

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
جامعة -البليدة 1-  
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا  
Faculté de Technologie  
قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج  
**MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL**

Pour l'Obtention du diplôme de

**MASTER EN GENIE CIVIL**

Spécialité : Structure

**Thème**

**ETUDE D'UN BATIMENT EN RDC+9 ETAGES+4 SOUS-SOL EN BETON  
ARME.**

Présenté par :

**M<sup>elle</sup>. ARAB FATMA ZOHRA**

**M<sup>elle</sup>. DIALLO MARIAMA**

Devant les membres de jury :

**M<sup>me</sup>: CHORFA Cherifa**

U. Saad Dahleb-Blida

Presidente

**M<sup>me</sup>: HAMMAT Sihem**

U. Saad Dahleb-Blida

Examinatrice

**M<sup>me</sup>: BERBAR Djida**

U. Saad Dahleb-Blida

Promotrice

**Blida, 2022**

## ∞ REMERCIEMENTS

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

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le Clément et le Miséricordieux qui nous a donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*À nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tous le long de notre cursus universitaire.*

*À notre promotrice : Mme **Berbar Djida** de nous avoir encadrée et accordée son entière disponibilité d'une part, et de nous avoir fourni toute sa clairvoyance quant à l'orientation et les précieux conseils qui nous ont été d'un très grand apport, d'autre part. Nous avons beaucoup appris au cours du travail grâce à vous*

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

*À tous les enseignants de **L'Université SAAD DAHLEB BLIDA**, et particulièrement les Enseignants du département de **Génie civil** qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.*

*À tous nos amis pour leur aide, patiences, leur compréhension et leur encouragement.*

*Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à notre formation de près ou de loin,*

# *Dédicaces*

*C'est avec une profonde gratitude et en toute sincérité que je dédie ce modeste travail de fin d'études,*

*A mes **chers parents** qui ont été toujours à mes côtés pour m'encourager, me motiver et me pousser d'aller de l'avant et être au sommet de ce qu'ils désirent et d'être ce que je suis actuellement. Je leur suis redevable.*

*A mon regret **grand père** que j'aurais voulu tant qu'il soit avec moi aujourd'hui pour élever le chapeau du mon succès.*

*A mes chères sœurs **Ryma, Maya**, et mes petites jumelles **Ania et Rania** pour leur soutien et leur inquiétude.*

*A mes tantes et mes oncles pour leurs encouragements durant mon parcours.*

*A mon binôme **Diallo Mariama** pour sa complétude sa patience, sa compréhension, son honnêteté et son sérieux travail. À l'occasion j'adresse mes sincères salutations à toute sa famille.*

*Je tiens à remercier profondément notre promotrice **M<sup>me</sup> Berbar Djida** pour son soutien, son aide et pour ses expériences qu'elle a partagée avec nous.*

*A tous mes **amis et amies** qui m'ont souhaité la réussite dans mon projet.*

*Mes remerciements s'adressent également à tous les formateurs et encadreurs pour leur bienveillance et leur guide tout au long de ce projet.*

**ARAB FATMA ZOHRA**

## *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce mémoire,*

*A mes parents qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études, ce projet de fin d'étude représente donc l'aboutissement du soutien et encouragement qu'ils m'ont prodigués tout au long de ma scolarité, qu'ils en soient remerciés par cette modeste dédicace.*

*A mes frères et sœurs : **Alphanouh, Fatoumata, Belco, kadidia et Abdoulaye** en signe de reconnaissance et de gratitude pour leurs soutiens.*

*A mon binôme **Arab fatma zohra**, pour sa patience, les moments de découverte et de compréhension communs et pour notre sincère amitié. J'adresse à l'occasion mes salutations à elle et toute sa famille.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **Mme Berbar Djida**, pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*

*A mes ami(e)s : **Djenebou, Fatoumata, Aminata, Astan, Alhousseyni, Mohamed et Souleymane** qui n'ont cessé de me soutenir.*

*Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail, nous vous disons merci également*

**DIALLO MARIAMA.**

## ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي+9+أربعة اقبية بولاية تيبازة المصنفة ضمن المناطق الزلزالية حسب رقم القواعد الجزائرية III لمقاومة الزلازل هذا المشروع محقق بواسطة العارضات والأعمدة والجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية ومقاومتها لكل الحمولات العمودية والأفقية. قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل

المعدل في 2003 (*RPA99 version 2003*) ومقياس الاسمنت المسلح (*CBA93*). تم اجراء التحليل الزلزالي للهيكل بواسطة برنامج الحساب الانشائي للعناصر المحدودة ETABS .

## RESUME

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en **R+9+4SS** à usage multiple dans la wilaya de Tipaza. Cette région est classée en **zone sismique III** selon le *RPA99 version 2003*.

Cet ouvrage est une structure mixte (portique-voiles) en béton armé, le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au *CBA93* et *RPA99 version 2003*. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul de structures par éléments finis **ETABS**.

## ABSTRACT

This project deals with the study of a building with basement and **R+9+4SS** in the Tipaza wilaya. This is classified in a high **seismicity region (III)** according to the Algerian seismic rules *RPA99 version 2003*.

This construction is a mixed building (frame-walls) in reinforced concrete, the dimension of the bearing elements were elaborated according to the *CBA93* and *RPA99 version 2003*. The three-dimensional seismic analysis was conducted by **ETABS** computer program.

# SOMMAIRE

**Remerciements**

**Dédicace**

**Résumé**

**Liste des symboles**

**Liste des figures**

**Liste des tableaux**

**Plans**

**INTRODUCTION GENERALE.....1**

## **CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

I.1 INTRODUCTION.....3

I.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE .....3

I.2.1 Caractéristiques géométriques.....3

I.2.2 Ossature .....4

I.2.3 Classification du bâtiment selon (*RPA 99 versions 2003*) .....4

I.2.4 Plancher .....4

I.2.5 Escaliers.....5

I.2.6 Maçonnerie.....5

I.2.7 Acrotères .....5

I.2.8 Ascenseur .....5

I.3 CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX .....5

I.3.1 Béton .....5

I.3.2 Aciers.....9

I.4 HYPOTHESES DE CALCUL : ..... 11

## **CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT**

II.1 INTRODUCTION ..... 13

II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS ..... 13

II.2.1 Dalle en corps creux..... 13

II.2.2 Dalle pleine (parking) ..... 14

II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES ..... 14

II.3.1 Charges permanentes .....	14
II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible (corps creux) .....	14
II.3.1.2 Plancher étage courant (corps creux) .....	15
II.3.1.3 Plancher sous-sol (dalle pleine) .....	16
II.3.1.4 Maçonnerie .....	16
II.3.2 Charges d'exploitation .....	17
II.4 PRE DIMENSIONNEMENT .....	17
II.4.1 Les poutres .....	17
II.4.2 Les poteaux .....	19
II.4.3 Les voiles .....	31

### **CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**

III.1 ACROTÈRE .....	33
III.1.1 Introduction .....	33
III.1.2 Evaluation des charges .....	33
III.1.3 Calcul des efforts .....	34
III.1.4 Ferrailage de l'acrotère .....	35
III.1.5 Vérification de la section d'acier selon « bael 91 modifié 99 » [1] .....	36
III.1.6 Armatures de répartitions .....	36
III.1.7 Vérification à L'E.L.S .....	37
III.1.8 Vérification de l'effort tranchant .....	39
III.2 ETUDE DES PLANCHERS .....	40
III.2.1 Introduction .....	40
III.2.2 Plancher en corps creux .....	40
III.3 ESCALIER .....	58
III.4.1 Introduction .....	58
III.4.2 Définition des éléments d'un escalier .....	58
III.4.3 Evaluation des charges .....	60
III.4.4 Détermination des efforts internes .....	61

III.4.5	Calcul des armatures.....	63
III.4.6	Vérifications .....	63
III.4	BALCONS.....	68
III.5.1	Introduction.....	68
III.5.2	Evaluation des charges .....	69
III.5.3	Calcul des ferrailages.....	70
III.5.4	Vérifications .....	71

## **CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

IV.1	INTRODUCTION .....	74
IV.2	ETUDE SISMIQUE .....	74
IV.2.1	La méthode de calcul.....	75
IV.2.2	Analyse spectrale.....	75
IV.2.3	Résultante des forces sismiques de calcul.....	76
IV.2.4	Vérification des déplacements latéraux inter étages .....	78
IV.3	CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE PROPRES .....	79
IV.3.1	Résultats de l'analyse dynamique.....	79
IV.3.2	Résultantes des forces sismiques .....	80
IV.3.3	Vérification des déplacements inter étage .....	81
IV.3.4	Résultantes des forces sismiques .....	83
IV.3.5	Vérification des déplacements inter étage .....	84
IV.3.6	Vérification du critère de l'effort normal réduit :.....	84
IV.3.7	Justification vis-à-vis de l'effet P-delta-(les effets du second ordre).....	85
IV.3.8	Justification du choix du coefficient de comportement .....	86
IV.3.9	Résultantes des forces sismiques .....	88
IV.3.10	Vérification des déplacements inter étage .....	89
IV.3.11	Vérification du critère de l'effort normal réduit :.....	90
IV.3.12	Justification vis-à-vis de l'effet P-delta-(les effets du second ordre).....	90
IV.3.13	Justification du choix du coefficient de comportement .....	91

## **CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS**

V.1	FERRAILLAGE DES POUTRES.....	94
-----	------------------------------	----

V.1.1	Introduction .....	94
V.1.2	Les combinaisons de charges .....	94
V.1.3	Recommandation du rpa99 version 2003.....	94
V.1.4	Calcul du ferrailage .....	95
V.1.4.1	Poutre porteuse (40x 50).....	96
V.1.4.2	Poutre non porteuse (30x 40).....	97
V.1.5	Condition de non fragilité .....	98
V.1.6	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service .....	99
V.1.7	Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant.....	101
V.1.8	Recouvrement des armatures longitudinales .....	103
V.1.9	Arrêt des barres [1].....	103
V.1.10	Vérification de la flèche .....	103
V.2	FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	106
V.2.1	Introduction.....	106
V.2.2	Combinaison d'action.....	106
V.2.3	Recommandation selon <i>rpa99 version 2003</i> .....	107
V.2.4	Ferrailage des poteaux sous-sol .....	110
V.2.5	Choix des armatures .....	112
V.2.6	vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	112
V.2.7	Vérification de l'effort tranchant .....	114
V.2.7.1	Vérification de la contrainte de cisaillement .....	114
V.2.7.2	Ferrailage transversal des poteaux.....	115
V.2.8	LONGUEUR DE RECOUVREMENT : .....	117
V.3	Ferrailage des voiles .....	119
V.3.1	Méthode des contraintes .....	119
V.3.2	Introduction au ferrailage des voiles .....	120
V.3.3	Justification s sous sollicitations normales .....	121
V.3.4	Procédure De Ferrailage Des Trumeaux. ....	125
V.3.4.1	Introduction : .....	125

V.3.4.2	Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux) :.....	125
V.3.4.3	Aciers Horizontaux.....	127
V.3.4.4	Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :.....	127
V.4	PRESENTATION DES RESULTATS .....	131

## **CHAPITRE VI : ETUDE DU SOL ET CALCUL DES FONDATIONS**

VI.1	Introduction .....	137
VI.2	Choix de type de fondation.....	137
VI.3	Calcul des fondations.....	137
VI.3.1	Semelle isolée.....	138
VI.3.2	Semelles filantes.....	139
VI.3.3	Radier générale.....	140
	<b>CONCLUSION</b> .....	159

### **Bibliographie**

### **Annexe**

# ***LISTE DES SYMBOLES***

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement
- $a$  : Plus petite dimension d'une section transversale
- $a$ - $b$  : Dimensions En Plans D'un Poteau
- $A.N$  : Axe neutre
- $A_{max}, A_{min}$  : Section d'acier maximale Et minimale
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A'_s$  : Section d'aciers comprimés
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton, Largeur d'une table De compression.
- $B_0$  : Section homogène totale
- $b_0$  : Largeur D'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T.
- $B_r$  : Section réduite
- $\phi$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $\bar{q}$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $C_c$  : Coefficient de compression.
- $C_s$  : Coefficient de sur consolidation.
- $q_{dyn}$  : Pression dynamique.
- $q_{réf}$  : Pression dynamique de référence.
- $F_{fr}$  : Force de frottement.
- $R$  : Force résultante.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.

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

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

$N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.

$N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

$T_u$  : Effort tranchant ultime.

$T$  : Effort tranchant, Période.

$S_t$  : Espacement.

$\lambda$  : Elancement géométrique.

$e$  : Epaisseur, Indice des vides.

$e_0$  : Excentricité par rapport au centre de gravité du béton

$N_q, N_\gamma, N_c$  : Facteurs de portance.

$F$  : Force concentrée.

$f$  : Flèche.

$\bar{f}$  : Flèche admissible.

$D$  : Fiche d'ancrage.

$h$  : Hauteur totale d'une section

$h_0$  : Hauteur d'une table de compression

$L$  : Longueur ou portée.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$I_p$  : Indice de plasticité.

$I_c$  : Indice de consistance.

$l_r$  : Longueur de recouvrement

$l_s$  : Longueur de scellement

$W$  : Teneur en eau, Poids total de la structure.

$S_r$  : Degré de saturation.

$\gamma_d$  : Poids volumique sèche.

$\gamma_h$  : Poids volumique humide.

$\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé.

$d$  : Hauteur utile.

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

$M_u$  : Moment à l'état limite ultime.

$M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.

$M_t$  : Moment en travée.

$M_a$  : Moment sur appuis.

$M_{ay}$  : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/y.

$M_{ax}$  : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/x.

$M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

$I$  : Moment d'inertie.

