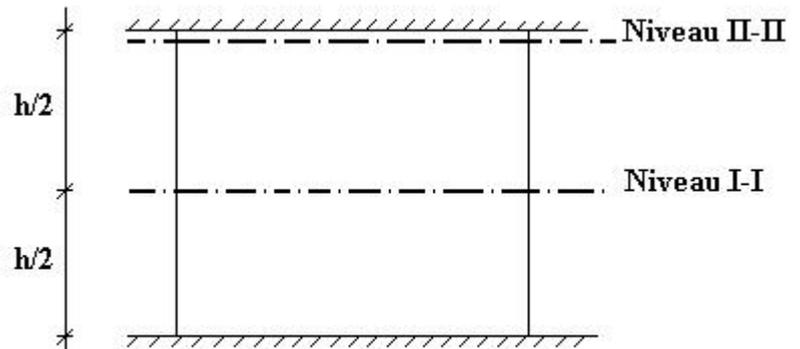
**Tableau V.40 :** Calcul de  $\sigma_{u \text{ lim}}$ .

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	$B_r$	$M^2$	$d(a-0,02)$	
<i>Pour <math>\lambda \leq 50</math> Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></i>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u \text{ lim}}$	$kN$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	$\sigma$	$kPa$	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

**Remarque:**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$  que nous appellerons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

**d. Niveaux de vérification :**



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau II-II sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**e. Aciers minimaux :**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*

**1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :**

**Tableau V.41:** Aciers verticaux et horizontaux.

	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
<i>Espacement maximal entre axes</i>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<i>Acier minimal</i>  <i>Pourcentage minimal</i>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400 \theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ <i>par moitié sur chaque face</i> Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ <i><math>\rho_{v\text{Max}}</math> = le pourcentage vertical de la bande la plus armée</i>

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

**2. Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements).

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\varnothing_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\ lim}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\varnothing_t$ )

**Tableau V.42:** Aciers transversaux.

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre $\varnothing_t$
$\varnothing_l \leq 12\text{ mm}$	4 épingles par m <sup>2</sup> de voile	6 mm
$12\text{ mm} \leq \varnothing_l \leq 20\text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
$20\text{ mm} \leq \varnothing_l$	Espacement $\leq 15\ \varnothing_l$	8 mm

#### Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0.05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$ ).

#### 4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux.

##### 4.4.1. Introduction :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

##### 4.4.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

**1 - ZONE COMPRIMÉE :**

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA}).$$

**2 - ZONE TENDUE :**

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

$F_T$ : force de traction.

$e$  : épaisseur du voile.

$l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots\dots\dots (1)$$

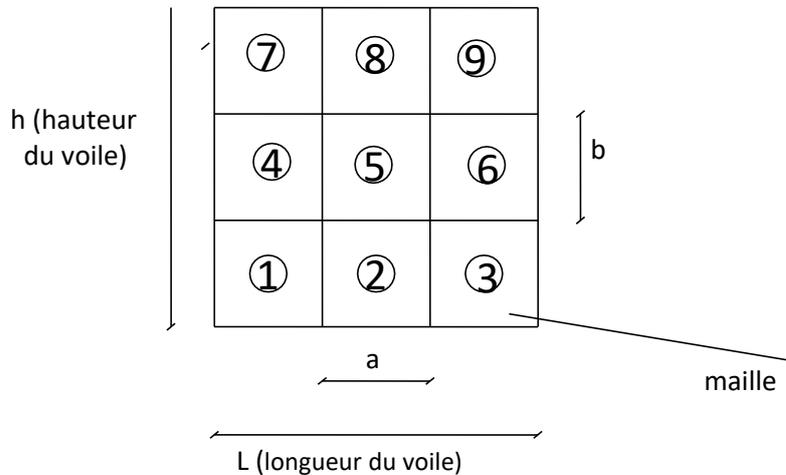
Où  $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$  Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.



**Figure V.2:** Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

#### 4.4.3 Aciers Horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{1.4 \tau_u a S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$\tau_u = S_{12}$  est donnée par l'interface graphique du **ETABS**.

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

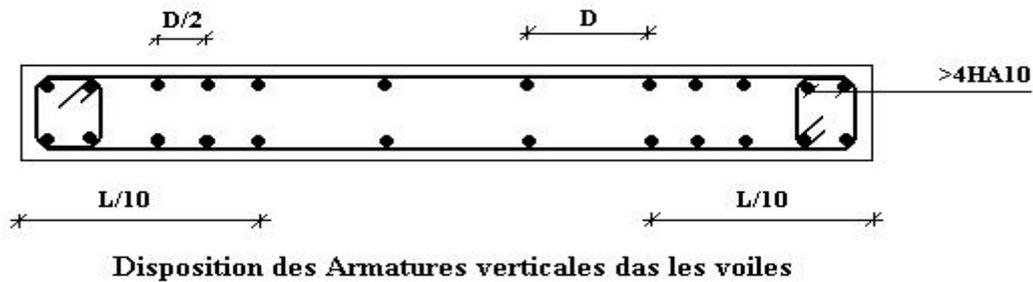
$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

#### 4.4.5. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :

##### a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de  $0.15\%$ .
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à  $0.15\%$  de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à  $15\text{cm}$ .



**Figure V.3 :** Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

**b. Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**c. Règles communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile  $0.15\%$
  - En zone courante  $0.10\%$
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**Exemple de calcul (voile V1) :**

Soit le voile de longueur

$L = 1.25 \text{ m}$

$a = 0.2 \text{ m}$  (épaisseur)

$h_e = 3.06 \text{ m}$  (hauteur d'étage)

Le voile est découpé en 2 mailles horizontales de même longueur  $L^i = 0.625 \text{ m}$  et de section  $S_i = L^i \cdot (a)$ .

- Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3.06 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$  (0.45m : hauteur de la poutre)

**Tableau V.43 :** Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
<b>Longueur de flambement <math>l_f</math></b>	m	$2.61 \times 0.9 = 2.349$	$0.85 \times 2.61 = 2.2185$
<b>Elancement <math>\lambda</math></b>	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 40.68$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 38.43$
<b>Coefficient <math>\alpha</math></b>	/	0.475	0.685
<b>Section réduite <math>B_r</math> (par ml) Avec <math>d = 1\text{m}</math></b>	$\text{m}^2$	$(a - 0.02) = (0.2 - 0.02) = 0.18$	$(a - 0.02)l = (0.2 - 0.02)l = 0.18$
<b>Contraintes limites</b> $\sigma = \frac{N_u \text{ lim}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0.475 \left[ \frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15 \times 0.2} \right]$ $\sigma_{bna} = 10.32$	$\sigma_{ba} = \frac{0.685}{1 \times 0.2} \left( \frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 14.98 \text{ MPa}$

**Remarque:**

$\sigma_{ba} = 14.98 \text{ MPa}$  correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_{et}$

$B_{et} = (0.18) (1) \text{ m}^2$

$A_s = 1.8 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$

**Tableau V.44 :** Calcul des armatures verticales de l'exemple.

<b>Maile (ou élément de voile)</b>	<b>1</b>	<b>2</b>
<b>Dimensions (m<sup>2</sup>) (a * l) = S<sub>j</sub></b>	0.125	0.125
<b>Contrainte moyenne par bande σ<sub>j</sub> (MPa)</b>	4.61	4.66
<b>Force de traction F<sub>t</sub>(N) = σ<sub>j</sub>S<sub>j</sub></b>	0.576	0.582
<b>Section d'acier (cm<sup>2</sup>) <math>A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}</math> (situation accidentelle γ<sub>s</sub> = 1)</b>	11.52	11.65
<b>Aciers minimaux (cm<sup>2</sup>) 1. Selon BAEL: 0,1% S<sub>béton</sub> 2. Selon RPA99: 0,15 % S<sub>béton</sub></b>	1.25 2.5	1.25 2.5
<b>Acier total (sur deux faces en cm<sup>2</sup>) S<sub>i</sub>: espacement (Cm)</b>	$2 \times 7T12$ $= 15.82$ $\frac{62.5}{6} = 10.41$	$2 \times 7T12$ $= 15.82$ $\frac{62.5}{6} = 10.41$
<b>S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 30 cm</b>	vérifié	vérifié

- *Armatures de joint de bétonnage (aciens de couture)*

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1.4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{0.62(200)(625)}{500} 1.4 = 238.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 2.39 \text{ cm}^2$$

- *Aciers horizontaux :*

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0.8 f_e) 0.8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.4 \tau_u = 1.4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1.4 (0.64) (200) (300)}{(0.8) (500) (0.8)} = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (15.82) = 10.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 62.5 = 1.875 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}; A_{h2}; A_{h \min}) = 10.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5T12 = 11.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{625}{4} = 156 \text{ mm}^3$$

On prend :  $S_t = 150 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$  ... vérifié

5. PRESENTATION DES RESULTATS

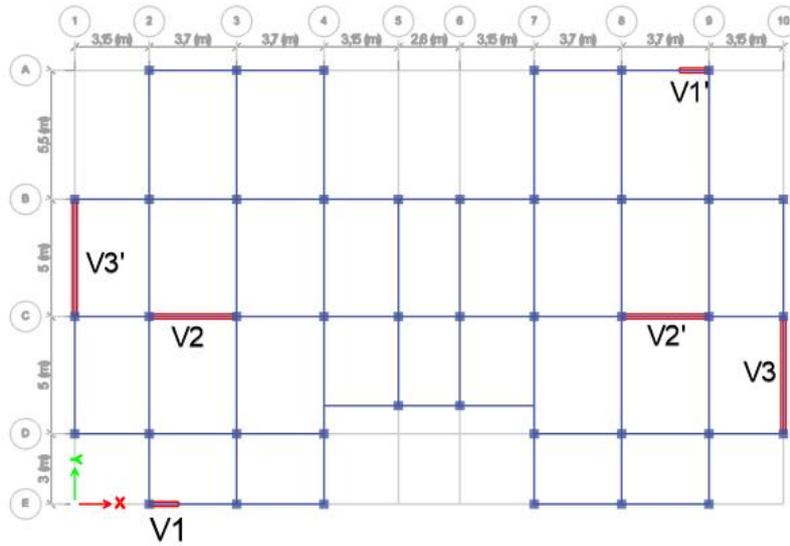


Figure V.4 : Disposition des voiles.

	Li (m)	b (m)	L (m)
Voile V1	0.625	0.2	1.25
Voile V1'	0.625	0.2	1.25
Voile V2	0.925	0.2	3.7
Voile V2'	0.925	0.2	3.7
Voile V3	1	0.2	5
Voile V3'	1	0.2	5

Tableau V.45 : Caractéristiques des voiles.