$i$  : rayon de giration

$f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.  
 $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.  
 $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.  
 $M$  : Moment, Masse.  
 $n=15$  : coefficient d'équivalence  
 $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.  
 $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.  
 $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.  
 $P$  : Rayon moyen.  
 $F_{bc}$  : Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton  
 $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.  
 $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.  
 $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.  
 $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier  
 $K$  : Coefficient de raideur de sol.  
 $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène, Longueur fictive.  
 $P_{ser}$  : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S.  
 $P_u$  : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U.  
 $\pi$  : Coefficient de fissuration.  
 $\mu$  : Coefficient de frottement acier /béton.  
 $\nu$  : Coefficient de poisson ; effort normal réduit.  
 $\varepsilon_{bc}$  : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.  
 $\varepsilon_s$  : Allongement relatif des aciers tendus.  
 $\varepsilon_{sc}$  : Raccourcissement relatif des aciers comprimé.  
 $\varepsilon_{si}$  : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul.

# ***LISTE DES FIGURES***

Figure I. 1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU. ....	8
Figure I. 2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS .....	9
Figure I. 3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU. ....	10
Figure II. 1: « Dalle en corps creux ». ....	13
Figure II. 2: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux. ....	15
Figure II. 3: Coupe verticale du plancher courant à corps creux.....	15
Figure II. 4: Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.....	16
Figure II. 5: Constituants d'un mur extérieur .....	16
Figure II. 6: section réduite du poteau.....	20
Figure II. 7: coupe de voile en élévation. ....	31
Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère. ....	33
Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère. ....	34
Figure III. 3: Diagrammes des efforts à l'ELU. ....	35
Figure III. 4: Coupe horizontale d'un acrotère. ....	35
Figure III. 5: position de centre de pression .....	37
Figure III. 6: Ferrailage de l'acrotère .....	39
Figure III. 7: Coupe du plancher en corps creux .....	40
Figure III. 8: Dimensions De La Poutrelle .....	41
Figure III. 9: Les étaielements.....	45
Figure III. 10: Diagramme Moment fléchissant à ELU.....	46
Figure III. 11: Diagramme Moment fléchissant à ELS. ....	47
Figure III. 12: Diagramme Effort tranchant à ELU.....	47
Figure III. 13: Diagramme Moment fléchissant à ELU.....	48
Figure III. 14: Diagramme Moment fléchissant à ELS. ....	48
Figure III. 15: Diagramme Effort tranchant à ELU.....	48
Figure III. 16: ferrailage des poutrelles en travée et en appuis. ....	56
Figure III. 17: Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	57
Figure III. 18: Dimensions de l'escalier. ....	58
Figure III. 19: Schéma statique de l'escalier. ....	59
Figure III. 20: Schéma statique du chargement de l'escalier. ....	61

Figure III. 21: Diagramme du Moment fléchissant à L'ELU.....	62
Figure III. 22: Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS .....	62
Figure III. 23: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU .....	62
Figure III. 24: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS .....	62
Figure III. 25: ferrailage des escaliers .....	67
Figure III. 26: schéma statique du chargement du balcon.....	68
Figure III. 27: Croquis de ferrailage des balcons.....	72
Figure IV. 1: Spectre de réponse .....	75
Figure IV. 2: model initial .....	79
Figure IV. 3: model 1 .....	82
Figure IV. 4: model final .....	87
Figure V. 1: arrêts des barres.....	103
Figure V. 2: résultats de flèches poutre porteuse.....	104
Figure V. 3: résultats de flèches poutre non porteuse.....	104
Figure V. 4: Ferrailage des poutres.....	105
Figure V. 5: Ferrailage des poteaux .....	118
Figure V. 6: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	121
Figure V. 7: Définition de l'élément mur.....	121
Figure V. 8: murs non raidi latéralement.....	122
Figure V. 9: Niveau de vérification.....	124
Figure V. 10: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	126
Figure V. 11: Disposition des Armatures verticales dans les voiles.....	128
Figure V. 12: Disposition des voiles.....	131
Figure V. 13: Ferrailage des voiles.....	134
Figure VI. 1: Semelles isolée sou poteaux .....	138
Figure VI. 2: Semelles filantes.....	139
Figure VI. 3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	140
Figure VI. 4: Schéma statique du bâtiment.....	144
Figure VI. 5: Contraintes sous le radier.....	146
Figure VI. 6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité.....	150
Figure VI. 7: Ferrailage de la Dalle du Radier.(sensx-x) .....	151

Figure VI. 8: Ferrailage de la Dalle du Radier.(sensy-y) .....	152
Figure VI. 9: Ferrailage des nervures .....	155
Figure VI. 10: Schéma statique du débord .....	155
Figure VI. 11: Diagramme des Moments. ....	155
Figure VI. 12: Ferrailage du Débord. ....	157

# ***LISTE DES TABLEAUX***

Tableau II. 1: Dégression des surcharges des charges d'exploitations.....	22
Tableau II. 2: récapitulatif de la descente de charges sur le poteau central. ....	23
Tableau II. 3: Choix des sections des poteaux.....	23
Tableau II. 4: Choix finals des sections des poteaux central.....	24
Tableau II. 5: récapitulatif de la descente de charges sur le poteau de rive. ....	26
Tableau II. 6: Choix des sections des poteaux.....	26
Tableau II. 7: Choix finals des sections des poteaux rive. ....	27
Tableau II. 8: récapitulatif de la descente de charges sur le poteau d'angle. ....	29
Tableau II. 9: Choix des sections des poteaux.....	29
Tableau II. 10: Choix finals des sections des poteaux angle. ....	30
Tableau III. 1: Calcul des efforts internes (M, T).....	46
Tableau III. 2: Calcul des efforts internes (M, T).....	47
Tableau III. 3: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	49
Tableau III. 4: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis. ....	49
Tableau III. 5: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS. ....	52
Tableau III. 6: Récapitulatif du calcul de la flèche.....	53
Tableau III. 7: Charges à l'ELU et l'ELS.....	61
Tableau III. 8: Calcul du ferrailage. ....	63
Tableau III. 9: Vérification à l'ELS.....	65
Tableau III. 10: Vérification de la flèche de l'escalier. ....	66
Tableau III. 11: Récapitulatif de la vérification des flèche ....	67
Tableau III. 12: Combinaison des charges. ....	69
Tableau III. 13: Valeurs des efforts internes. ....	70
Tableau III. 14: Ferrailage du balcon. ....	70
Tableau III. 15: Vérification des contraintes du balcon. ....	72
Tableau IV. 1: Facteur de qualité ....	78
Tableau IV. 2: Récapitulatif des valeurs trouvées ....	79
Tableau IV. 3: Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	80
Tableau IV. 4: Vérification de la résultante de forces sismique.....	81

Tableau IV. 5: Vérification des déplacements inter étages du mode initial .....	81
Tableau IV. 6: Période et facteurs de participation massique du model 1 .....	82
Tableau IV. 7: Vérification de la résultante de forces sismique.....	84
Tableau IV. 8: Vérification des déplacements inter étages du mode initial .....	84
Tableau IV. 9: Vérification du critère de l'effort normal réduit.....	84
Tableau IV. 10: Vérification du critère de l'effort normal réduit corrigé .....	85
Tableau IV. 11: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta .....	86
Tableau IV. 12: Période et facteurs de participation massique du model final .....	87
Tableau IV. 13: Vérification de la résultante de forces sismique.....	89
Tableau IV. 14: Vérification des déplacements inter étages du modèl final .....	89
Tableau IV. 15: Vérification du critère de l'effort normal réduit.....	90
Tableau IV. 16: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta .....	91
Tableau V. 1: Ferrailage des poutres porteuses (40x50) (Situation Durable). .....	96
Tableau V. 2: Ferrailage des poutres porteuses (40x50) hors voiles (Situation Accidentelle)	96
Tableau V. 3: Ferrailage des poutres porteuses avec voiles (situation accidentelle) .....	96
Tableau V. 4: Choix des armatures pour les poutres porteuses hors voiles (40x 50).....	97
Tableau V. 5: Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Durable). .....	97
Tableau V. 6: Ferrailage des poutres non porteuses hors voiles (30x40) (situation accidentelle).....	97
Tableau V. 7: Ferrailage des poutres non porteuses avec voiles (situation accidentelle) .....	98
Tableau V. 8: Choix des armatures pour les poutres non porteuses hors voiles (30x 40).....	98
Tableau V. 9: Vérification de la condition de non fragilité.....	99
Tableau V. 10: Vérification vis-à-vis de L'état limite de service .....	100
Tableau V. 11: Vérification des poutres porteuses à l'ELS .....	100
Tableau V. 12: Vérification vis-à-vis de L'état limite de service .....	100
Tableau V. 13: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS .....	101
Tableau V. 14: Vérification de la contrainte de cisaillement. ....	101
Tableau V. 15: Calcul des armatures transversales. ....	102
Tableau V. 16: Moment fléchissant et section d'armatures. ....	103
Tableau V. 17: Moment fléchissant et section d'armatures .....	104
Tableau V. 18: Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax Nmin, Mcorr). .....	108
Tableau V. 19: Ferrailages des poteaux situation durable (Mmax,Ncorr). .....	108
Tableau V. 20: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax Nmin,Mcorr). .....	109

Tableau V. 21: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M_{max}, N_{corr}$ ). .....	109
Tableau V. 22: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N_{max}, N_{min}, M_{corr}$ ). .....	109
Tableau V. 23: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M_{max}, N_{corr}$ ). .....	110
Tableau V. 24: ferrailage des poteaux sous-sol.....	112
Tableau V. 25: Choix des armatures des poteaux. ....	112
Tableau V. 26: Vérification des contraintes pour les poteaux.....	113
Tableau V. 27: Vérification des contraintes pour les poteaux.....	113
Tableau V. 28: Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement. ....	115
Tableau V. 29: Espacements maximales selon RPA99. ....	116
Tableau V. 30: Le choix des armatures transversales. ....	117
Tableau V. 31 Valeurs de ( $l_f/l$ )......	122
Tableau V. 32: calcul de la contrainte limite $\sigma_{u \text{ lim.}}$ . ....	123
Tableau V. 33: Aciers verticaux et horizontaux. ....	124
Tableau V. 34: Aciers transversaux.....	125
Tableau V. 35: Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple. ....	129
Tableau V. 36: Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	130
Tableau V. 37: Caractéristiques des voiles.....	131
Tableau V. 38: Calcul des armatures du voile (V2). ....	132
Tableau V. 39: Calcul des armatures du voile (V3). ....	132
Tableau V. 40: Calcul des armatures du voile (V6). ....	132
Tableau V. 41: Calcul des armatures du voile (V8) .....	133
Tableau V. 42: Calcul des armatures du voile (V9). ....	133
Tableau V. 43: Calcul des aciers de coutures des voiles. ....	133
Tableau V. 44: Calcul des aciers horizontaux des voiles. ....	134
Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes.....	139
Tableau VI. 2: Choix la hauteur de nervure. ....	143
Tableau VI. 3: caractéristiques géométriques du radier. ....	143
Tableau VI. 4: Contraintes sous le radier à l'ELU. ....	147
Tableau VI. 5: Contraintes sous le radier à l'ELS.....	147
Tableau VI. 6: Calcul des moments à l'ELU. ....	149
Tableau VI. 7: Calcul des moments à l'ELS.....	149
Tableau VI. 8: Ferrailage des panneaux du radier.....	150
Tableau VI. 9: Vérification des contraintes (radier).....	151

Tableau VI. 10: Ferrailage des nervures sens (x-x).....	152
Tableau VI. 11: Ferrailage des nervures sens (y-y).....	153
Tableau VI. 12: Vérification des contraintes (Nervure).....	153
Tableau VI. 13: Ferrailage du débord.....	156
Tableau VI. 14: Vérification des contraintes du débord.....	157

## **INTRODUCTION GENERALE**

La conception d'une structure doit être fondée sur des exigences esthétiques et sécuritaires imposées par les règlements selon l'importance du projet, sans oublier l'aspect économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter.

En Algérie la menace potentielle est le séisme, notamment le nord du pays qui se trouve au bord d'une faille sismique très active, de ce fait, pour bien faire l'étude d'une structure et développer des meilleurs moyens pour réduire les catastrophes sismiques, l'objectif principal pour un ingénieur est non seulement d'appliquer les règlements mais aussi de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis des phénomènes accidentels afin de la stabilisée, de protéger les personnes et leur bien.

Notre étude sera menée sur un bâtiment constitué d'un RDC+9+4 sous-sols à usage multiple, implanté dans une zone de forte sismicité (zone III) selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003). La répartition de ce travail se fera sous six parties :

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape présente le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment (planchers, poutres, poteaux, voiles).
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, planchers, escaliers, balcons).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **ETABS**.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles).
- La sixième étape calcul des fondations.

## **CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

**I.1 INTRODUCTION**

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur les règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Dans ce présent chapitre on va vous présenter l'ouvrage étudié ainsi que ces caractéristiques et les différents éléments qui le constituent.