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge  $G + Q \pm E$ .

*Armature verticale de traction :*

**Tableau V.46 :** Calcul des armatures du voile (V1).

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	AS (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{v\ adop}$	St (cm)
RDC 3 <sup>ème</sup>	1	0,625	0,125	4,61	0,576	11,525	2× 7T12	15.82	10
	2	0,625	0,125	4,66	0,582	11,65	2× 7T12	15.82	10
4 <sup>èm</sup> ... 8 <sup>ème</sup>	1	0,625	0,125	3,25	0,406	8.12	2× 7T10	11.06	10
	2	0,625	0,125	2,81	0,351	7.02	2× 7T10	11.06	10

**Tableau V.47 :** Calcul des armatures du voile (V1').

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	AS (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{v\ adop}$	St (cm)
RDC 3 <sup>ème</sup>	1	0,625	0,125	6.18	0.772	15.45	2× 7T12	15.82	10
	2	0,625	0,125	5.24	0.655	13.1	2× 7T12	15.82	10
4 <sup>èm</sup> ... 8 <sup>ème</sup>	1	0,625	0,125	3.7	0.462	9.25	2× 7T10	11.06	10
	2	0,625	0,125	3.53	0.441	8.82	2× 7T10	11.06	10

**Tableau V.48 :** Calcul des armatures du voile (V2).

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	AS (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{v\ adop}$	St (cm)
RDC 3 <sup>ème</sup>	1	0,925	0,185	11.42	2,11	42,254	2× 7T20	43,96	15
	2	0,925	0,185	5.57	1,03	20,609	2× 5T20	31,4	20
	3	0,925	0,185	5.39	1,00	19,943	2× 5T20	31,4	20
	4	0,925	0,185	11.13	2,06	41,181	2× 7T20	43,96	15
4 <sup>èm</sup> ... 8 <sup>ème</sup>	1	0,925	0,185	4,66	0,86	17,242	2× 7T14	21,56	15
	2	0,925	0,185	2,91	0,54	10,767	2× 5T12	11,3	20
	3	0,925	0,185	2,98	0,55	11,026	2× 5T12	11,3	20
	4	0,925	0,185	4,62	0,85	17,094	2× 7T14	21,56	15

Tableau V.49 : Calcul des armatures du voile (V2').

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	AS (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{v\text{adop}}$	St (cm)
RDC 3 <sup>ème</sup>	1	0,925	0,185	11,12	2,057	41,144	2× 7T20	43,96	15
	2	0,925	0,185	6,36	1,177	23,532	2× 5T20	31,4	20
	3	0,925	0,185	5,9	1,092	21,83	2× 5T20	31,4	20
	4	0,925	0,185	10,97	2,029	40,589	2× 7T20	43,96	15
4 <sup>èm</sup> ... 8 <sup>ème</sup>	1	0,925	0,185	4,82	0,892	17,834	2× 7T14	21,56	15
	2	0,925	0,185	3,21	0,594	11,877	2× 5T12	11,3	20
	3	0,925	0,185	2,97	0,549	10,989	2× 5T12	11,3	20
	4	0,925	0,185	4,25	0,786	15,725	2× 7T14	21,56	15

Tableau V.50 : Calcul des armatures du voile (V3).

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	AS (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{v\text{adop}}$	St (cm)
RDC 3 <sup>ème</sup>	1	1	0,2	8,83	1,766	35,32	2× 6T20	37,68	20
	2	1	0,2	4,48	0,896	17,92	2× 5T16	20,01	25
	3	1	0,2	3,21	0,642	12,84	2× 5T14	15,4	25
	4	1	0,2	4,61	0,922	18,44	2× 5T16	20,01	25
	5	1	0,2	8,45	1,69	33,8	2× 6T20	37,68	20
4 <sup>èm</sup> ... 8 <sup>ème</sup>	1	1	0,2	4,14	0,828	16,56	2× 6T14	18,48	20
	2	1	0,2	2,33	0,466	9,32	2× 5T12	11,3	25
	3	1	0,2	1,72	0,344	6,88	2× 5T12	11,3	25
	4	1	0,2	2,51	0,502	10,04	2× 5T12	11,3	25
	5	1	0,2	3,93	0,786	15,72	2× 6T14	18,48	20

Tableau V.51 : Calcul des armatures du voile (V3').

Hauteur (m)	Mailles	Li (m)	Si (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (MN)	AS (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{v\text{adop}}$	St (cm)
RDC 3 <sup>ème</sup>	1	1	0,2	8,62	1,724	34,48	2× 6T20	37,68	20
	2	1	0,2	4,97	0,994	19,88	2× 5T16	20,01	25
	3	1	0,2	3,19	0,638	12,76	2× 5T14	15,4	25
	4	1	0,2	4,81	0,962	19,24	2× 5T16	20,01	25
	5	1	0,2	8,75	1,75	35	2× 6T20	37,68	20
4 <sup>èm</sup> ... 8 <sup>ème</sup>	1	1	0,2	4,69	0,938	18,76	2× 6T14	18,48	20
	2	1	0,2	2,44	0,488	9,76	2× 5T12	11,3	25
	3	1	0,2	1,69	0,338	6,76	2× 5T12	11,3	25
	4	1	0,2	2,48	0,496	9,92	2× 5T12	11,3	25
	5	1	0,2	4,42	0,884	17,68	2× 6T14	18,48	20

- *Armatures de joint de bétonnages (Acier de couture) :*

Tableau V.52: Calcul des aciers de coutures des voiles.

Voiles	Etage	$\bar{V}$ (KN)	$A_{vj}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_s^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
V1	RDC/3 <sup>ème</sup>	112,00	2,46	2× 2T12	4,52	20
	4 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup>	145,25	3,20	2× 3T12	4,74	20
V1'	RDC/3 <sup>ème</sup>	136,50	3,00	2× 2T12	4,52	20
	4 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup>	164,50	3,62	2× 3T12	4,74	20
V2	RDC/3 <sup>ème</sup>	525,77	11,57	2× 6T12	13,56	20
	4 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup>	362,60	7,98	2× 6T10	9,48	20
V2'	RDC/3 <sup>ème</sup>	512,82	11,28	2× 5T12	11,3	20
	4 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup>	297,85	6,55	2× 5T10	7,9	20
V3	RDC/3 <sup>ème</sup>	470,40	10,35	2× 5T12	11,3	20
	4 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup>	246,40	5,42	2× 4T10	6,32	20
V3'	RDC/3 <sup>ème</sup>	439,60	9,67	2× 5T12	11,3	20
	4 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup>	235,20	5,17	2× 4T10	6,32	20

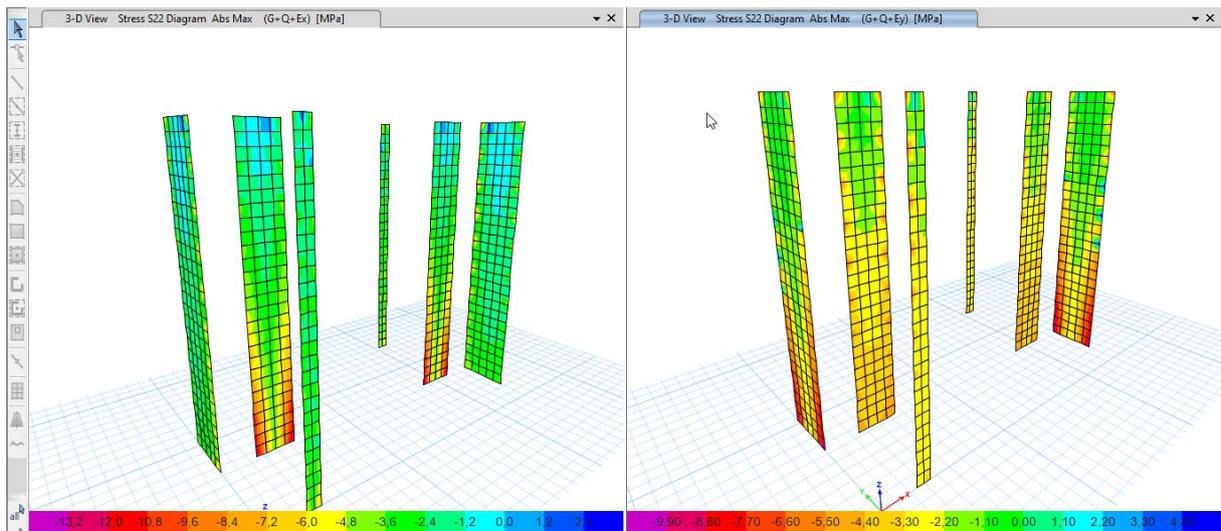
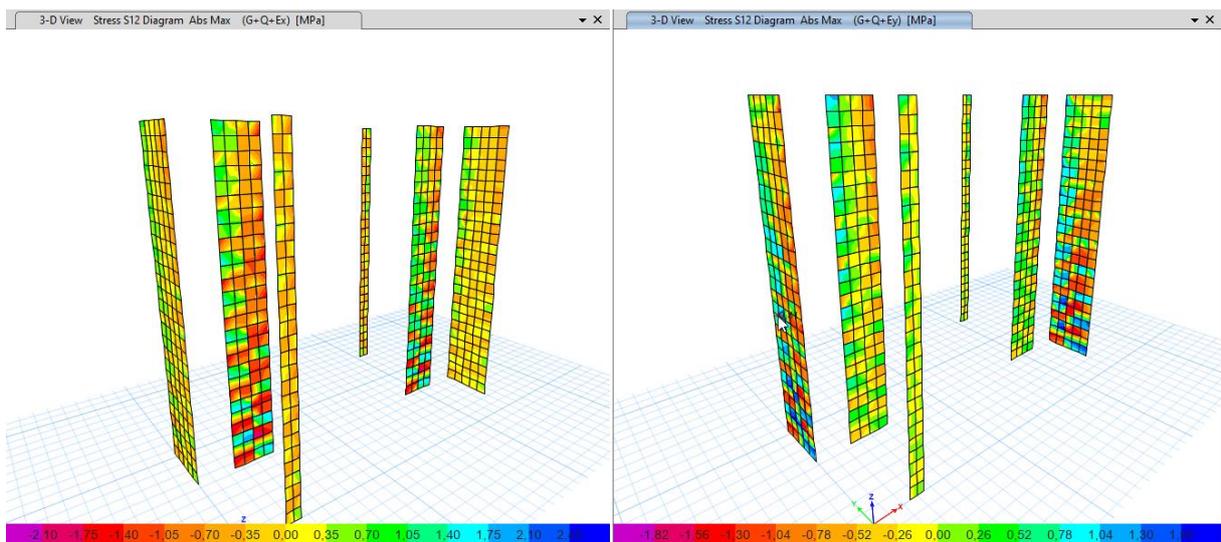
- *Aciers horizontaux :*

Tableau V.53: Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voiles	Etage	$\tau$ (MPa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{ado}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
V1	RDC/3 <sup>ème</sup>	1,134	2,13	10,55	1,88	10,55	2× 5T12	11,3	20
	4 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup>	1,162	2,18	7,37	1,88	7,37	2× 4T12	9,04	20
V1'	RDC/3 <sup>ème</sup>	1,092	2,05	10,55	1,88	10,55	2× 5T12	11,3	20
	4 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup>	1,316	2,47	7,37	1,88	7,37	2× 4T12	9,04	20
V2	RDC/3 <sup>ème</sup>	2,842	5,33	29,31	2,78	29,31	2× 8T16	32,16	20
	4 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup>	1,96	3,68	14,37	2,78	14,37	2× 5T14	15,4	20
V2'	RDC/3 <sup>ème</sup>	2,772	5,20	29,31	2,78	29,31	2× 8T16	32,16	20
	4 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup>	1,61	3,02	14,37	2,78	14,37	2× 5T14	15,4	20
V3	RDC/3 <sup>ème</sup>	2,352	4,41	25,12	3,00	25,12	2× 7T16	28,14	20
	4 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup>	1,232	2,31	12,32	3,00	12,32	2× 4T14	12,32	20
V3'	RDC/3 <sup>ème</sup>	2,198	4,12	25,12	3,00	25,12	2× 7T16	28,14	20
	4 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup>	1,176	2,21	12,32	3,00	12,32	2× 4T14	12,32	20

**Remarque :**

Les résultats de ferrillage trouvés dans les tableaux précédents nous donnent plusieurs modèles de ferrillage. La mise en œuvre de ces modèles sur chantier exige des moyens importants tels que la main d'œuvre qualifiée. Pour éviter tout risque de lacune dans la réalisation on choisira un modèle de ferrillage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaires.

**Figure V.5 :** Contraintes  $\delta_{22}$ .**Figure V.6 :** Contraintes  $\delta_{12}$ .

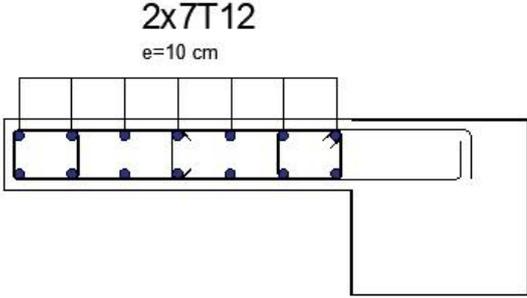


Figure V.7: Ferrailage des voiles (V1 V1', RDC/ 3<sup>ème</sup> ).

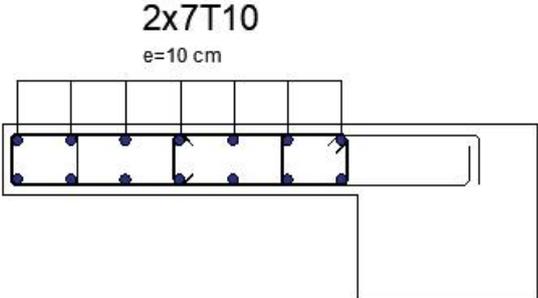


Figure V.8: Ferrailage des voiles (V1 V1', 4<sup>ème</sup> /8<sup>ème</sup>).

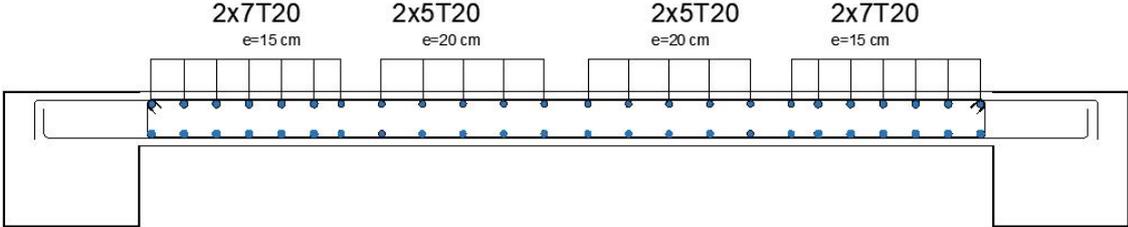


Figure V.9 Ferrailage des voiles (V2 V2' , RDC/ 3<sup>ème</sup>).

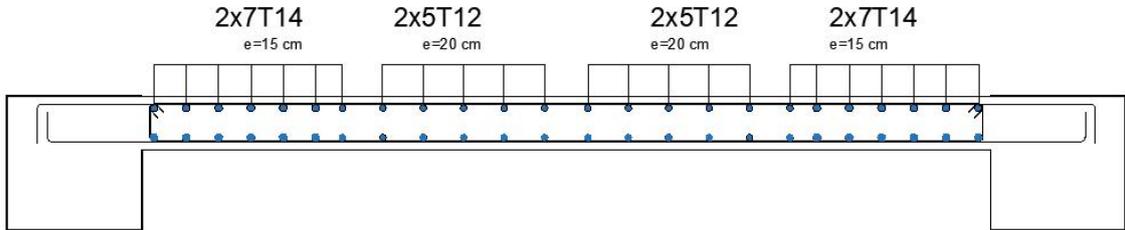


Figure V.10: Ferraillage des voiles (V2 V2' , 4<sup>ème</sup> /8<sup>ème</sup>).

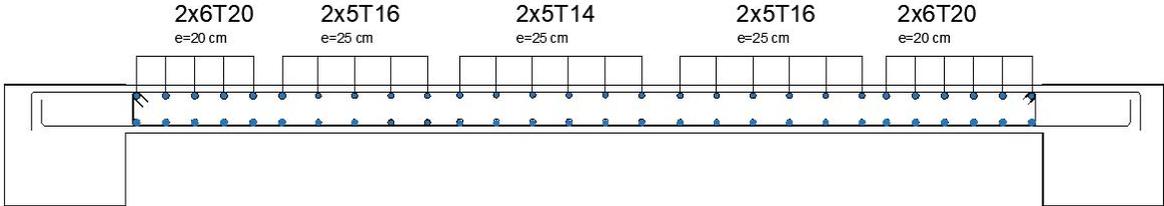


Figure V.11: Ferraillage des voiles (V3 V3' , RDC/ 3<sup>ème</sup>).

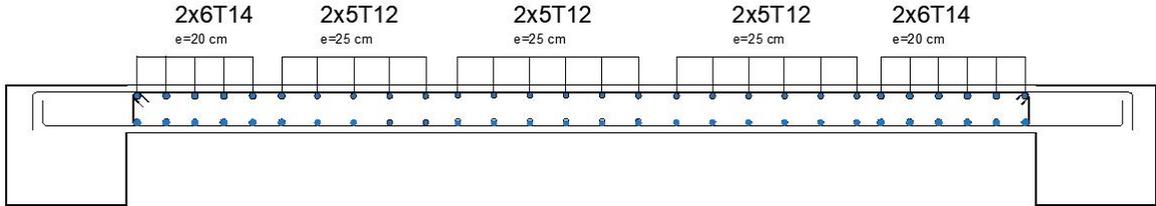


Figure V.12: Ferraillage des voiles (V3 V3' , 4<sup>ème</sup> /8<sup>ème</sup>)

---

# CHAPITRE VI

## ETUDE ET CALCUL DES FONDATIONS

---

**VI.1. Introduction :**

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auxquelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

**VI.2 Choix de type de fondation :**

Choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol  $\sigma_{sol}$
- La classification du sol

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2.0 bars. **(Selon le rapport de sol)**

**VI.3. Calcul des fondations :**

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

**Avec :**

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

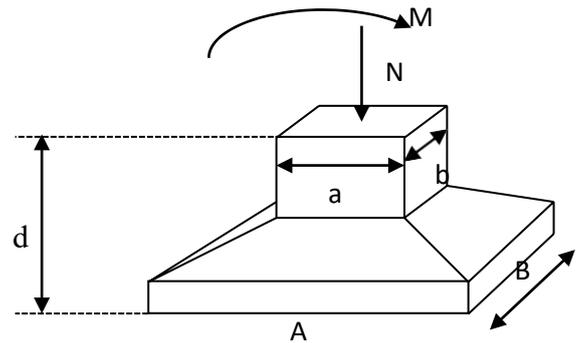
S : Surface de la fondation.

**VI.3.1. Semelle isolée:**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de  $A$  sur  $B$  est égal au rapport  $a$  sur  $b$  :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

$A$  est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$



**Figure VI.1 :** semelles isolée sous poteaux

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

$N=N_1$  (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 1472.4863 \text{ kN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{1472.4863}{200} \Rightarrow S = 7.37 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{7.37} = 2.71 \text{ m} \Rightarrow B = 3.0 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $L_{min} \geq 1.5xB$

Tel que  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{min} = 2.6 \text{ m} < 1.5 \times 3.0 = 4.50 \text{ m}$  .....non vérifie

- **Conclusion:**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

## VI.3.2. Semelles filantes

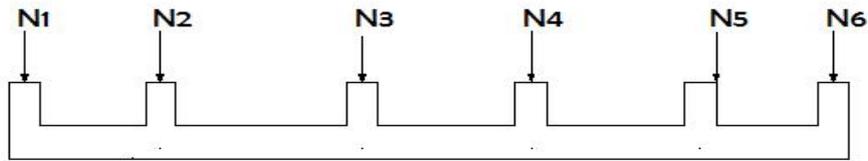


Figure VI.2 : Semelles filantes

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

$B$ : Largeur de la semelle.