**I.2 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE**

Ce projet porte sur l'étude d'un Bâtiment comporte un RDC a usage de commerce +9 étages à usage d'habitation et 4 sous-sols à usage parking, l'ouvrage sera implanté au sud de la kolea a Tipaza qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établit par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

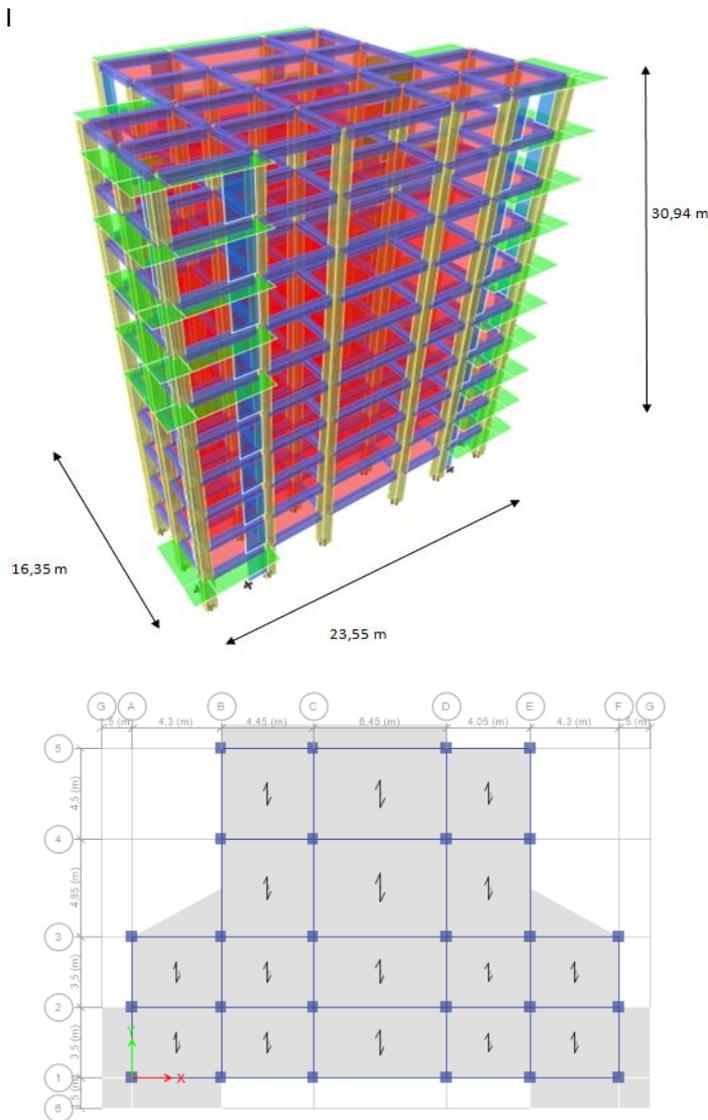
**I.2.1 Caractéristiques géométriques**

**a- Dimensions en élévation**

- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) .....30,94 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3,40 m
- Hauteur de l'étage courant .....3,06 m
- Hauteur des sous-sols .....3,23 m
- Hauteur de l'acrotère ..... 0,6 m

**b- Dimensions en plan**

- Longueur totale en plan .....23,55 m
- Largeur totale en plan .....16,35 m



### **I.2.2 Ossature**

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens ; donc d'après (*RPA 99 version 2003*) le système de contreventement du bâtiment est un système de “contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques” (type 4a).

### **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 collective usage dont la hauteur ne dépasse pas *48 m*.

### **I.2.4 Plancher**

Vu la forme géométrique des panneaux et en fonction du type d’usage, nous avons opté pour deux types de plancher :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

### **I.2.5 Escaliers**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

Notre structure comporte deux cages d'escaliers dont une de secours

### **I.2.6 Maçonnerie**

- Mur extérieurs (double paroi)
- Mur intérieurs (simple paroi)

Le remplissage des façades est en maçonnerie. Elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm et 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur

### **I.2.7 Acrotères**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé.

L'acrotère fait 60 cm de sa hauteur

### **I.2.8 Ascenseur**

En raison du nombre de niveaux, le bâtiment comprend un ascenseur. Il s'agit d'un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux de bâtiment sans avoir à utilisé les escaliers

## **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 tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99 version 2003* et *CBA93*).

### **I.3.1 Béton**

#### **a. Composition du béton**

Un béton hydraulique est constitué de :

- D'une pâte pure (ciment + eau),
- D'un mélange granulaire (sable + gravier),
- De produits additionnels (adjuvants, additions minérales, ...)

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, le béton utilisé est dosé à 400 kg/m<sup>3</sup> le type de ciment utilisé est un CEM II/B 42,5 N (ciment portland composé) (conforme à la norme algérienne (NA 442) qui offre une bonne résistance mécanique et une protection efficace des armatures.

Pour le mélange granulaire, un sable et deux classes de gravier (8/15 et 15/25) sont utilisées afin d'avoir un mélange avec une bonne compacité.

Destiné à offrir une résistance escomptée et à présenter une protection efficace des armatures.

La réalité pratique conduit vers le rapport Eau/Ciment = 0,5

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

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne durabilité.

**Remarque :** « Une étude de composition du béton doit être réalisée par un laboratoire spécialisé pour la confection d'un bon béton »

## **b. Résistance du béton**

### **b.1. Résistance du béton à la compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «  $J$  » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques (16x32) cm avec une section de 201,06 cm<sup>2</sup>.

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

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

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

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

### **b.2. Résistance du béton à la traction**

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.

2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par «  $f_{ij}$  », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (MPa)$$

$f_{c28} = 25 MPa$ , on trouve  $f_{ij} = 2,1 MPa$

### c. Module de déformation longitudinale

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

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

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \zeta$ ) d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

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

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \zeta$ ) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25 MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 MPa \\ E_{vj} = 10818,87 MPa \end{cases}$$

### 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.

$$\nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$$

- **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  $\rho = 25 kN/m^3$

## 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.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$f_{bu}$  : contrainte ultime du béton en compression

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

$\theta = 1$  si la durée d'application est  $> 24$ h

$\theta = 0,9$  si la durée d'application est entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$  si la durée d'application est  $< 1$ h

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires.....  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.....  $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

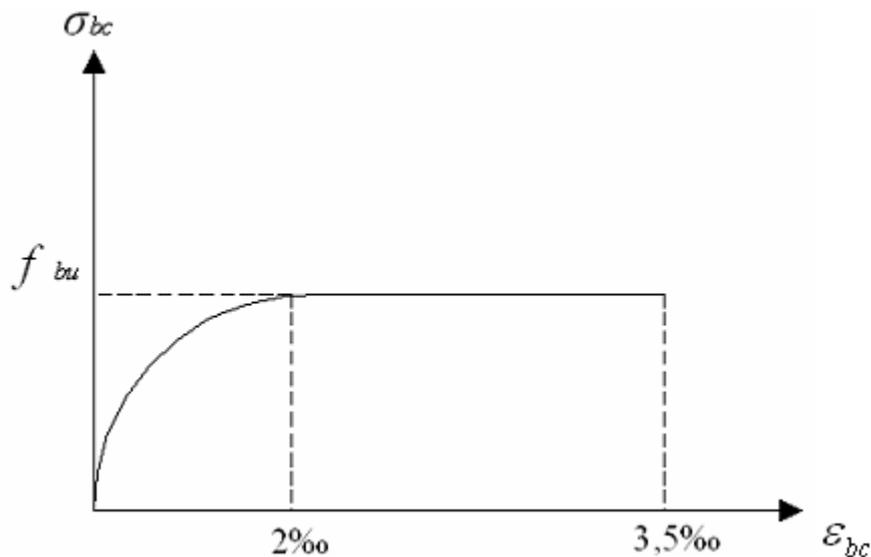


Figure I. 1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

### 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 les quels 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 :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ on trouve : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

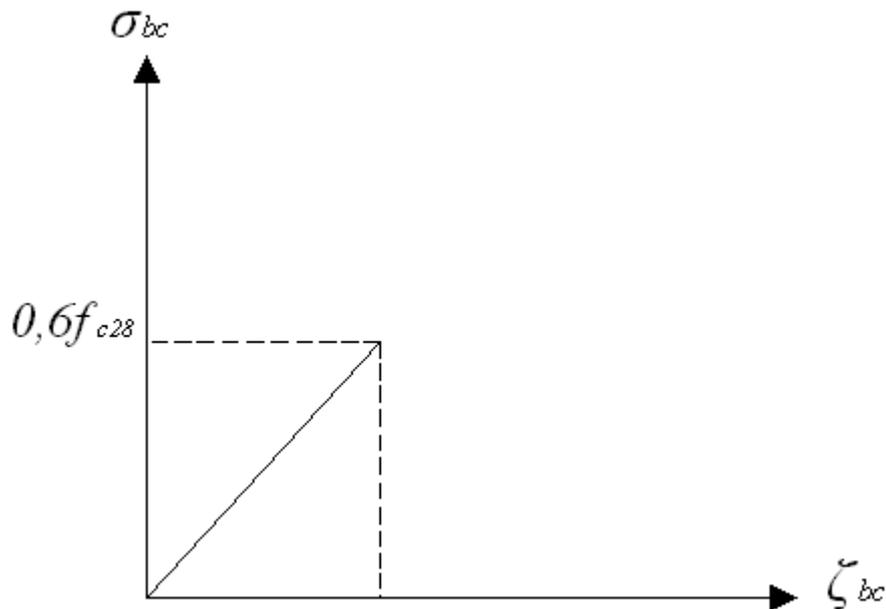


Figure I. 2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

### 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 :

- Barres à haute adhérences (HA) :  $FeE400$
- Treillis soudés (TS) :  $TLE52 \varnothing = 5 \text{ mm}$  pour les dalles.

#### a. Les limites élastiques

- Barres à haute adhérence (HA) :  $f_e = 400 \text{ MPa}$
- 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.

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

#### 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 :

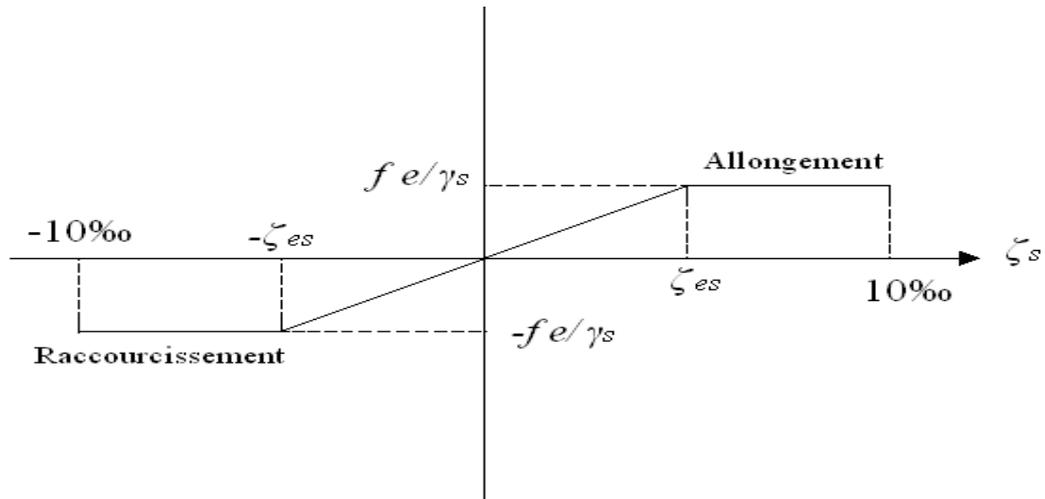


Figure I. 3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

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

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

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

$\gamma_s$  : 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 Fe 400 on a :  $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,66 \text{ ‰}$

### 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 :

- On peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} ) \right)$  (MPa )
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right)$  (MPa )

$\eta$  : Coefficient de fissuration

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

**d. Le coefficient d'équivalence**

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

$n$  : Coefficient d'équivalence.

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

$E_b$  : Module de déformation du béton.

**I.4 HYPOTHESES 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 :

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 :  $\zeta_s = 10 \text{ ‰}$

## **CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT**

## II.1 INTRODUCTION

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique (cas des dommages en béton) et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature doit être conforme aux règles **B.A.E.L 91**, **CBA93** et **R.P.A 99 V2003**.

## II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers constituent la séparation horizontale entre étages et assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles) et aussi une isolation thermique, acoustique, coupe-feu et étanchéité.

L'épaisseur des planchers dépend des conditions suivantes :

### II.2.1 Dalle en corps creux

Ce plancher est constitué d'élément résistant, ce sont les poutrelles en béton armé, et des éléments de coffrage qui sont les corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (l'ourdis).

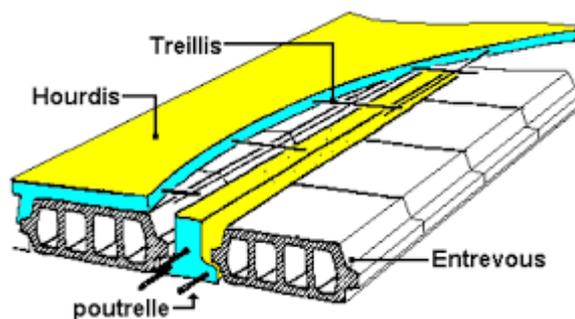


Figure II. 1: « Dalle en corps creux ».

La hauteur du plancher sera déterminée comme suit :

$$h_t = \left( \frac{1}{25}; \frac{1}{20} \right) L \dots\dots\dots (\text{Calcul des ouvrages en BA}).$$

L : la plus grande portée dans le sens secondaire.