$L$ : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes

Files	$N(KN)$	$L(m)$	$B(m)$	$B^{choisie}(m)$	$S_{smll}(m^2)$
1-1	3173.964	10.45	1.52	1.60	16.72
2-2	4138.925	18.95	1.09	1.10	20.845
3-3	5862.911	18.95	1.55	1.60	30.32
4-4	4706.052	18.95	1.24	1.30	24.635
5-5	3193.977	10.45	1.53	1.60	16.72

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $\frac{S(\text{semelles filants})}{S(\text{surface total})} \leq 50\%$

$$\frac{109.24 \times 2}{415.5714} = 52.57\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

**Conclusion :**

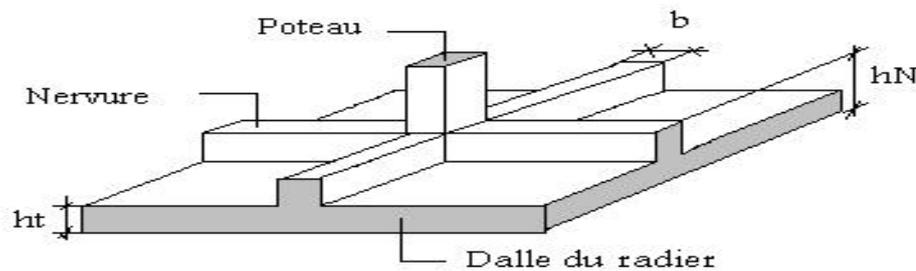
Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

### VI.3.3. Radier générale

#### VI.3.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



**Figure VI.3:** Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

#### VI.3.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que:  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 47788.99kN \\ \sigma_{sol} = 2.0bars \end{cases}$$

$$S_{nec} \geq 238.95 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage  $S_b = 415.5714 \text{ m}^2 > S_{nec}$  (la surface a calculé par AUTOCAD).
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de :  $S_{rad} = 486.7902 \text{ m}^2$

### VI.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure :

#### 1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

$L_{\max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 550\text{cm} \Rightarrow h_1 \geq 27,5\text{cm}$$

On prend : **h=30 cm.**

- **Condition de cisaillement:**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

Avec:  $T_u = \frac{qL}{2}$  ;  $q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}}$

$$N_u = 65501.97 \text{ KN}$$

$$L = 5.5\text{m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} b (0,9\bar{\tau})} = 13.706 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 = 20 \text{ cm}$$

- **Conclusion:**  $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 30\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte  $h = 40 \text{ cm}$ .

#### 2. Nervure :

##### a. La largeur des nervures :

- **Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{550}{10} = 55\text{cm}$$

**Donc :**

$b = 60 \text{ cm}$  dans les deux sens (x-x et y-y).

**b. La hauteur de nervure :**• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a  $L_{\max} = 5.5\text{m}$

$$\Rightarrow 36.67\text{cm} < h_{N1} < 55\text{cm} \quad \text{On prend : } h_{N1} = 50 \text{ cm.}$$

• **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_3 \cdot f_{c28}$$

**Avec :**

$N_u$  = Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u = 2023.382\text{kN}$ )

$U_c$  = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ( $U_c = 2 [(a + b) + 2h]$ )

$a, b$  = Dimensions du poteau du sous-sol (45x45).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

<b><math>h_{N2} \geq 42.72 \text{ cm}</math></b>
--

• **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  Avec:  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E = 11496.76\text{MPa}$ ).

b: Largeur de la semelle ( $b = 100 \text{ cm}$ ).

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K = 4 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K = 4 [\text{kg/cm}^3]$ .

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[ \left( \frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{k \times b}{4E} L_{\max}^4 \right]} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{60} \left[ \left( \frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{0.04 \times 1000}{4 \times 11496.76} \times 5.5^4 \right]} \Rightarrow h \geq 96.615\text{cm}$$

**Tableau VI.2 :** Choix la hauteur de nervure.

$H_{\text{nervure}}$	$I_{\text{nervure}} (\text{m}^4)$	$Le (\text{m})$	$(\pi/2) (Le + a) (\text{m})$	vérification	Observation
1.0	0.0375	3.594	6.36	>5.5	vérifier

On prend :  $h_n=1,0\text{m}$

➤ **Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h = 40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure  $\begin{cases} h_N = 100\text{cm} \\ b = 60\text{cm sens } (x-x) \text{ et } b = 60\text{cm sens } (y-y) \end{cases}$

### VI.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier :

**Tableau VI.3 :** caractéristiques géométriques du radier

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(\text{m})$	$y_G(\text{m})$	$I_{xx}(\text{m}^4)$	$I_{yy}(\text{m}^4)$
14.9995	8.9331	8490.7485	31361.4983

#### a. Vérification de la stabilité du radier:

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

**Avec :**

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$M_0, V_0$  sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

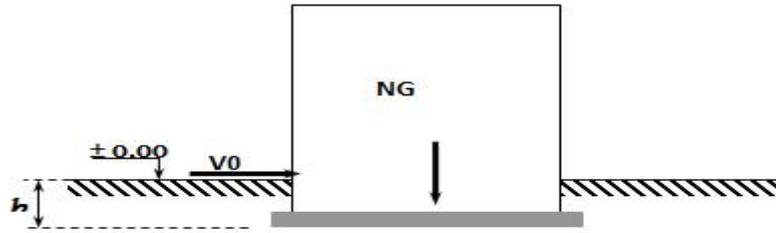


Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment.

- **Sens xx :**

$$M_0 = 11560.36 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 3269.7291 \text{ KN}$$

$$N = N_1 (\text{structure}) + N_2 (\text{poids propre de radier nervuré})$$

$$N_{1\text{ser}} = 47788.987 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1.5 \times 486.7902 = 12169.755 \text{ kN}$$

**Donc:**

$$N = 59958.742 \text{ KN.}$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure:  $h = 3.06 \text{ m}$ .

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 11560.36 + (3269.7291 \times 3.06) = 21565.731 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \times x_G = 899351.15 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 41.71 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Sens yy:**

$$M_0 = 12928.2873 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 4643.2363 \text{ KN}$$

**Donc :**

$$M_R = 19045.429 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \times y_G = 535617.44 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 28.13 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Conclusion:**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ;

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

### b. Calcul des contraintes :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

In-situ et au laboratoire :  $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Les contraintes du sol sont données par :

#### 1. Sollicitation du premier genre:

On doit vérifier que :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{47788.987}{486.7902} = 98.18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 98.18 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### 2. Sollicitation du second genre:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

Avec :

$\sigma_1$  : Contrainte maximale du sol.

$\sigma_2$  : Contrainte minimale du sol.

- Si  $\sigma_2 > 0$ : la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible  $\sigma_{sol}$  ( $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ ).
- Si  $\sigma_2 = 0$ : la Répartition est triangulaire; La contrainte  $\sigma_1$  ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

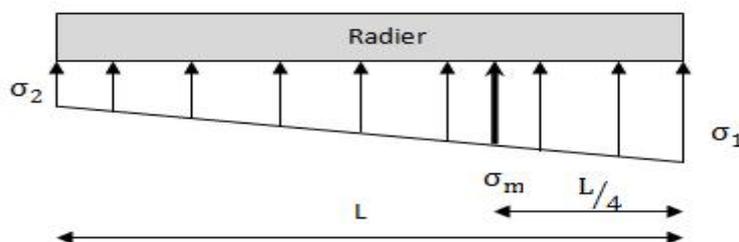


Figure VI.5 : Contraintes sous le radier

Avec :

$$I_{xx} = 8490.7485 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 31361.4983 \text{ m}^4$$

- **ELU:**

$N_u = N_u(\text{structure}) + 1.35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$N_u = 81931.135 \text{ KN}$

$M$  : est le moment de renversement.

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

**Tableau VI.4:** Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	206.407	130.212	187.36
<b>Sens y-y</b>	173.734	162.884	171.02
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

➤ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS:**

$N_{ser} = 59958.742 \text{ KN}$

**Tableau VI.5:** Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	161.269	85.075	142.22
<b>Sens y-y</b>	128.597	117.747	125.88
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

- **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **Détermination des sollicitations les plus défavorables:**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivante:

- **ELU:**  $\sigma_u = 187.36 \text{ kN/m}^2$

- **ELS:**  $\sigma_{ser} = 142.22 \text{ kN/m}^2$

**VI.3.3.2. Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 50cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 150 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

**a. Ferrailage de la table du Radier :****1. Détermination des efforts:**

Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- Moment en travée:  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis:  $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appuis)} \end{cases}$

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée:  $\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x ; M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis:  $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \end{cases}$

Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée:  $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis:  $M_a = 0,5M_0$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

**2. Valeur de la pression sous radier :**

- **ELU :**  $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 187.36kN/m$
- **ELS :**  $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 142.22kN/m$

**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 :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

**3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $\nu=0$ ) :**

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec :  $L_x = 3.7m; L_y = 5.5m$

Alors :  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{5.5} = 0,67 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.6:** Calcul des moments à l'ELU.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
3.7	5.5	0.67	0.0723	0.3895	187.36	185.45	157.63	72.23	61.4	55.64

**Tableau VI.7:** Calcul des moments à l'ELS.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_s$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
3.7	5.5	0.67	0.078	0.5469	142.22	151.87	129.09	83.06	70.6	75.935

#### 4. Calcul de ferrailage :

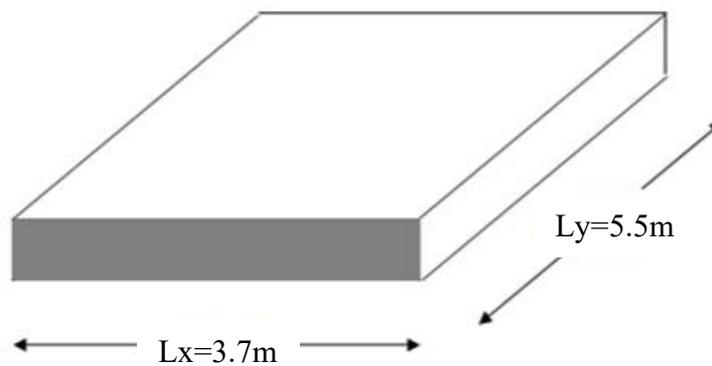
Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2.4\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$  ;

$f_c=500\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=435\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=40\text{cm}$  ;

$d=0,9h=36\text{cm}$ , fissuration non préjudiciable.



**Figure VI.6:** Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

**Tableau VI.8:** Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t$
Travée	x-x	157.63	0.072	0.094	34.65	10.46	10T14	15.39	20
	y-y	61.4	0.028	0.036	35.49	3.98	10T14	15.39	20
Appui	x-x	55.64	0.026	0.033	35.53	3.61	10T14	15.39	20
	y-y								

#### ➤ Espacement:

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

#### ❖ En travée :

##### • Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte  $S_t=20$  cm.

- Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend  $S_t=20$  cm

- ❖ Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend  $S_t=20$  cm.

### 5. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97\text{cm}^2 \dots\dots \text{Vérifier}$$

### Vérification des contraintes à l'ELS :

**Tableau VI.9 : Vérification des contraintes (radier).**

	Sens	$M_{\text{ser}}(\text{KN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_s (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s (\text{MPa})$	Vérification
Travée	x-x	129.09	15.39	5.90	18	248.10	250	verifier
	y-y	70.60	15.39	3.23	18	135.7	250	verifier
Appui	x-x	75.935	15.39	3.47	18	145.9	250	verifier
	y-y							

### Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m<sup>2</sup>**.

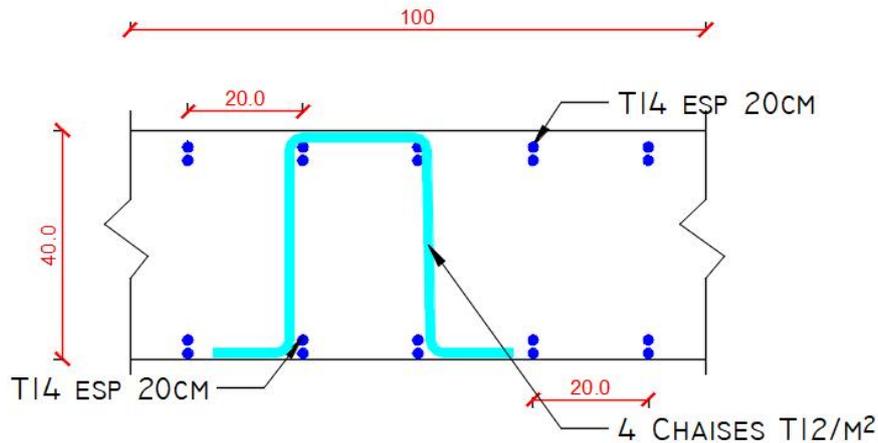


Figure VI.7: Ferrailage de la Dalle du Radier.

### b. Ferrailage des Nervures :

#### 1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,5M_0$$

#### 2. Calcul des armatures longitudinales :

$$b = 60\text{cm} ; h = 100\text{cm} ; d = 90\text{cm} .$$

#### Sens porteur (y-y) :

$$L = 5.5\text{m} ; q_u = 187.36\text{kN/ml} .$$

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures sens (y-y).

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	602.19	0.073	0.095	86.58	15.99	5T20+5T14	23.40
Appuis	354.23	0.043	0.055	88.02	9.26	5T20+5T14	23.40

#### • Sens non porteur (x-x) :

$$L = 3.7\text{m} ; q_u = 187.36\text{kN/ml}$$

**Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures sens (x-x)**

	M <sub>u</sub> (kNm)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	272.53	0.033	0.042	88.49	7.08	5T20+5T14	23.40
Appuis	160.31	0.02	0.026	89.07	4.14	5T20+5T14	23.40

**a. Vérifications nécessaires :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

Nous avons : q<sub>ser</sub>=142.22 KN/ml

**Tableau VI.12: Vérification des contraintes (Nervure).**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	206.87	17.75	2.70	18	108.60	250	verifier
	y-y	457.1	17.75	5.96	18	239.90	250	verifier
Appui	x-x	121.69	10.05	1.59	18	63.90	250	verifier
	y-y	268.88	10.05	3.51	18	141.10	250	verifier

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : τ<sub>u</sub> ≤ τ̄<sub>u</sub> = Min (0,1 f<sub>c28</sub> ; 4 MPa) = 3 MPa

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{187.36 \times 5.5}{2} = 515.24 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{515.24 \times 10^3}{600 \times 900} = 0.954 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99 :**

\*  $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e}$  (K = 1 pas de reprise de bétonnage)

\* S<sub>t</sub> ≤ Min(0,9d; 40cm) = 40cm

\*  $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 2.0\text{cm}$$

$$f_c = 500\text{MPa} ; \tau_u = 0.954\text{MPa} ; f_{t28} = 2.4\text{MPa} ; b = 60\text{cm} ; d = 90\text{cm}$$

On trouve :

- $S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots$  Zone nodale.
- $S_t = 30\text{cm} \dots \dots \dots$  Zone courante.

$$A_t \geq 2.7\text{cm}^2$$

**On prend : 6T8 = 3.02cm<sup>2</sup>**

➤ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins 3cm<sup>2</sup> /ml pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction (h=150 cm).

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 0.6 = 1.8\text{cm}^2$$

**On opte : 3T12 = 3.39cm<sup>2</sup>**

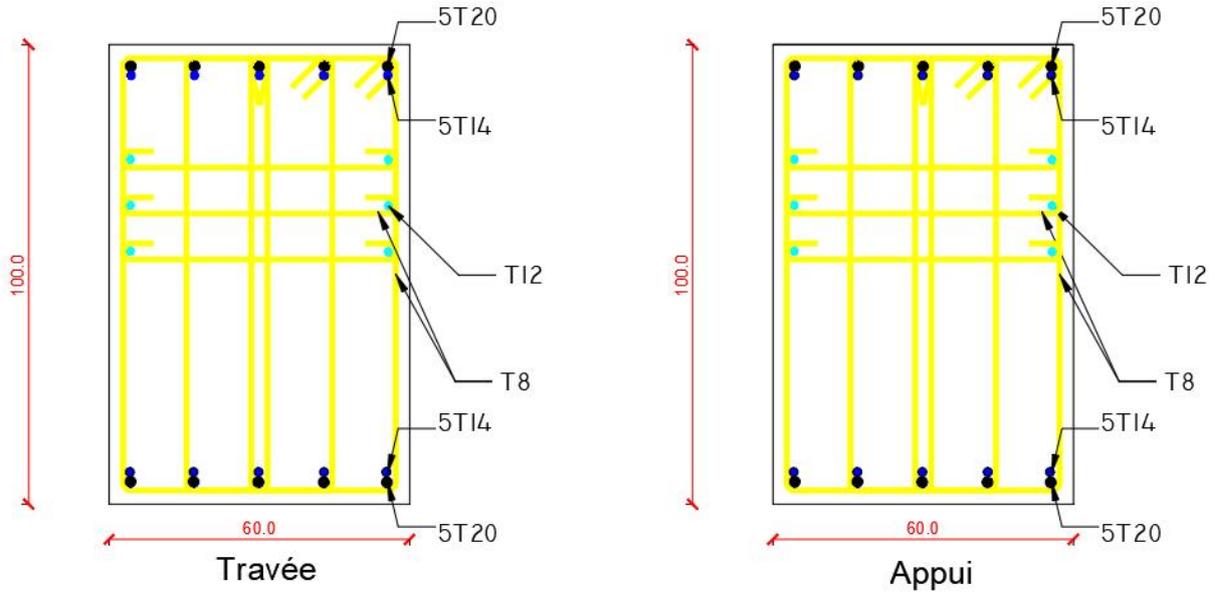


Figure VI.8: Ferrailage des nervures du sens porteur et non porteur.

### 6. Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

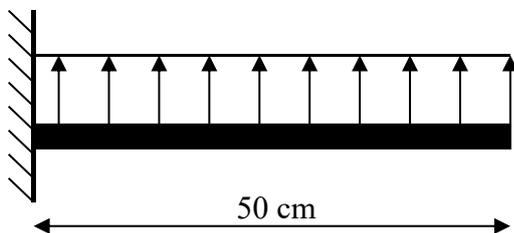


Figure VI.9: Schéma statique du débord



Figure VI.10: Diagramme des Moments.

#### ➤ Evaluation des charges et surcharges:

E.L.U :  $q_u = 187.36 \text{ kN/ml}$  → Pour une bande de 1m.

E.L.S :  $q_{ser} = 142.22 \text{ kN/ml}$  → Pour une bande de 1m.

➤ **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

• **E.L.U** :  $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 93.68 \text{KN.m}$

$$T_u = -q_u \cdot L = -187.36 \text{KN}$$

• **E.L.S** :  $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 71.11 \text{kN.m}$

$$T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -142.22 \text{KN}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).  
Avec :  $b = 100 \text{cm}$ ,  $h = 50 \text{cm}$ ,  $d = 36 \text{cm}$ ,  $f_{c28} = 30 \text{MPa}$ ,  $f_{bc} = 17 \text{MPa}$ .

**Tableau. VI.13 : Ferrailage du débord**

$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
93.68	0.043	0.055	35.21	6.12	5T20	15.71

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 b.d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.97 \text{cm}^2 < 15.71 \text{ vérifié.}$$

esp=25cm .

➤ **Armature de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 3.93 \text{cm}^2 \leq A_r \leq 7.86 \text{cm}^2$$

On adopte : 4T14=6.16 cm<sup>2</sup>,

$S_T = 15 \text{cm}$ .

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3 \text{MPa}$

**Avec :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u l = 187.36 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{187.36 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.52 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$q_{ser}=142.22 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = 71.11 \text{ kN.m}$$

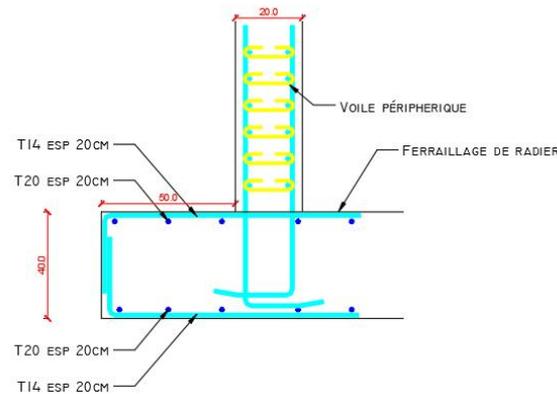
Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

**Tableau. VI.14:** Vérification des contraintes du débord

M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
71.11	15.71	3.79	18	139.40	250	OK



**Figure VI.12:** Ferrailage du Débord

#### VI.4. Etude du voile périphérique :

##### VI.4. 1.Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

##### VI.4 .1. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

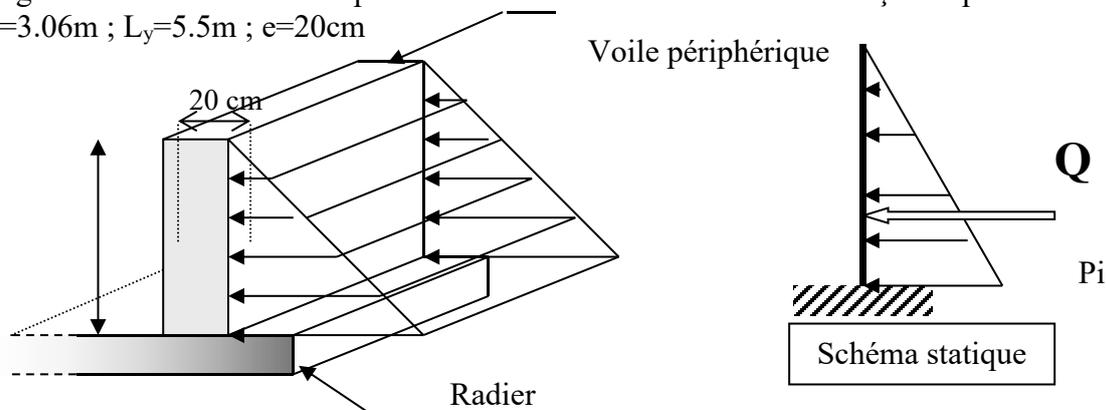
- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - Epaisseur  $e \geq 15 \text{ cm}$
  - ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.

- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :  $B=15$  cm (Section du voile).

#### VI.4. 2. Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.  $L_x=3.06$ m ;  $L_y=5.5$ m ;  $e=20$ cm



**Figure VI.12:** Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

**BAEL91 modifié 99**, la charge de poussées des terres est donnée par

$$P_i = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

Avec :

$P_i$  = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$k_0$  = Coefficient de poussée =  $\text{tg}^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right]$ .

$\gamma_h$  = Poids spécifique des terres ( $\gamma_h=21,4\text{kN/m}^3$ ).

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai =  $40,6^\circ$ .

$$\varphi = 40,6^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,2116$$

$$\text{Donc } P_i = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 25.81\text{kN/ml} \Rightarrow P_u = 1.35P_i = 34.44\text{kN/ml}$$

### 3. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,56 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,088 ; \mu_y=0,25$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 15.42 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3.86 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx}=0,75M_x=11.57 \text{ kNm}$$

$$M_{ty}=0,75M_y= 2.9 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=7.71 \text{ kNm}$$

➤ **Calcul du Ferrailage :**

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; \sigma_{bc}=17\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.15 : Ferrailage du Voile Périphérique.**

	Sens	Mu	μ	α	Z	Ascal	Choix	Asadp	St
Travée	x-x	11.57	0.022	0.028	17.8	1.5	6T12	6.79	15
	y-y	2.9	0.006	0.008	17.95	0.38	6T12	6.79	15
Appui	x-x	7.71	0.014	0.018	17.88	1	4T12	4.52	25
	y-y								

**a. Condition de Non Fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,99 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

**b. Condition exigées par le RPA99/version 2003 :**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

**c. Vérification de l'Effort Tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,5MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 27.1kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 19.08kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 27.1kN$$

$$\tau_u = \frac{27.1 \times 10^3}{1000 \times 18} = 0,15MPa < 1,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**d. Vérification à l'ELS :****a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,56 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 13.86kN/ml$$

$$\mu_x = 0,0923$$

$$\mu_y = 0,4254$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 11.98kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5.1kNm$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 8.99kNm$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 3.83kNm$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 5.99kN$$

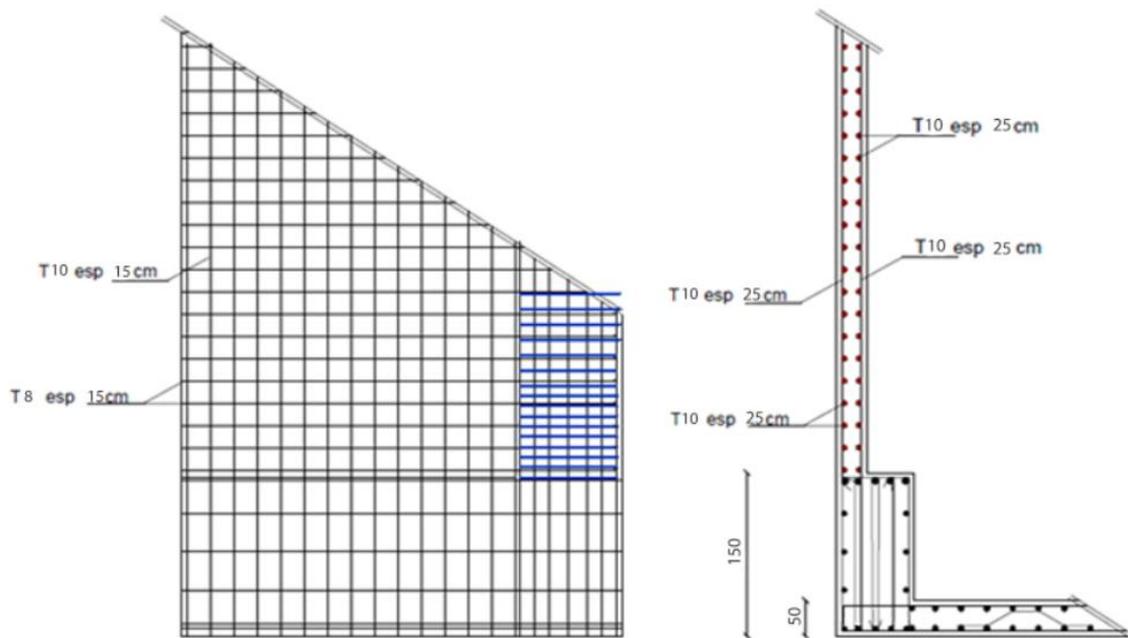
**b. Vérification des contraintes:**

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau VI.16 :** Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	8.99	6.79	2.22	18	120.10	250	verifier
	y-y	3.83	6.79	0.94	18	51.20	250	verifier
Appui	x-x	5.99	4.52	1.48	18	80.00	250	verifier
	y-y							



**Figure VI.13:** Ferrailage du Voile Périphérique.

## Conclusion générale

---

### **VII. Conclusion générale :**

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation, de les approfondir en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents (**ETABS (version 18.0.2)**, **SOCOTEC**, **EXPERT**), et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion ; la première c'est de nous servir comme élément de référence, la seconde, il servira peut-être comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

# Références bibliographiques

---

## Références bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

### ➤ Règlements :

- [1] :BAEL91 modifié : béton armé aux états limites.
- [2] :RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne
- [3] :CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme
- [4] : DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges)
- [5] :D.T " EUROCODE 2".
- [6] : BA13NF120/260.
- [7].Y L Liew. Quality Control Testing of Plasterboard for Bracing Applications , The University of Melbourne and Swinburne University of Technology,2008.
- [8].Liew YL, Duffield CF and Gad EF. 2002. The influence of plasterboard clad walls on the structural behavior of low rise residential buildings. The Electronic Journal of Structural Engineering, 2: 1–16.
- [9]. ( [Liew, Y. L. (2004). Plasterboard as a bracing material: from quality control to wall performance. PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Melbourne.)
- [10]. ( Saifullah.I and Gad .I and al .,Structural Behaviour Of Ceiling Diaphragms In Steel –Framed Residential Structure ,australasian structural engineering conference 23-25noveber 2016brisbane ).

### ➤ Logiciels :

- ETABS 18.0.2 .....Analyse des structures
- AUTOCAD 2018.....Dessin
- EXCEL 2016.....Calcul.
- WORD 2016.....Traitement du texte.
- SOCOTEC et EXPERT... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple).

**ORGANIGRAMME -I-**

**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

**LES DONNEES**  
Caractéristique du béton et  
l'acier  
Sollicitation  $M_u$

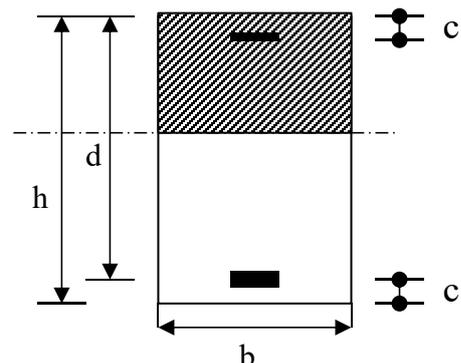
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



**Situation durable :**

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

**Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

Oui ( $A_s' = 0$ )

Non ( $A_s' \neq 0$ )

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c)/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

Oui

Non

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,50/100 \cdot \left[ \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

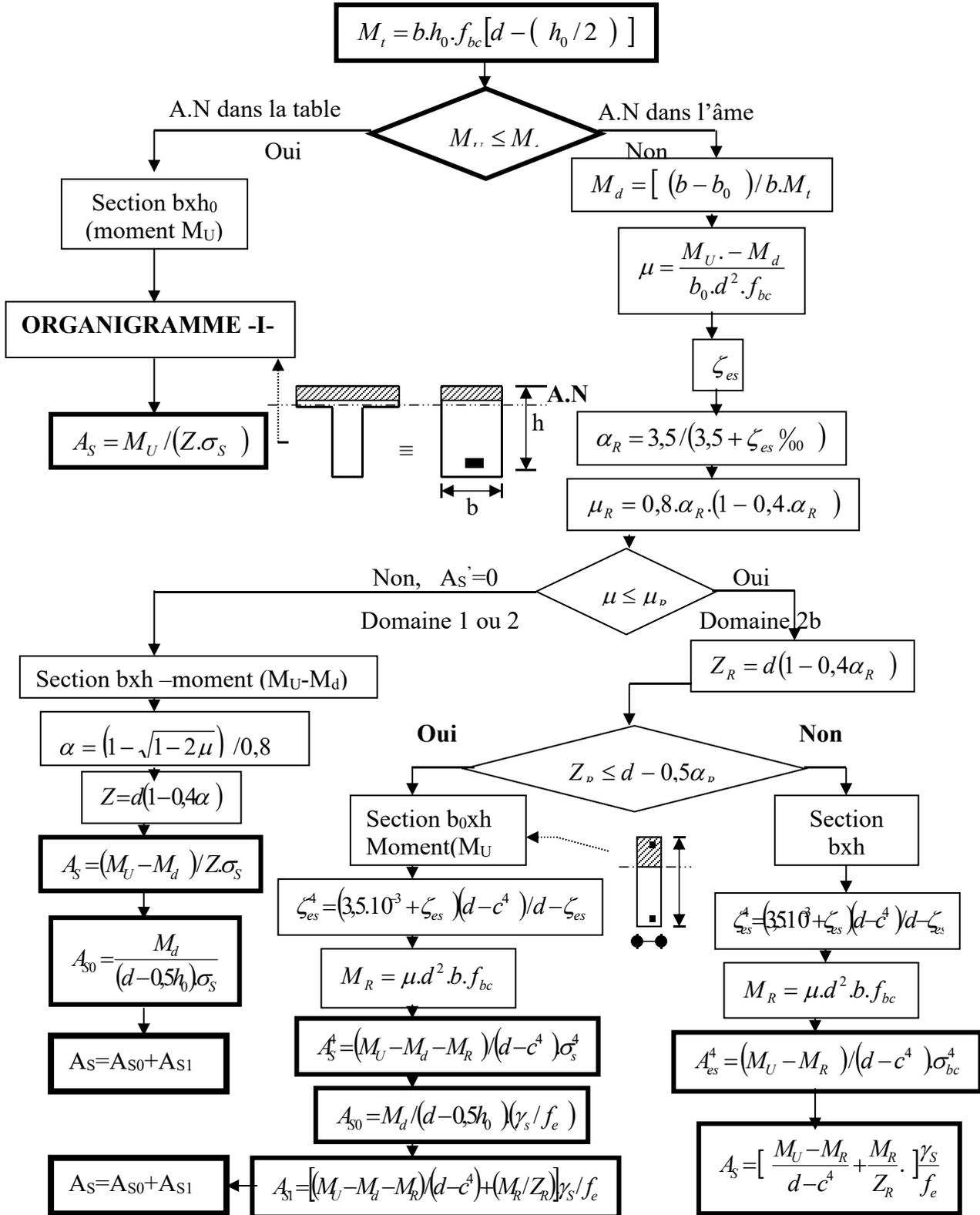
$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d-c) \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[ \frac{M_U - M_R}{(d-c)} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