Dans notre cas :  $L = 485 - 40 = 445 \text{ cm}$

$$\frac{445}{25} \leq h_t \leq \frac{445}{20} \Rightarrow 17,8 \text{ cm} \leq h_t \leq 22,25 \text{ cm}$$

**On opte pour un plancher (16+5) cm**

$$\Rightarrow h_t = 21 \text{ cm}$$

**II.2.2 Dalle pleine (parking)**

Elle concerne les escaliers et les dalles permettant l'accès à l'ascenseur. L'épaisseur à adopter sera la plus grande des valeurs résultant des conditions suivantes :

**-Résistance au feu**

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

**-Isolation phonique**

- La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 13 cm

**-Résistance à la flexion**

- Dalle reposant sur deux appuis :  $L_x / 35 < e < L_x / 30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x / 40 < e < L_x / 50$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre (04) appuis pour une portée  $L_x$  égale à :

$$L_x = 6,45 - 0,4 \text{ m} = 6,05 \text{ m}$$

$$623/50 < e < 623/40 \Rightarrow 12,1 < e < 15,12 \text{ cm} \text{ On prend } e = 15 \text{ cm.}$$

**II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES**

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges selon le **DTR B.C.2.2** qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

**II.3.1 Charges permanentes**

**II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible (corps creux)**

Gravillon de protection ( $e = 5 \text{ cm}$ ) ( $\rho = 17 \text{ kN/m}^3$ ) .....(0,05) (17) =  $0,85 \text{ kN/m}^2$

Etanchéité multicouches ..... =  $0,12 \text{ kN/m}^2$

Forme de pente ( $e_{moy} = 10\text{ cm}$ ) ( $\rho = 22\text{ kN/m}^3$ ) .....	(0,1) (22) =	2,20 kN/m <sup>2</sup>
Isolation thermique (liège) ( $e = 4\text{ cm}$ ) ( $\rho = 4\text{ kN/m}^3$ ) .....	(0,04) (4) =	0,16 kN/m <sup>2</sup>
Dalle à corps creux (16+5) cm .....		2,94 kN/m <sup>2</sup>
Enduit au plâtre ( $e = 2\text{ cm}$ ) ( $\rho = 10\text{ kN/m}^3$ ) .....	(0,02) (10) =	0,20 kN/m <sup>2</sup>
Polyane .....		0,01 kN/m <sup>2</sup>

---


$$\Sigma G = 6,48\text{ kN/m}^2$$

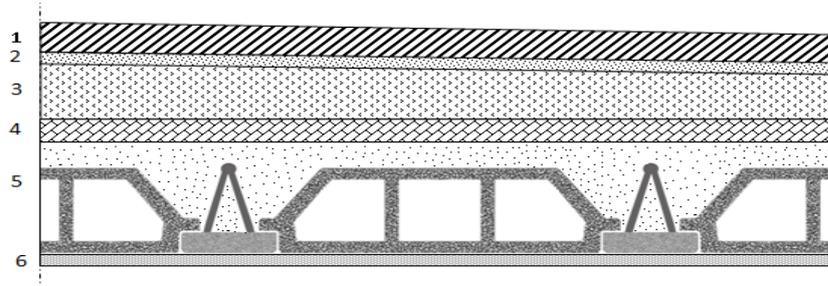


Figure II. 2: Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

**II.3.1.2 Plancher étage courant (corps creux)**

Carrelage ( $e=2\text{cm}$ ) ( $\rho=20\text{ KN/m}^3$ ) .....	=	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 ( $e = 3\text{ cm}$ ) ( $\rho=18\text{ KN/m}^3$ ) .....	=	0,54 kN/m <sup>2</sup>
Dalle à corps creux (16+5) cm .....	=	2,94 kN/m <sup>2</sup>
Enduit au plâtre (2cm) ( $\rho=10\text{ KN/m}^3$ ) .....	=	0,20 kN/m <sup>2</sup>
Cloisons légères .....	=	1,00 kN/m <sup>2</sup>

---


$$\Sigma G = 5,48\text{ kN/m}^2$$

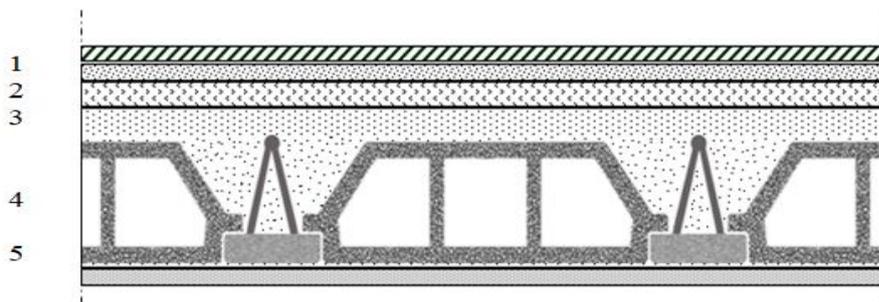
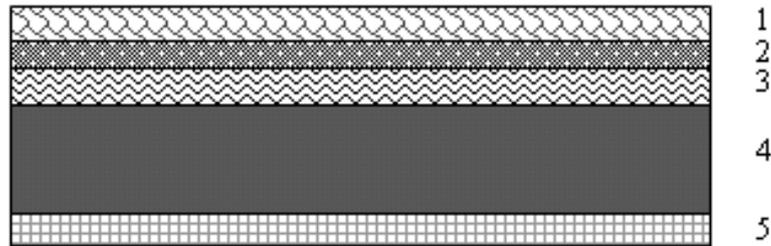


Figure II. 3: Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

**II.3.1.3 Plancher sous-sol (dalle pleine)**

Carrelage ( $e=2,5\text{ cm}$ ; $\rho=20\text{ kN/m}^3$ ) .....	$= 0,50\text{ kN/m}^2$
Mortier de pose ( $e=2\text{ cm}$ ; $\rho=20\text{ kN/m}^3$ ) .....	$= 0,40\text{ kN/m}^2$
Lit de sable ( $e=3\text{ cm}$ ; $\rho=18\text{ kN/m}^3$ ) .....	$= 0,54\text{ kN/m}^2$
Dalle pleine ( $e=15\text{ cm}$ ) .....	$= 3,75\text{ kN/m}^2$
Enduit en plâtre ( $e=2\text{ cm}$ ; $\rho=10\text{ kN/m}^3$ ) .....	$= 0,20\text{ kN/m}^2$
Cloisons de distribution( $e=10\text{ cm}$ ) .....	$= 1,00\text{ kN/m}^2$
<hr/>	
<b><math>G=6,39\text{ kN/m}^2</math></b>	



**Figure II. 4: Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.**

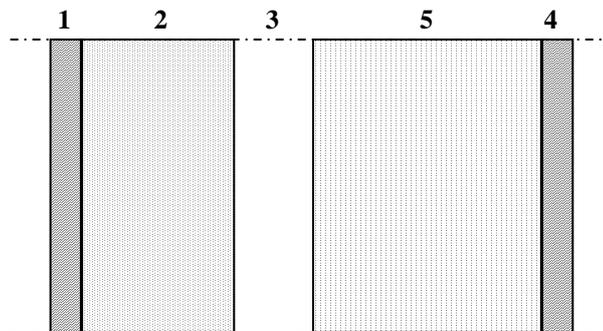
**II.3.1.4 Maçonnerie**

**a / Mur extérieur à double cloison :**

Enduit en ciment ( $e=2\text{ cm}$ ) ( $\rho=10\text{ kN/m}^3$ ) .....	$(0,02)(10) = 0,20\text{ KN/m}^2$
Briques creuses ( $e=10\text{ cm}$ ) ( $\rho=9\text{ KN/m}^3$ ) .....	$= 0,90\text{ kN/m}^2$
L'âme d'air ( $e=5\text{ cm}$ ) ( $\rho=0\text{ KN/m}^3$ ) .....	$= 0,00\text{ kN/m}^2$
Briques creuses ( $e=15\text{ cm}$ ) ( $\rho=9\text{ KN/m}^3$ ) .....	$= 1,35\text{ kN/m}^2$
Enduit en plâtre ( $e=2\text{ cm}$ ) ( $\rho=18\text{ KN/m}^3$ ).....	$(0,02)(10) = 0,36\text{ kN/m}^2$

---

 **$\Sigma G = 2,81\text{ KN/m}^2$**



**Figure II. 5: Constituants d'un mur extérieur**

### II.3.2 Charges d'exploitation

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

- Acrotère (main courante).....Q = 1,0 kN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible).....Q = 1,0 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher courant (habitation).....Q = 1,5 kN/m<sup>2</sup>
- Escaliers.....Q = 2,5 kN/m<sup>2</sup>
- Balcon.....Q = 3,5 kN/m<sup>2</sup>
- Parking.....Q = 2,5 kN/m<sup>2</sup>
- commerce.....Q = 5 kN/m<sup>2</sup>

## II.4 PRE DIMENSIONNEMENT

### II.4.1 Les 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 pré-dimensionnement 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 :  $L/15 \leq h \leq L/10$

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 nus.
- h : Hauteur de la poutre.
- b : Largeur de la poutre.

#### a) **Pré dimensionnement des poutres porteuses (principales et poutre de chaînage) :**

- La longueur la plus défavorable est égale à Le pré dimensionnement de la section transversale se fait selon les formules **BAEL 91 [1]** et vérifier selon le règlement **RPA99 [2]**.

**Selon le BAEL :**

$$L=645-40=605 \text{ cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$40,33 \leq h \leq 60,05(\text{cm})$$

On choisit : **h=50 cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$15 \leq b \leq 35 \text{ (cm)}$$

On choisit : **b=40cm**

**Vérification selon RPA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} H \geq 30 \text{ cm} \\ B \geq 20\text{cm} \\ h/b \leq 4 \implies 50/40 = 1,25 \end{array} \right.$$

Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend Poutres porteuses (40x50).

**b) Poutres non porteuses :**

$$L=485-40=445 \text{ cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$29,66 \leq h \leq 44,5 \text{ (cm)}$$

On choisit : **h=40 cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On choisit : **b=30 cm**

**Vérification selon RPA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} H \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \implies 40/30 = 1,33 \leq 4 \end{array} \right.$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, alors on prend Poutres non porteuses (30x40).

### Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on opte pour :

- Des poutres porteuses :  $(b \times h) = (40 \times 50) \text{ cm}$ .
- Des poutres non porteuses :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}$ .

### II.4.2 Les poteaux

Les poteaux sont près 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 du 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.

#### Procédure de pré dimensionnement

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 BAEL 91 [1]**

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \geq \alpha \times ((B_r \times (f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_c / \gamma_s))$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

$\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

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

$\lambda$  : L'élanement du poteau considéré (pour les poteaux carrés il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$ ).

B : aire totale de la section du poteau

$A_s$  : section d'acier minimale.

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ )

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend  $F_e = 400 \text{ MPa}$ )

$B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires .....  $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $B_r$ .

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

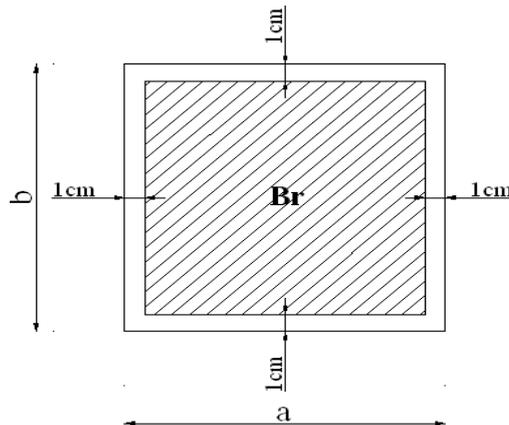


Figure II. 6: section réduite du poteau.

\* Selon le « *BAEL 91 modifié 99* »

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

$B_r \geq 0,66 N_u$  (Br en cm<sup>2</sup> et Nu en kN )

**a) Poteau central :**

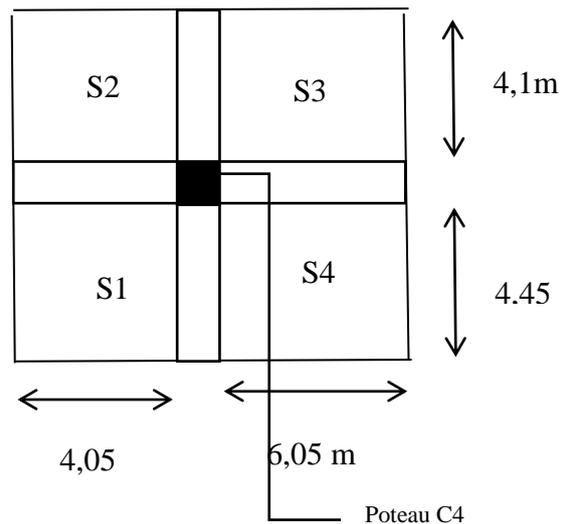
Le poteau le plus sollicité reprend une surface

$$S = \frac{4,05+6,05}{2} \times \frac{4,45+4,10}{2} =$$

$$S = 21,59 \text{ m}^2$$

$$L1 = \frac{4,05+6,05}{2} = 5,05\text{m}$$

$$L2 = \frac{4,45+4,10}{2} = 4,275\text{m}$$



Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

**a.1) Niveau terrasse inaccessible :**

Plancher : ..... (6,48×21,59) = 139,90 KN

Poutres secondaires : ..... (0,30×0,40×4,275×25) = 12,83 KN

Poutres principales : ..... (0,40×0,50×5,05×25) = 25,25 KN

**Poids des poutres= 38,08 KN**

Charge d'exploitation..... 1×21,59 = 21,59kN

**a.2) Niveau étage courant :**

Plancher étages courant ..... (5,48×21,59) = 118,31 KN

**a.3) Niveau sous-sols :**

Plancher sous-sols ..... (6,39×21,59) = 137,96 KN

Poids des poteaux RDC..... $3,40 \times (0,4)^2 \times 25 = 13,60$  KN  
 Poids des poteaux étages courant ..... $3,06 \times (0,4)^2 \times 25 = 12,24$  KN  
 Poids des poteaux des SS.....  $3,23 \times (0,4)^2 \times 25 = 12,92$  KN

Charge d'exploitation

Etage courant .....  $1,5 \times 21,59 = 32,38$  KN  
 RDC.....  $5 \times 21,59 = 107,95$  KN  
 Sous-sols..... $2,5 \times 21,59 = 53,98$  KN

**a.3) Dégression des charges d'exploitations :**

- Lorsque la charge d'exploitation est différente pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Et ainsi de suite en réduisant de 5%. Le coefficient  $3+n/2n$  étant valable pour  $n \geq 5$

$$Q_0 + 3 + n/2n (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

- ❖  $n$  : nombre d'étage.
- ❖  $Q_0$  : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- ❖  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : les charges d'exploitation des planchers respectifs.

**Tableau II. 1: Dégression des surcharges des charges d'exploitations.**

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
P9	$Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0$	1
P8	$Q_1$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
P7	$Q_2$	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
P6	$Q_3$	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
P5	$Q_4$	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1
P4	$Q_5$	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
P3	$Q_6$	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
P2	$Q_7$	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,5
P1	$Q_8$	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,24
PRDC	$Q_9$	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9)$	12,34
PSS1	$Q_{10}$	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	13,68
PSS2	$Q_{11}$	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0,636(Q_1 + \dots + Q_{11})$	15
PSS3	$Q_{12}$	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0,625(Q_1 + \dots + Q_{12})$	16,31
PSS4	$Q_{13}$	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0,615(Q_1 + \dots + Q_{13})$	17,61

Tableau II. 2: récapitulatif de la descente de charges sur le poteau central.

Niveau	Poids plancher	Poids poutres	Poids poteaux	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q plancher	Q <sub>cum</sub>
9 <sup>ème</sup>	139,90	38,08	/	177,98	177,98	21,59	21,59
8 <sup>ème</sup>	118,31	38,08	12,24	168,63	346,52	32,38	53,97
7 <sup>ème</sup>	118,31	38,08	12,24	168,63	515,15	32,38	83,11
6 <sup>ème</sup>	118,31	38,08	12,24	168,63	683,78	32,38	109,01
5 <sup>ème</sup>	118,31	38,08	12,24	168,63	852,41	32,38	131,68
4 <sup>ème</sup>	118,31	38,08	12,24	168,63	1021,04	32,38	151,11
3 <sup>ème</sup>	118,31	38,08	12,24	168,63	1189,67	32,38	167,30
2 <sup>ème</sup>	118,31	38,08	12,24	168,63	1358,3	32,38	183,43
1 <sup>er</sup>	118,31	38,08	12,24	168,63	1526,93	32,38	199,55
RDC	118,31	38,08	13,60	169,99	1696,92	107,95	266,37
1 <sup>er</sup> SS	137,96	38,08	12,92	188,96	1885,88	53,98	295,22
2 <sup>ème</sup> SS	137,96	38,08	12,92	188,96	2074,84	53,98	323,66
3 <sup>ème</sup> SS	137,96	38,08	12,92	188,96	2263,80	53,98	352,17
4 <sup>ème</sup> SS	137,96	38,08	12,92	188,96	2452,76	53,98	380,08

Tableau II. 3: Choix des sections des poteaux.

Niveau	NU (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix
P9	272,65	179,94	13,41	30×30	40
P8	548,75	362,175	19,03	30×30	40
P7	820,11	541,27	23,26	30×30	40
P6	1086,61	717,16	26,78	30×30	45
P5	1348,27	889,85	29,83	30×30	45
P4	1605,06	1059,33	32,55	30×30	45
P3	1857,00	1225,62	35,01	30×30	50
P2	2108,85	1391,84	37,31	30×30	50
P1	2360,68	1558,04	39,47	30×30	50
PRDC	2690,39	1775,65	42,14	30×30	55
PSS1	2988,76	1972,58	44,41	30×30	55
PSS2	3286,52	2169,10	46,57	30×30	55
PSS3	3584,38	2365,69	48,64	30×30	60
PSS4	3881,34	2561,68	50,61	30×30	60

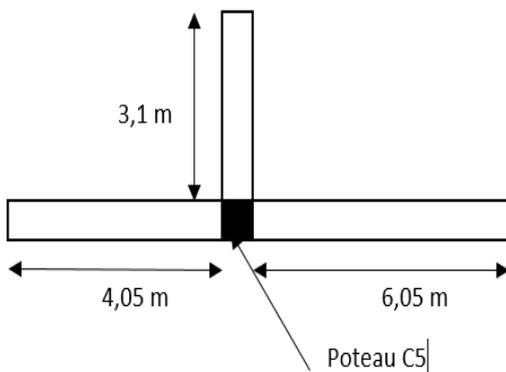
●Choix des sections des poteaux :

Tableau II. 4: Choix finals des sections des poteaux central.

Etages	Sections carrées (a×b)cm <sup>2</sup>
9 <sup>ème</sup>	40×40
8 <sup>ème</sup>	40×40
7 <sup>ème</sup>	40×40
6 <sup>ème</sup>	45×45
5 <sup>ème</sup>	45×45
4 <sup>ème</sup>	45×45
3 <sup>ème</sup>	50×50
2 <sup>ème</sup>	50×50
1er	50×50
RDC	55×55
SS1	55×55
SS2	55×55
SS3	60×60
SS4	60×60

**b) Poteau de rive :**

Le poteau le plus sollicité reprend une surface



$$S = 8,84 \text{ m}^2$$

$$L1 = 5,05 \text{ m}$$

$$L2 = 1,75 \text{ m}$$

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

**b.1) Niveau terrasse inaccessible :**

Plancher : ..... (6,48×8,84) = 57,28 KN  
 Poutres secondaires : ..... (0,30×0,40×1,75 ×25) = 5,25 KN  
 Poutres principales : ..... (0,40×0,50×5,05×25) = 25,25 KN

**Poids des poutres= 30,50 KN**

Poids de l'acrotère : ..... (2,07× 6,8) = 14,08 KN  
 Charge d'exploitation..... (1×8,84) = 8,84 KN

**b.2) Niveau étage courant :**

Plancher : ..... (5,48×8,84) = 48,44 KN

**b.2) Niveau sous-sols:**

Plancher : ..... (6,39×8,84) = 56,48 KN  
 Poids des poteaux étages courant ..... 3,06 x (0,4)<sup>2</sup>x25 = 12,24 KN  
 Poids des poteaux RDC..... 3,40 x (0,4)<sup>2</sup>x25= 13,60 KN  
 Poids des poteaux des SS..... 3,23 x (0,4)<sup>2</sup>x25 = 12,92 KN

Mur extérieur étage courant ..... (6,8×2,81×(3,06-0,50) = 48,92 KN  
 Mur extérieur RDC ..... (6,8×2,81×(3,40-0,50) = 55,41 KN  
 Mur extérieur sous-sols ..... (6,8×2,81× (3,23-0,50) =52,16 KN

Charge d'exploitation

Etage courant ..... 1,5×8,84 = 13,26 KN  
 RDC..... 5×8,84 = 44,20 KN  
 Sous-sols..... 2,5×8,84 = 22,10 KN

Tableau II. 5: récapitulatif de la descente de charges sur le poteau de rive.

Niveau	Poids Plancher	Poids Poutres	Poids Poteaux	Poids Acrotère	Poids Mur ext	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q Plancher	Q <sub>cum</sub>
9 <sup>ème</sup>	57,28	30,50	/	14,08	/	101,86	101,86	8,84	8,84
8 <sup>ème</sup>	48,44	30,50	12,24	/	48,92	140,07	241,93	13,26	22,10
7 <sup>ème</sup>	48,44	30,50	12,24	/	48,92	140,07	382,00	13,26	34,03
6 <sup>ème</sup>	48,44	30,50	12,24	/	48,92	140,07	522,07	13,26	44,64
5 <sup>ème</sup>	48,44	30,50	12,24	/	48,92	140,07	662,14	13,26	53,92
4 <sup>ème</sup>	48,44	30,50	12,24	/	48,92	140,07	802,21	13,26	61,88
3 <sup>ème</sup>	48,44	30,50	12,24	/	48,92	140,07	942,28	13,26	68,51
2 <sup>ème</sup>	48,44	30,50	12,24	/	48,92	140,07	1082,35	13,26	75,14
1 <sup>er</sup>	48,44	30,50	12,24	/	48,92	140,07	1222,42	13,26	81,68
RDC	48,44	30,50	13,60	/	55,41	146,56	1368,98	44,20	109,08
1 <sup>er</sup> SS	56,48	30,50	12,92	/	52,16	152,06	1521,04	22,10	120,93
2 <sup>ème</sup> SS	56,48	30,50	12,92	/	52,16	152,06	1673,10	22,10	132,60
3 <sup>ème</sup> SS	56,48	30,50	12,92	/	52,16	152,06	1825,16	22,10	144,18
4 <sup>ème</sup> SS	56,48	30,50	12,92	/	52,16	152,06	1977,22	22,10	155,67

Tableau II. 6: Choix des sections des poteaux.

Niveau	NU (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix
P9	150,77	99,51	9,98	30×30	30
P8	359,75	237,44	15,41	30×30	30
P7	566,75	374,05	19,34	30×30	35
P6	771,75	509,35	22,56	30×30	35
P5	974,77	643,35	25,36	30×30	35
P4	1175,80	776,02	27,86	30×30	40
P3	1374,84	907,39	30,12	30×30	40
P2	1573,88	1038,76	32,22	30×30	45
P1	1772,78	1170,03	34,20	30×30	45
PRDC	2011,74	1327,75	36,38	30×30	45
PSS1	2234,79	1474,96	38,40	30×30	50
PSS2	2457,58	1622,00	40,27	30×30	50
PSS3	2680,23	1768,95	42,05	30×30	55
PSS4	2902,75	1915,81	43,77	30×30	55

●Choix des sections des poteaux :

Tableau II. 7: Choix finals des sections des poteaux rive.

Etages	Sections carrées (a×b)cm <sup>2</sup>
9 <sup>ème</sup>	30×30
8 <sup>ème</sup>	30×30
7 <sup>ème</sup>	35×35
6 <sup>ème</sup>	35×35
5 <sup>ème</sup>	35×35
4 <sup>ème</sup>	40×40
3 <sup>ème</sup>	40×40
2 <sup>ème</sup>	45×45
1er	45×45
RDC	45×45
SS1	50×50
SS2	50×50
SS3	55×55
SS4	55×55

**c) Poteau d'angle :**

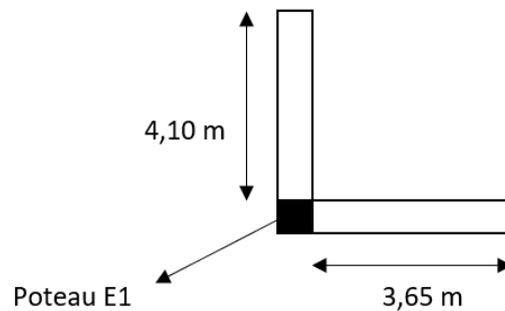
Le poteau le plus sollicité reprend une surface

$$S = \frac{4,10}{2} \times \frac{3,65}{2} =$$

$$S = 3,74 \text{ m}^2$$

$$L1 = 1,83 \text{ m}$$

$$L2 = 2,05 \text{ m}$$



Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

**c.1) Niveau terrasse inaccessible :**

Plancher : ..... (6,48×3,74) = 24,24 KN  
 Poutres secondaires : ..... (0,30×0,40×2,05 ×25) = 6,15 KN  
 Poutres principales : ..... (0,40×0,50×1,83×25) = 9,15 KN

**Poids des poutres= 15,30 KN**

Poids de l'acrotère : ..... (2,07× 3,88) = 8,03 KN  
 Charge d'exploitation..... (1×3,74) = 3,74 KN

**c.2) Niveau étage courant :**

Plancher : ..... (5,48×3,74) = 20,50 KN

**c.2) Niveau sous-sols :**

Plancher : ..... (6,39×3,74) = 23,89 KN

Poids des poteaux étages courant .....3,06 x (0,4)<sup>2</sup>x25 = 12,24 KN  
 Poids des poteaux RDC.....3,40 x (0,4)<sup>2</sup>x25= 13,60 KN  
 Poids des poteaux des SS..... 3,23 x (0,4)<sup>2</sup>x25 = 12,92 KN

Mur extérieur étage courant ..... (3,88×2,81×(3,06-0,50) = 28,00 KN  
 Mur extérieur RDC ..... (3,88×2,81×(3,40-0,50) = 31,62 KN  
 Mur extérieur sous-sols ..... (3,88×2,81× (3,23-0,50) =30,00 KN

Charge d'exploitation

Etage courant ..... 1,5×3,74 = 5,61 KN  
 RDC..... 5×3,74 = 18,70 KN  
 Sous-sols.....2,5×3,74 = 9,35 KN

Tableau II. 8: récapitulatif de la descente de charges sur le poteau d'angle.

Niveau	Poids Plancher	Poids Poutres	Poids Poteaux	Poids Acrotère	Poids Mur ext	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q Plancher	Q <sub>cum</sub>
9 <sup>ème</sup>	24,24	15,30	/	8,03	/	47,57	47,57	3,74	3,74
8 <sup>ème</sup>	20,50	15,30	12,24	/	28,00	76,04	123,61	5,61	9,35
7 <sup>ème</sup>	20,50	15,30	12,24	/	28,00	76,04	199,65	5,61	14,40
6 <sup>ème</sup>	20,50	15,30	12,24	/	28,00	76,04	275,69	5,61	18,88
5 <sup>ème</sup>	20,50	15,30	12,24	/	28,00	76,04	351,73	5,61	22,81
4 <sup>ème</sup>	20,50	15,30	12,24	/	28,00	76,04	427,77	5,61	26,18
3 <sup>ème</sup>	20,50	15,30	12,24	/	28,00	76,04	503,81	5,61	28,98
2 <sup>ème</sup>	20,50	15,30	12,24	/	28,00	76,04	579,85	5,61	31,79
1 <sup>er</sup>	20,50	15,30	12,24	/	28,00	76,04	655,89	5,61	34,55
RDC	20,50	15,30	13,60	/	31,62	81,02	736,91	18,70	46,15
1 <sup>er</sup> SS	23,89	15,30	12,92	/	30,00	82,11	819,02	9,35	51,16
2 <sup>ème</sup> SS	23,89	15,30	12,92	/	30,00	82,11	901,13	9,35	56,10
3 <sup>ème</sup> SS	23,89	15,30	12,92	/	30,00	82,11	983,24	9,35	61,00
4 <sup>ème</sup> SS	23,89	15,30	12,92	/	30,00	82,11	1065,35	9,35	65,86

Tableau II. 9: Choix des sections des poteaux.

Niveau	NU (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix
P9	69,83	37,34	6,11	30×30	30
P8	180,90	119,39	10,93	30×30	30
P7	291,13	192,14	13,86	30×30	30
P6	400,50	264,33	16,26	30×30	30
P5	509,05	335,97	18,29	30×30	30
P4	616,76	407,06	20,18	30×30	30
P3	723,61	477,58	21,85	30×30	30
P2	830,48	548,12	23,41	30×30	30
P1	937,28	618,60	24,87	30×30	30
PRDC	1064,05	702,27	26,50	30×30	35
PSS1	1182,42	780,40	27,93	30×30	35
PSS2	1300,67	858,44	29,29	30×30	35
PSS3	1418,87	936,45	30,60	30×30	40
PSS4	1537,01	1014,42	31,84	30×30	40

## ●Choix des sections des poteaux :

Tableau II. 10: Choix finals des sections des poteaux angle.