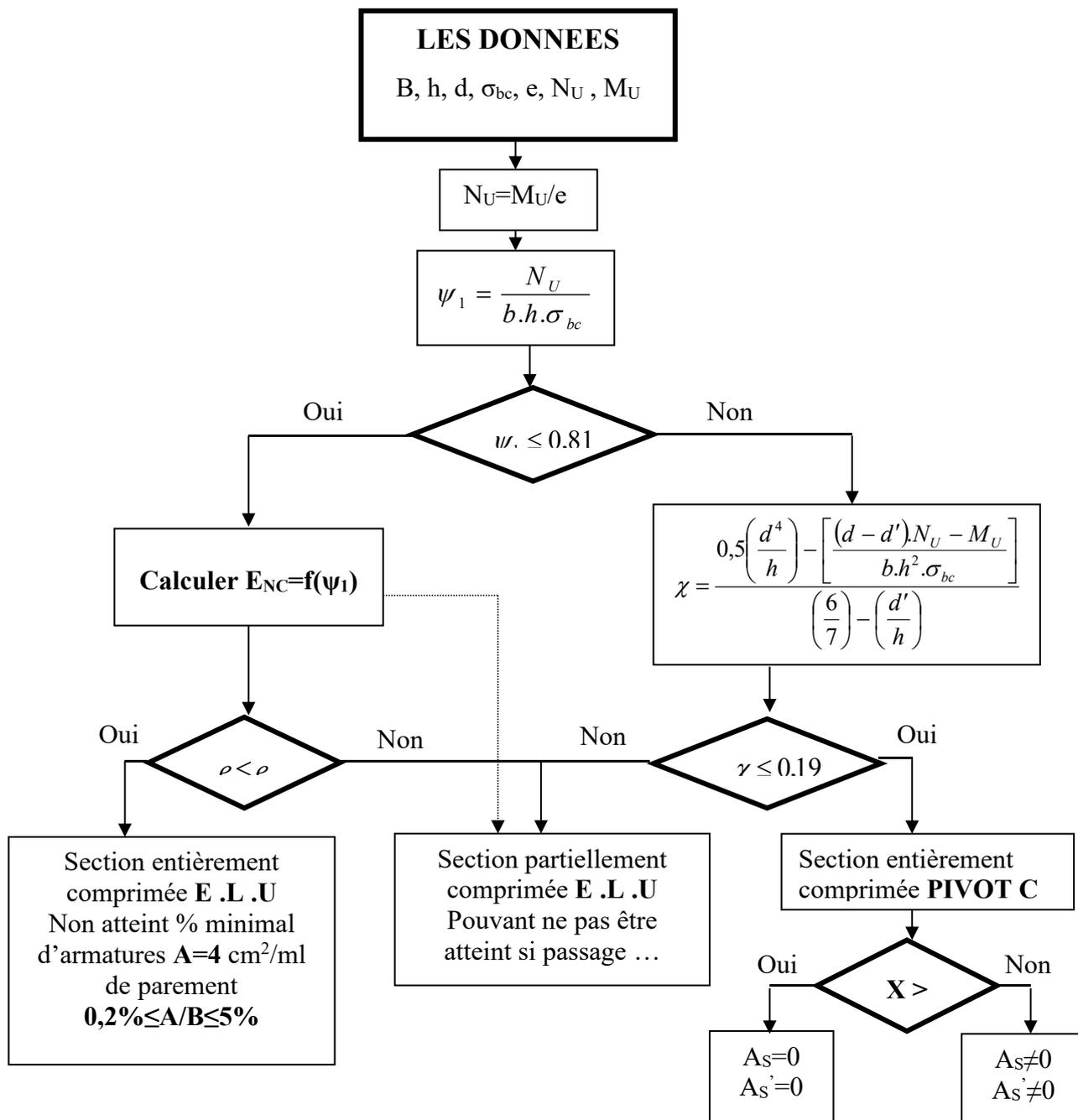
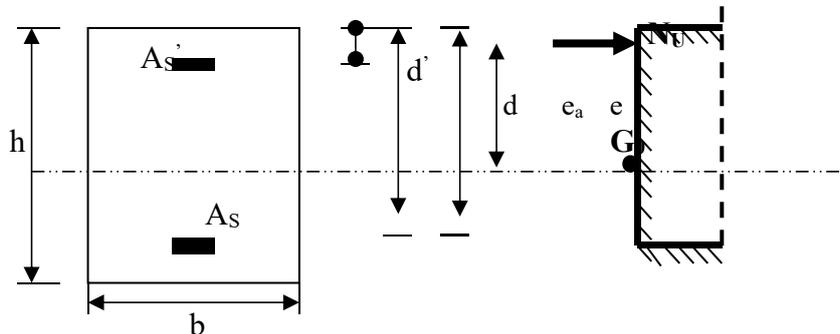
**ORGANIGRAMME -II-**

**CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



**ORGANIGRAMME -III-**

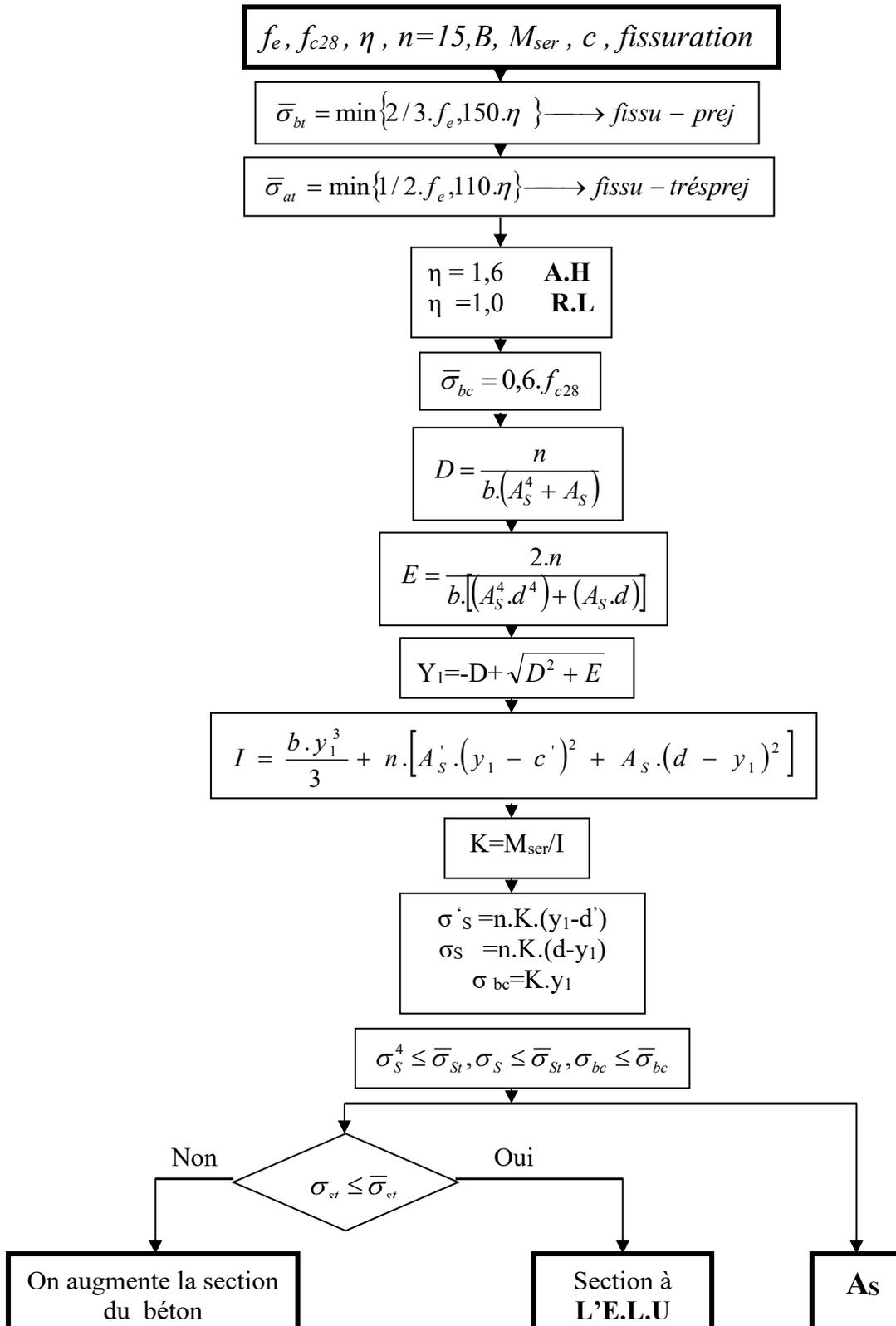
**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