Etages	Sections carrées (a×b)cm <sup>2</sup>
9 <sup>ème</sup>	30×30
8 <sup>ème</sup>	30×30
7 <sup>ème</sup>	30×30
6 <sup>ème</sup>	30×30
5 <sup>ème</sup>	30×30
4 <sup>ème</sup>	30×30
3 <sup>ème</sup>	30×30
2 <sup>ème</sup>	30×30
1 <sup>er</sup>	30×30
RDC	35×35
SS1	35×35
SS2	35×35
SS3	40×40
SS4	40×40

### II.4.3 Les voiles

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par le RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

-Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4a$  telle que L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

-Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

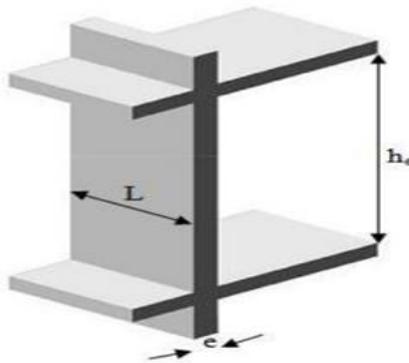


Figure II. 7: coupe de voile en élévation.

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et les conditions Rigidité aux extrémités.

On a :

$$h_e = 3,40 - 0,50 = 2,90 \text{ m} \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 14,5 \text{ cm}$$

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2] :  $a_{min} = 15 \text{ cm}$

On prend :  $a = 20 \text{ cm}$ .

## **CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**

### III.1 ACROTÈRE

#### III.1.1 Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastree 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 propres 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  $e=10\text{ cm}$

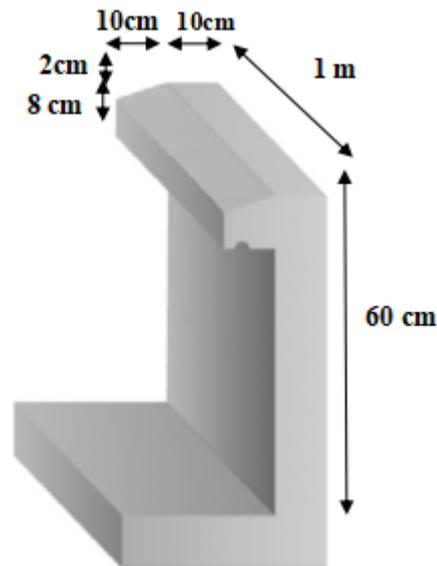


Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère.

#### III.1.2 Evaluation des charges

##### a. Charges permanentes

- Surface de l'acrotère :

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

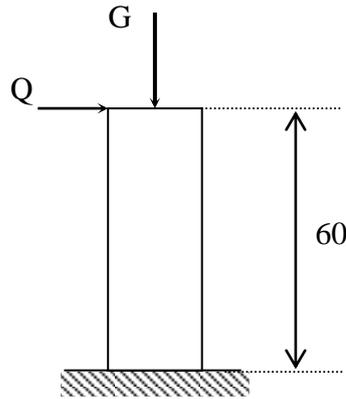


Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,73 \text{ kN/ml}$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ;  $\rho=14\text{kN/m}^3$ ) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 2 \times 14 \times 0,02 \times 0,6 = 0,34 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G=2,07 \text{ kN/ml}}$$

**b. Charge d'exploitation**

- **Q=1,00kN/ml** ..... (main courante).
- **L'action des forces horizontales (F<sub>p</sub>) :**

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p=4AC_pW_p$  [2]

Avec :

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

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) ..... [C<sub>p</sub>=0,8].

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère =2,07 kN.

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,07=1,66 \text{ kN.}$$

$$Q_u=\text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,66 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,66 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$\mathbf{G=2,07 \text{ kN/ml et } Q=1,66 \text{ kN/ml}}$$

**III.1.3 Calcul des efforts**

Pour une bande de 1m de largeur :

**E.L.U :**

$$N_u=1,35G=1,35 \times 2,07= 2,79 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q_h \times h = 1,5 \times 1,66 \times 0,6 = 1,49 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5 \times Q_h = 1,5 \times 1,66 = 2,49 \text{ kN}$$

**E.L.S :**

$$N_{ser} = G = 2,07 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h \times h = 1,66 \times 0,6 = 1 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,66 \text{ kN}$$

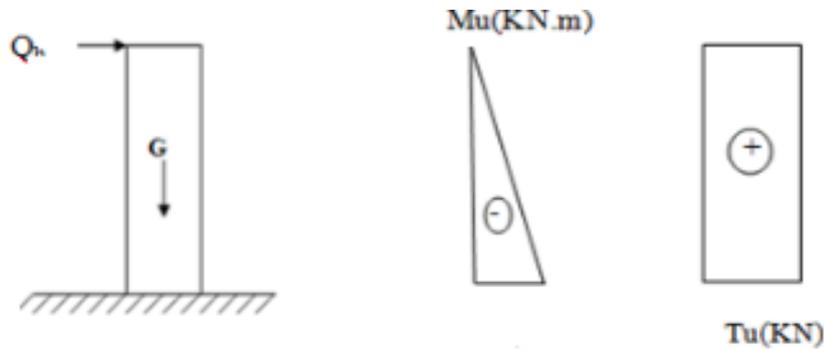


Figure III. 3: Diagrammes des efforts à l'ELU.

### III.1.4 Ferrailage de l'acrotère

$h=10\text{cm}$  ;  $d=0,9h=9\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $c=c'=2\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$

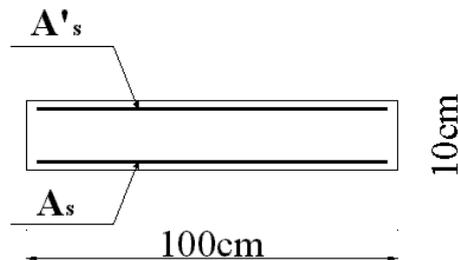


Figure III. 4: Coupe horizontale d'un acrotère.

#### • Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,49}{2,79} = 0,53 \text{ cm} = 0,53\text{m} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

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 «  $M_f$  »

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,49 + 2,79 \left( \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 1,57 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1,57 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14,17} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,014)}) = 0,0176$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 90(1 - 0,4 \times 0,0176) = 89,37 \text{ mm}$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10 \text{ ‰} \text{ et}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{1,57 \times 10^6}{89,37 \times 348} = 51 \text{ mm}^2$$

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

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 51 - \frac{2,79 \times 10^3}{348} = 42,98 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 42,98 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

### III.1.5 Vérification de la section d'acier selon « bael 91 modifié 99 » [1]

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

$$A_s^{\min} \left\{ \frac{b \square}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \left\{ \left( \frac{1000 \times 100}{1000} \right); 0,23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_s^{\min} \{ 1 \text{ cm}^2; 1,086 \text{ cm}^2 \}$$

Donc : on opte finalement pour 6T6 = 1,70 cm<sup>2</sup>

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

### III.1.6 Armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{1,7}{4} = 0,425 \text{ cm}^2$$

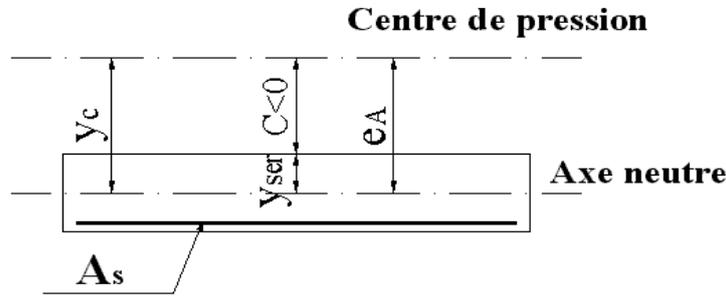
On choisit 4T6 = 1,13 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,33 \text{ cm}$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

**III.1.7 Vérification à L'E.L.S**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1}{2,07} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$$



**Figure III. 5: position de centre de pression**

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

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

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{1}{2,07} + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,52 \text{ m} = 52 \text{ cm} \Rightarrow$$

$$C = 9 - 52 = -43 \text{ cm} \quad (c < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** » [1], on doit donc résoudre l'équation suivante :

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

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

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3(-43)^2 + (6 \times 15)(-43 - 2) \times \frac{1,7}{100} + (6 \times 15)(9 - (-43)) \times \frac{1,7}{100} = -5536,29 \\ \text{et} \\ q = -2(-43)^3 - (6 \times 15)(-43 - 2)^2 \times \frac{1,7}{100} - (6 \times 15)(9 - (-43))^2 \times \frac{1,7}{100} = 157975,13 \end{cases}$$

Donc l'équation de 3<sup>ème</sup> degré devient  $y_c^3 - 5536,29 y_c + 157975,13 = 0$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -18,31 \times 10^7$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,996351 \Rightarrow \phi = 175,10^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,92$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -85,89 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 46,06 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 40,82 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 45,06 \text{ cm}$

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

$$0 < y_{ser} = 45,06 - 43 = 2,06 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

Donc :  $\begin{cases} y_{ser} = 2,06 \text{ cm} \\ y_c = 45,06 \text{ cm} \end{cases}$

#### • Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c)^2]; n = 15$$

$$I = \frac{100}{3} 2,06^3 + 15[1,7(9 - 2,06)^2 + 0(2,06 - 2)^2] = 1519,56 \text{ cm}^4$$

#### • Vérification des contraintes

##### a. Contrainte du béton

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,07 \times 10^3 \times 45,06 \times 10}{1519,56 \cdot 10^4}\right) \times 20,6 = 1,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifi}$$

**b. Contraintes de l'acier**

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 15 \left( \frac{2,1 \times 10^3}{1519,56 \times 10^4} \times 450,6 \right) (90 - 20,6) = 64 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s = 15 \left( \frac{2,1 \times 10^3}{1519,56 \times 10^4} \times 450,6 \right) (20,6 - 2) = 17,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

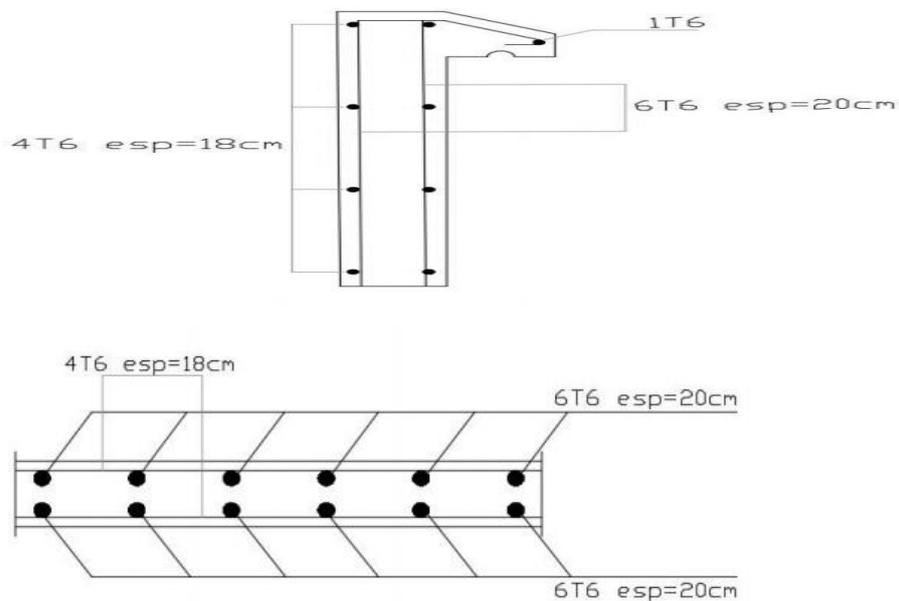
$$\sigma'_s = 17,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**III.1.8 Vérification de l'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,52 \times 10^3}{90 \times 10^3} = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$



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

## III.2 ETUDE DES PLANCHERS

### III.2.1 Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les éléments de contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

### III.2.2 Plancher en corps creux

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension  $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$  avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

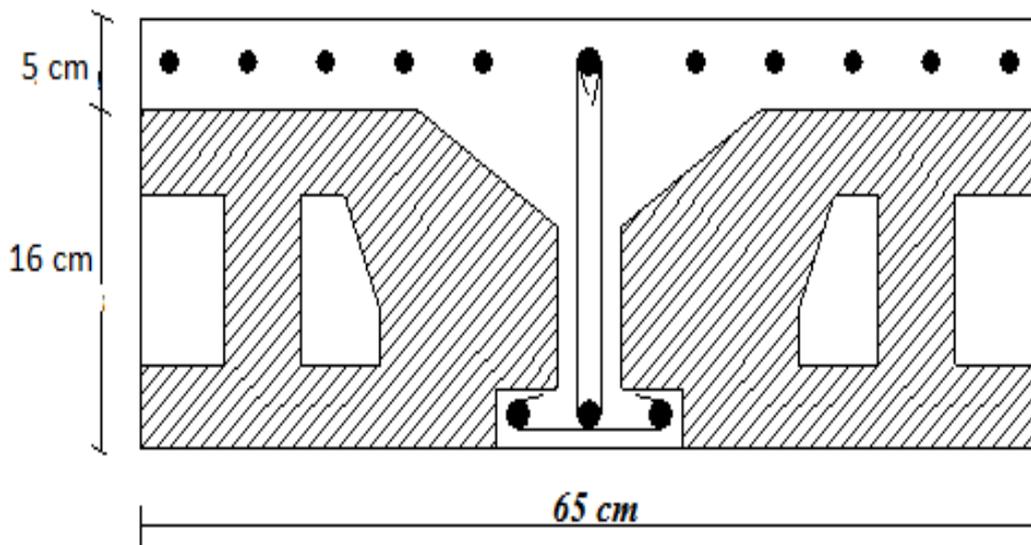


Figure III. 7: Coupe du plancher en corps creux

### a. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

#### a.1. Dimensions des poutrelles

Les poutrelles forment avec la dalle une section en 'T', la hauteur de la nervure est égale à la hauteur de la planche.

On a:  $h_t = 21$  cm; avec  $h_0 = 5$  cm;  $h = 16$  cm

On a:  $b_0 = 12$  cm,  $b = 65$  cm

$c = (b - b_0) / 2 = 26,5$  cm

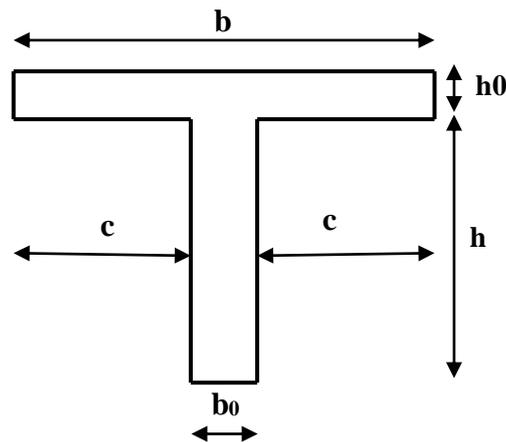


Figure III. 8: Dimensions De La Poutrelle

### a.2. 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.2.1. Méthode forfaitaire [1]

##### a.2.1.1. Domaine d'application

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Fissuration non préjudiciabl

**a.2.1.2. Exposé de la méthode :**

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max} \{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée} & \text{int ermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée} & \text{de rive} \end{cases}$

Avec :

$M_0$  : La valeur minimale 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.

$M_t$  : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

**Moment sur appuis**

- $M=0,2M_0$ ..... appuis de rive
- $M=0,6M_0$ ..... pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$ ..... pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée
- $M=0,4M_0$ ..... pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

**a.2.2. Méthode de CAQUOT [1]**

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

**a.2.2.1. Exposé de la méthode**

**●Moment sur appuis**

$M_a = 0,15 M_0$  ..... Appuis de rives

$M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$  ..... Appuis int ermédiaire s

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

● **Moment en travée :**

$$M_i(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left( \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$$

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'appui considéré.

$q_e$  : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives «  $l'_w$  » à gauche et «  $l'_e$  » à droite, avec :

$l'_w = l$  ..... pour une travée de rive

$l'_e = 0,8l$  ..... 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.

**a.3. Calcul des poutrelles**

On a deux types des poutrelles :

- Poutrelle à (02) travées.
- Poutrelle à (04) travées.

Le calcul se fait en deux étapes :

- **1<sup>ère</sup> étape** : Avant le coulage de la table de compression.
- **2<sup>ème</sup> étape** : Après le coulage de la table de compression.

**a.3.1. Avant le coulage de la table de compression**

- Poutrelle de 4 travées

- On considère que les poutrelles sont simplement appuyées à ses extrémités, elles supportent :
  - Son poids propre.
  - Poids du corps creux.
  - Surcharge due à l'ouvrier  $Q=1 \text{ kN/m}^2$

**a.3.1.1. Evaluation des charges et surcharges**

➤ **Charges permanentes**

Poids propre de la poutrelle.....	0,12x0,05x25=0,15 kN/ml
Poids du corps creux.....	0,65x0,16x14=1,456 kN/ml
	<b>G=1,606 kN/ml</b>

➤ **Charges d'exploitation**

$$Q=1x0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

**a.3.1.2. Combinaison des charges**

**E.L.U** :  $q_u=1,35G+1,5Q=3,14 \text{ kN/ml}$

**E.L.S** :  $q_{ser}=G+Q=2,256 \text{ kN/ml}$

**a.3.1.3. Calcul des moments**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,14 \times (4,85)^2}{8} = 9,23 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,256 \times (4,85)^2}{8} = 6,63 \text{ kNm}$$

**a.3.1.4. Ferrailage**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L. U

$M_u=9,23 \text{ KNm}$ ;  $b=12\text{cm}$ ;  $d=4,5\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,96 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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 étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

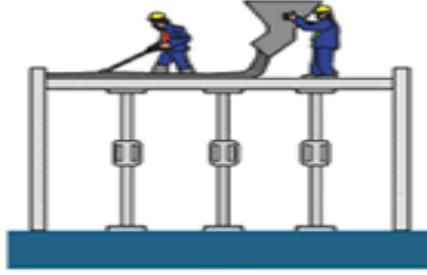


Figure III. 9: Les étaieiments

### a.3.2. Après le coulage de la table de compression

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

#### a.3.2.1. Evaluation des charges et surcharges

##### ❖ Plancher terrasse inaccessible

###### ➤ Charge permanentes

$$G=6,48 \times 0,65=4,21 \text{ kN/ml}$$

###### ➤ Surcharges d'exploitation

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

##### ❖ Plancher courant

###### ➤ Charge permanente

$$G=5,48 \times 0,65=3,56 \text{ kN/ml}$$

###### ➤ Surcharge d'exploitation

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

#### a.3.2.2. Combinaison des charges

##### ➤ Plancher terrasse inaccessible

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,65 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}}=G+Q= 4,86 \text{ kN/ml}$$

##### ➤ Plancher courant :

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,27 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}}=G+Q= 4,53 \text{ kN/ml}$$

#### • Conclusion

Le plancher terrasse accessible est le plus sollicité.





➤ Diagrammes des efforts internes :

• Moment fléchissant :

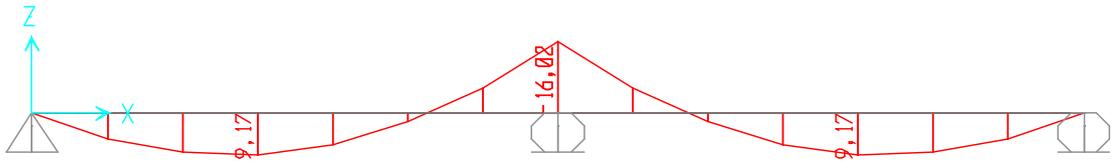


Figure III. 13: Diagramme Moment fléchissant à ELU.

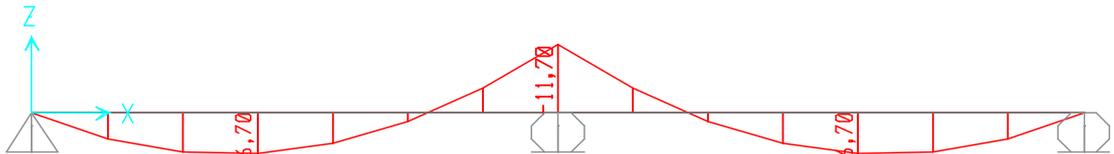


Figure III. 14: Diagramme Moment fléchissant à ELS.

• Effort tranchant :

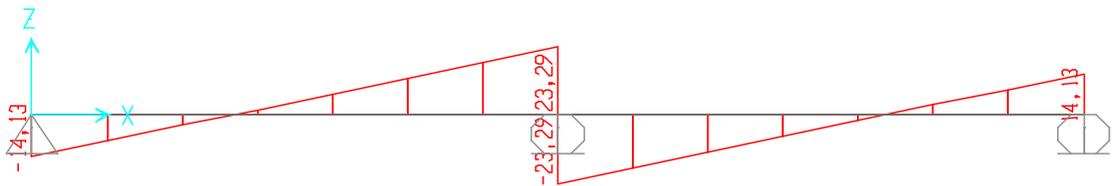


Figure III. 15: Diagramme Effort tranchant à ELU.

**b. 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 :

**E.L.U :**  $M_{tu}^{max} = 15,27 \text{ kNm}$

$M_{au}^{max} = 25,16 \text{ kNm}$

$T_u^{max} = 23,29 \text{ KN}$

**E.L.S :**  $M_{tser}^{max} = 11,7 \text{ kNm}$

$M_{aser}^{max} = 18,38 \text{ kNm}$

**b.1. Ferrailage en travée**

$h = 21 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 5 \text{ cm}$  ;  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 18,9 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Le calcul des sections en forme de «Té» 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.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,526 \text{ kNm}$$

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. 3: Tableau récapitulatif du calcul des sections d’armatures en travée.**

$M_{tu}$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_s$ choi(cm <sup>2</sup> )
15,27	0,038	Oui	0	0,049	18,52	Oui	10‰	348	2,36	3T12	3,39

**b.1.1. Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,97 \text{ cm}^2; 1,48 \text{ cm}^2\} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ( $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ )

**b.2. Ferrailage sur appuis**

On a :  $M_{au}^{max} = 25,16 \text{ kNm} < M_{tab} = 75,526 \text{ kNm}$

⇒ L’axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

**Tableau III. 4: Tableau récapitulatif du calcul des sections d’armatures sur appuis.**

$M_{tu}$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_s$ choi(cm <sup>2</sup> )
25,16	0,076	Oui	0	0,098	27	oui	10‰	348	2,67	2T14	3,08

**b.2.1. Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{2,5\text{cm}^2; 1,48\text{cm}^2\} = 2,5 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14 ( $A_s=3,08\text{cm}^2$ )

**c. Vérifications**

**c.1. Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max}=23,29 \text{ kN}$ .

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration n peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Au voisinage des appuis**

- **Appuis de rives**

- **Vérification de la compression du béton [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $T_u=14,13 \text{ kN}$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{14,13 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,69 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1]**

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e \gamma_s} = 0,33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires**

- **Vérification de la contrainte de compression [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{23,29 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1,14 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1]**

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = 0,14 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**c.2. Vérification à l'E.L. S**

La fissuration étant peu nuisible, 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.

**c.2.1. Vérification des contraintes du béton [1]**

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 :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Détermination de l'axe neutre**

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

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

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

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

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

- 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 :

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

**Tableau III. 5: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.**

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	11,7	2,26	0	3,94	9039,64	4,04	Vérifiée
<b>Appuis</b>	18,38	3,08	0	4,52	11847,62	4,47	Vérifiée

**c.2.2. Vérification de la flèche :**

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

Les conditions à vérifier : **[3]**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

Avec :

h=21 cm ; b<sub>0</sub>=12 cm ; d=18,9 cm ; L=4,85m ; M<sub>tser</sub>=11,7kNm ; M<sub>0</sub>= $\frac{q \times l^2}{8}$ =10,14kNm ;

A<sub>s</sub>=2,26 cm<sup>2</sup> ; f<sub>e</sub>=400 MPa.

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,041 < 0,0625$  ..... non vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,009 < 0,0105$  ..... vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,041 < 0,070$  ..... non vérifiée

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

Flèche totale : Δf<sub>T</sub> = f<sub>v</sub> - f<sub>i</sub> ≤ f̄ [1].

Tel que : f̄ =  $\frac{L}{500} + 0,5 \text{ cm} = 1,52 \text{ cm}$  (L > 5 m)

f<sub>i</sub>: La flèche due aux charges instantanées.

f<sub>v</sub>: La flèche due aux charges de longue durée.

● Position de l'axe neutre «  $y_1$  » [1]

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

● Moment d'inertie de la section totale homogène «  $I_0$  » [1]

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

● Calcul des moments d'inerties fictifs [3]

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

Avec :

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

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

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

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

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau III. 6: Récapitulatif du 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> )
11,7	3,39	7,518	0,015	144,68	2,75	1,10	0,340	25314,34	29781,57	18423,82

• Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 \left( f_{c28} \right)^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 \text{ MPa}$$

• Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,25 \text{ cm} \quad (L = 4,85 \text{ m})$$

• Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,2 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,95 \text{ cm} < \bar{f} = 1,52 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

«BAEL 91 modifié 99» [1]

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

«RPA 99 version 2003» [2]

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

Avec :

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

Ø<sub>l</sub> : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min} (0,68 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm}) = 0,68 \text{ cm}$$

On adopte : Ø<sub>t</sub>=8 mm

Donc :

- Selon le « BAEI 91 modifié 99 » [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 6,38 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 19,44 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,63 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 » [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 12 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

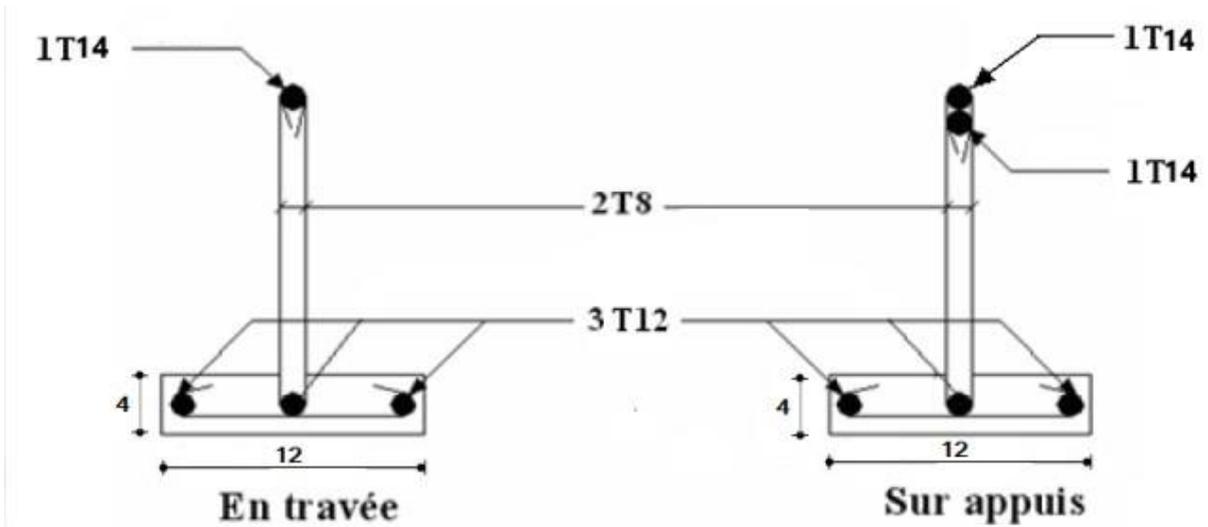
• Choix des armatures

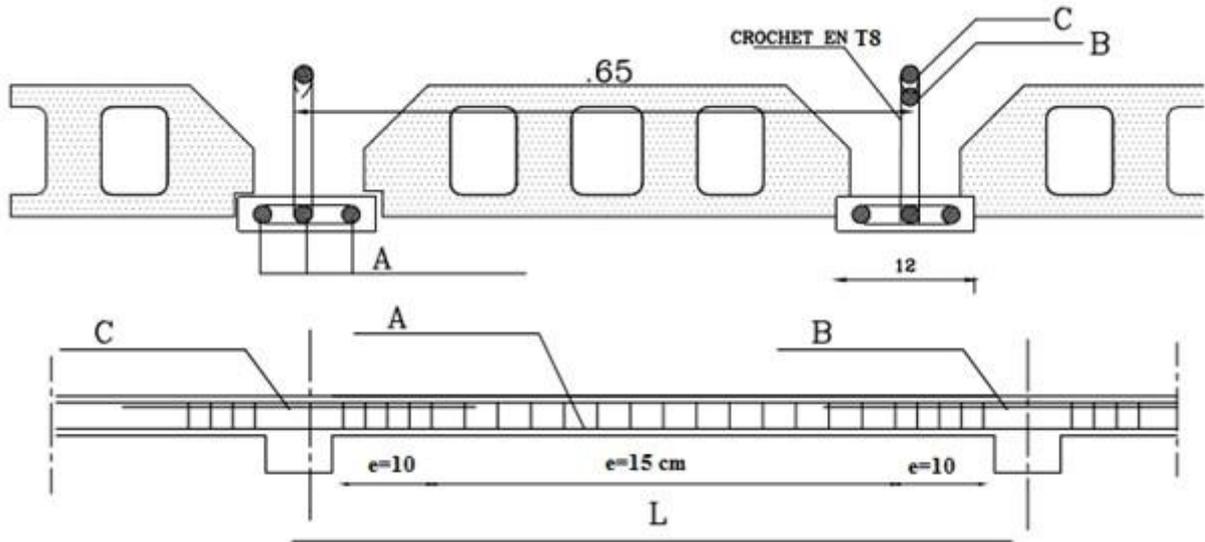
On adopte :  $A_t=2\text{Ø}8=1,01 \text{ cm}^2$

• Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 28,05 \text{ cm}$$

Donc :  $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$





Avec :

TYPE	Long.l	A	B	C
1	4,85	3T12	1T14	1T14

Figure III. 16: ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.