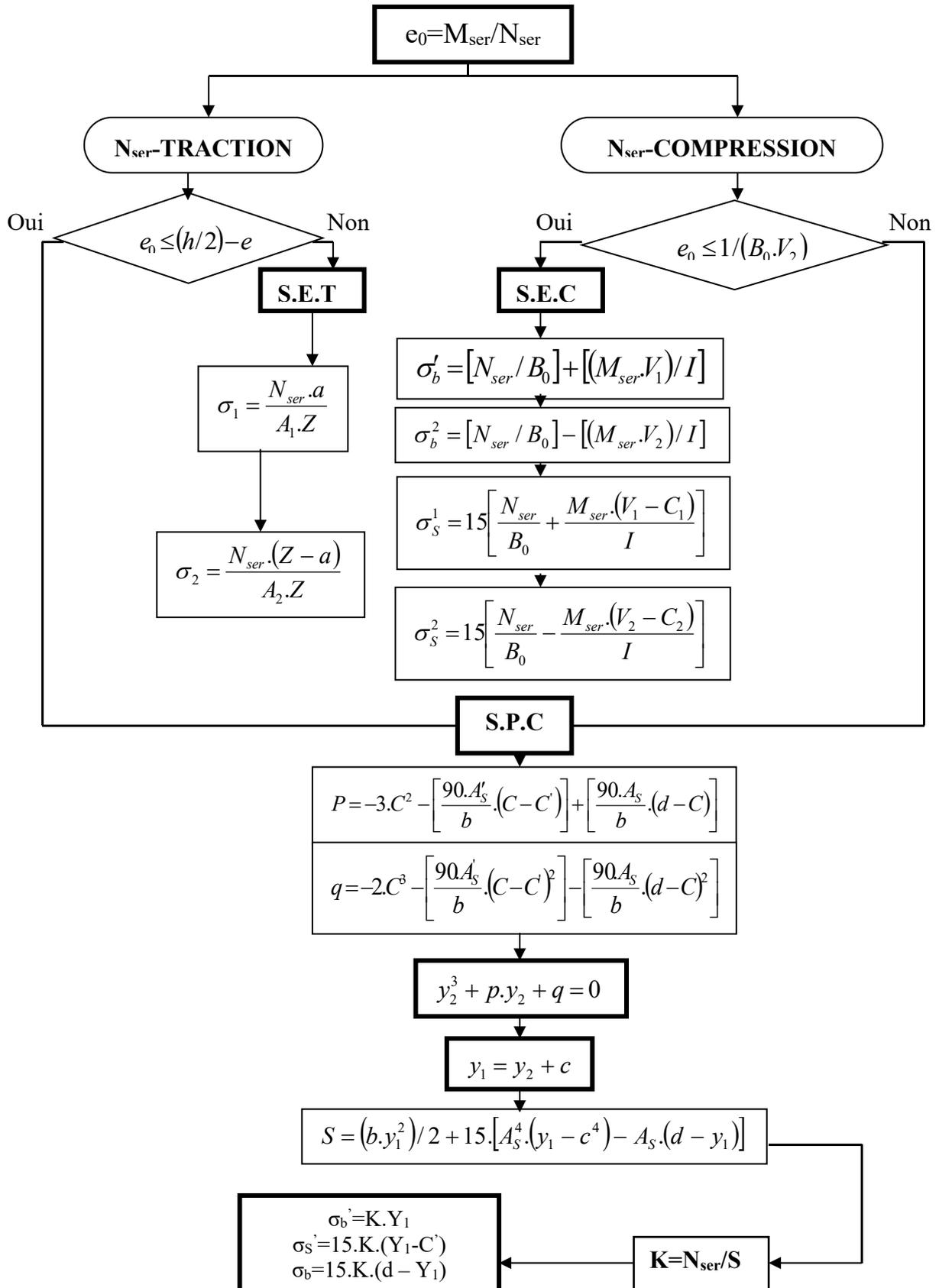
# Annexe I

## ORGANIGRAMME -IV-

### VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S



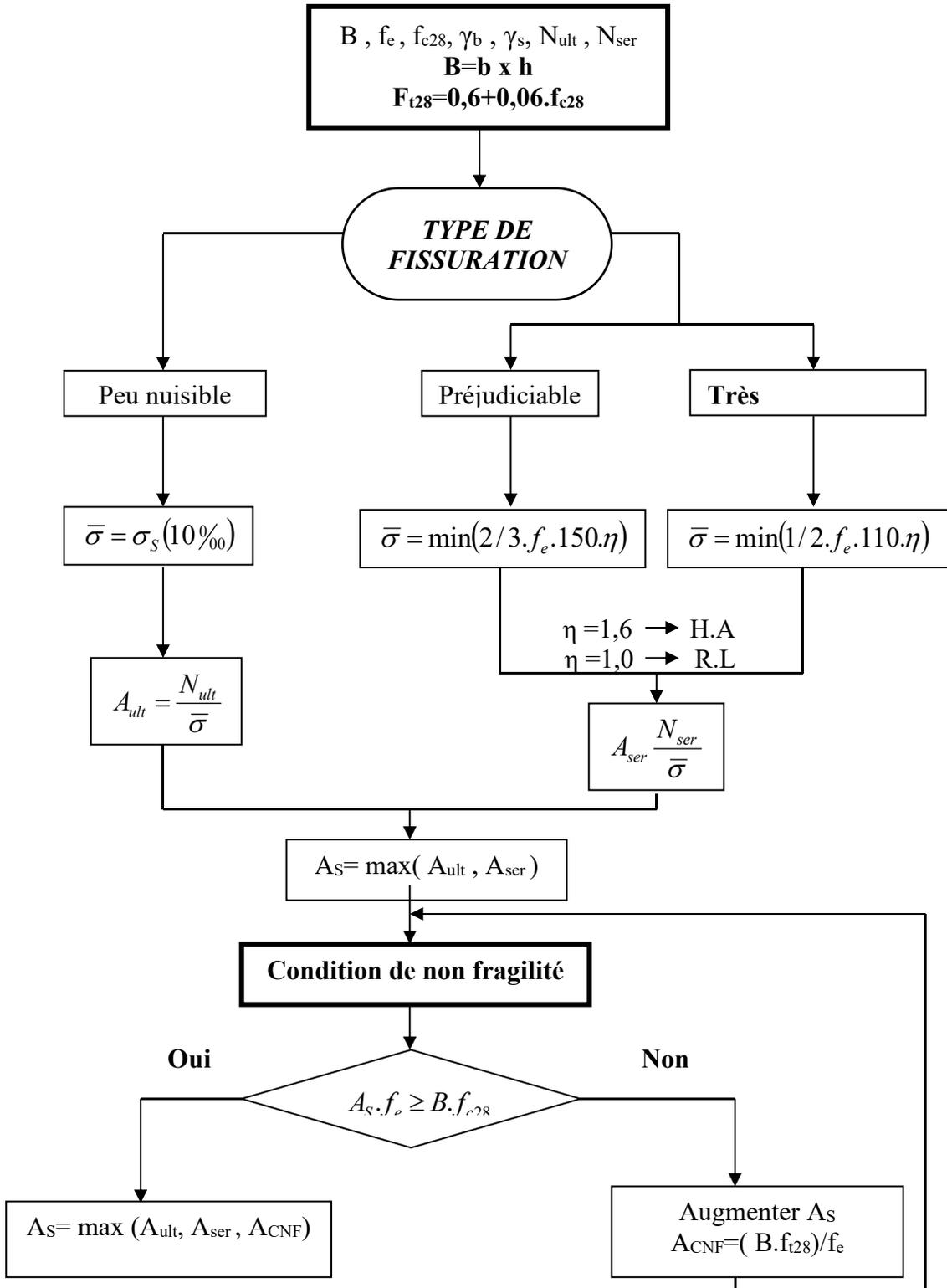
**ORGANIGRAMME-V-**  
**FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S**



# Annexe I

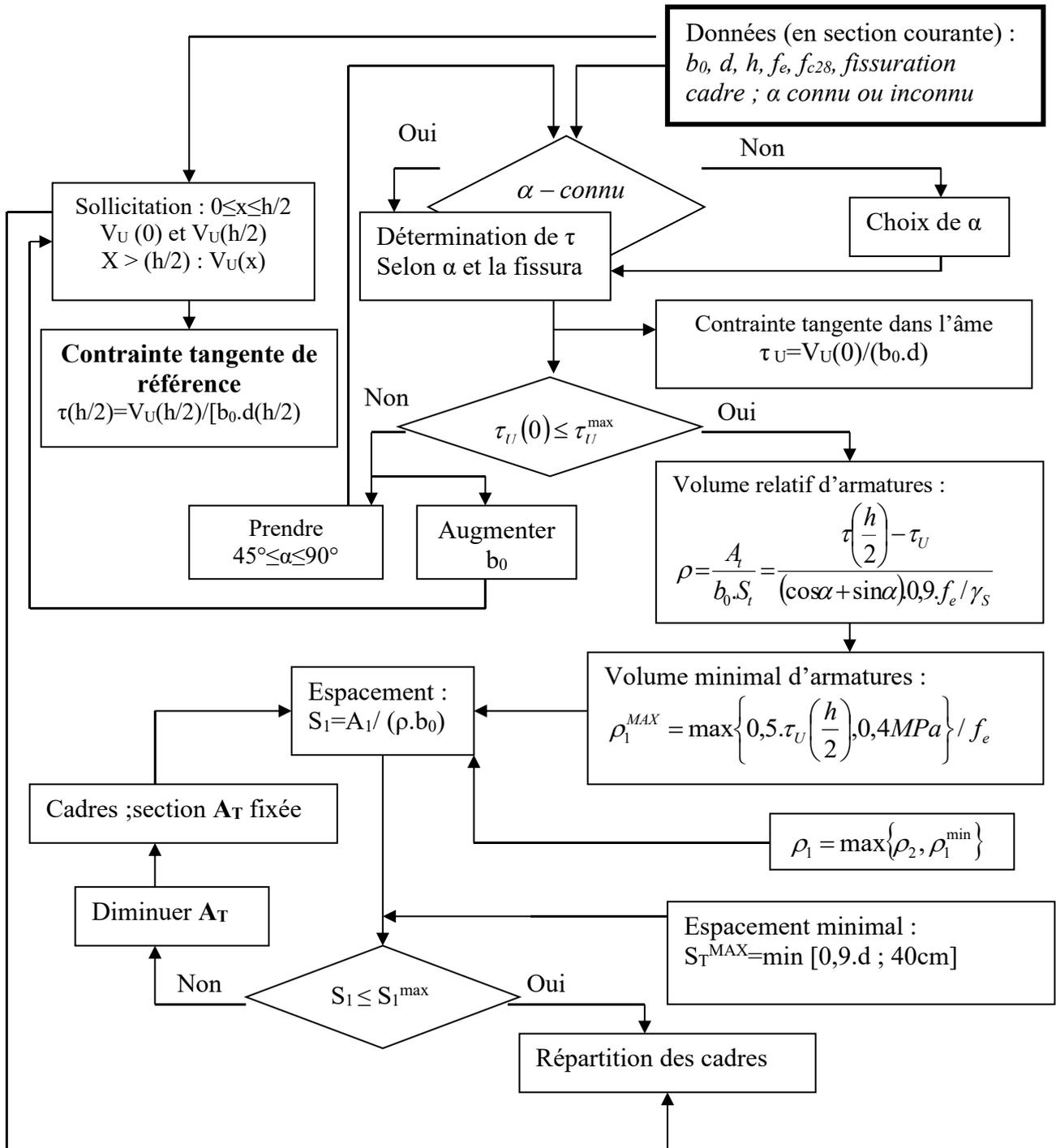
## ORGANIGRAMME -VI-

### TRACTION SIMPLE



**ORGANIGRAMME -VII-**

**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**



## Annexe I

### Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre $\phi$ en mm

N \ $\phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

### Tableau des armatures

# Annexe I

## Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.0110	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