**e. Ferrailage de la dalle de compression**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4 L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

$L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1=65\text{cm}$ ).

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$F_e = 520 \text{ MPa}$  (quadrillage de TS. TIE 400  $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$ ).

On a :  $L=65\text{cm}$ .

Donc on obtient :  $A_1=0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

On prend :  $5T5=0,98\text{cm}^2$

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

### Armatures de répartitions

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5T5=0,98\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$

### Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

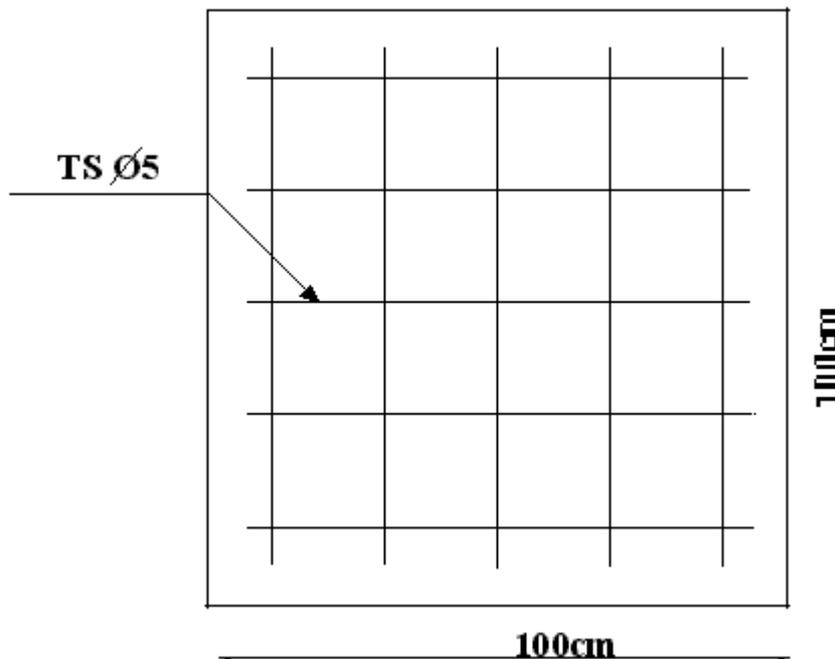


Figure III. 17: Disposition constructive des armatures de la table de compression.

**III.3 ESCALIER**

**III.4.1 Introduction**

Les escaliers sont des éléments constitués d’une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Notre bâtiment comporte un seul type d’escalier.

**III.4.2 Définition des éléments d’un escalier**

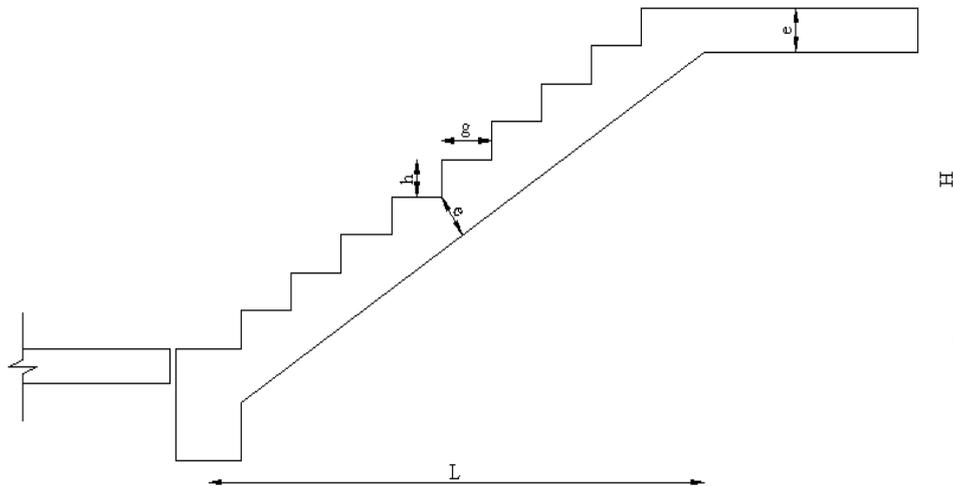
On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l’escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.



**Figure III. 18: Dimensions de l’escalier.**

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir  $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$2h+g=64$  ..... (1)

$n \times h = H$  ..... (2)

$(n-1)g=L$  ..... (3)

**Avec :**

n : Le nombre des contre marches.

(n-1) : Le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Avec :

n : La racine de l'équation.

●Schéma statique de l'escalier

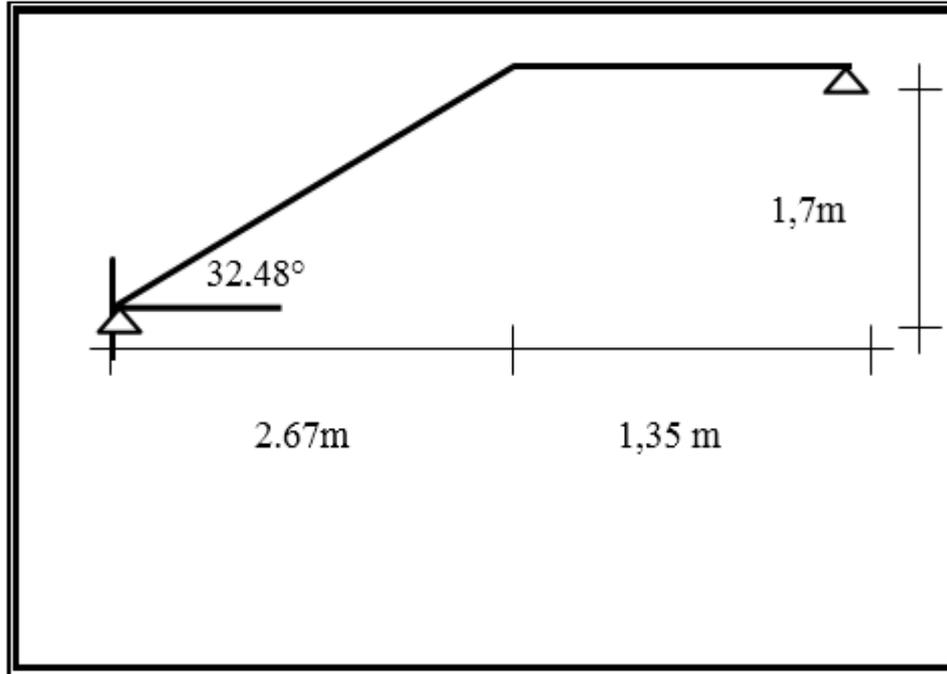


Figure III. 19: Schéma statique de l'escalier.

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$$64n^2 - 671n + 340 = 0$$

**Solution :**

$n_1 = 0,53$ .....refusée.

$n_2 = 10$ .....accepté.

**Donc on prend :**

- le nombre de contre marche ..... n=10.
- le nombre des marches ..... n-1=9.

**Alors :**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,70}{10} = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{2,67}{9} = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

●Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Vérfifié}$$

●Détermination de l'épaisseur de la paillasse

l : la longueur de la volée et du palier

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 23 \text{ cm} \leq e \leq 34 \text{ cm}$$

Avec :  $l = 2,67 + \sqrt{L^2 + H^2} + 1,35 = 2,67 + \sqrt{(2,67)^2 + (1,70)^2} + 1,35 = 6,99 \text{ m}$

On prend donc l'épaisseur e=25 cm.

**N.B :**

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

●Angle d'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{267} = 0,6367 \Rightarrow \alpha = 32,48^\circ$$

**III.4.3 Evaluation des charges**

**a. Palier**

● Charges permanentes

- Carrelage (2,5 cm).....	0,50 kN/m <sup>2</sup>
- lit de sable (e=3cm) .....	0,54 KN/m <sup>2</sup>
- Poids propre du palier .....	25×0,25 = 6,25 kN/m <sup>2</sup>
- Enduit de ciment .....	18 ×0,02 = 0,36 kN/m <sup>2</sup>
	<b>ΣG = 7,65 kN/m<sup>2</sup></b>

●Charge d'exploitation

Q = 2,5 kN/m

**b. La volée**

• **Charge permanente**

- Poids propre de la paillasse ..... $25 \times 0,25 / \cos (32,48) = 7,40 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la marche .....  $25 \times 0,17 / 2 = 2,13 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage (2cm) .....  $25 \times 0,02 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- Enduit de ciment .....  $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- garde-corps en maçonnerie .....  $= 0,6 \text{ kN/m}^2$

$$\Sigma G = 10,99 \text{ kN/m}^2$$

• **Charge d'exploitation**

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

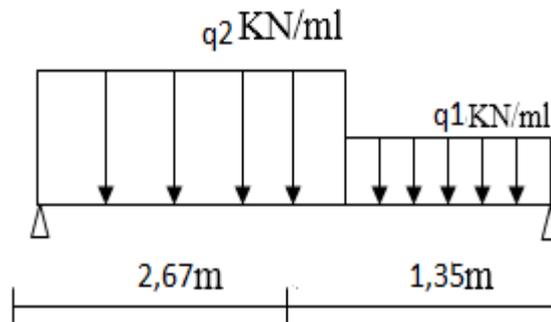


Figure III. 20: Schéma statique du chargement de l'escalier.

**III.4.4 Détermination des efforts internes**

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur

**a) Combinaison des charges**

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Tableau III. 7: Charges à l'ELU et l'ELS.

	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	ELU (kN/ml)		ELS (kN/ml)	
			q <sub>1</sub> (KN/ml)	q <sub>2</sub> (KN/ml)	q <sub>1</sub> (KN/ml)	q <sub>2</sub> (KN/ml)
<b>volée</b>	10,99	2,5	18,58	13,49		
<b>Palier</b>	7,65	2,5	14,07	10,15		

●DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

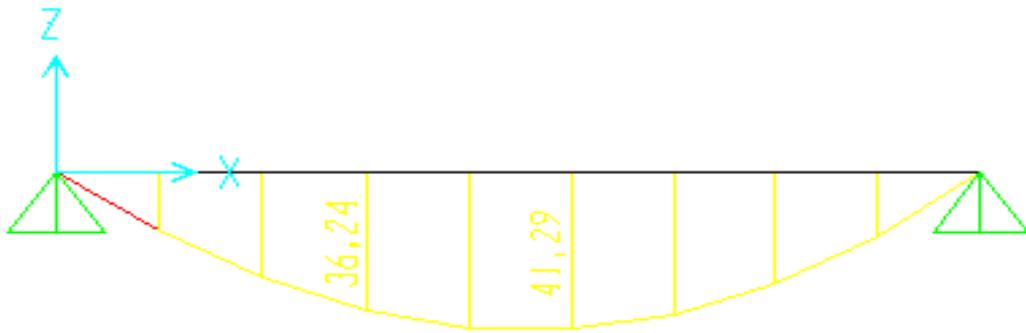


Figure III. 21: Diagramme du Moment fléchissant à L'ELU.

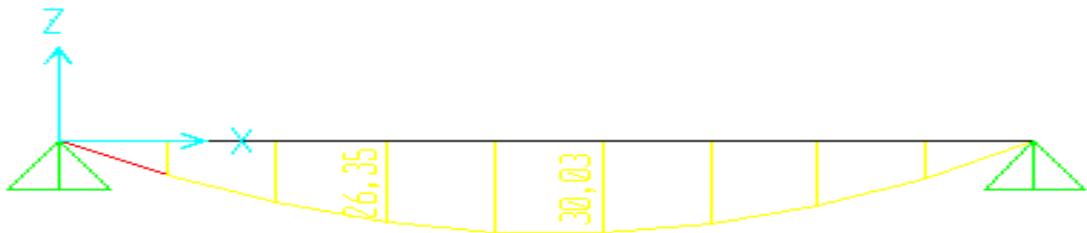


Figure III. 22: Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS

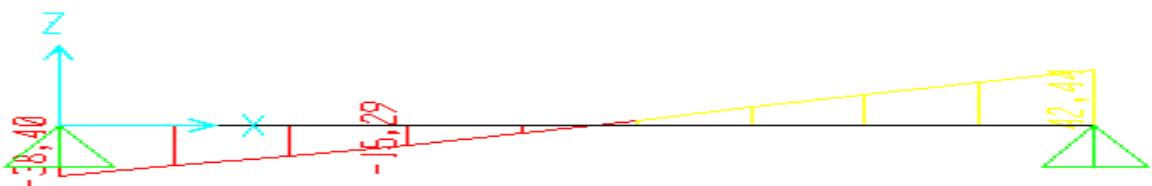


Figure III. 23: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

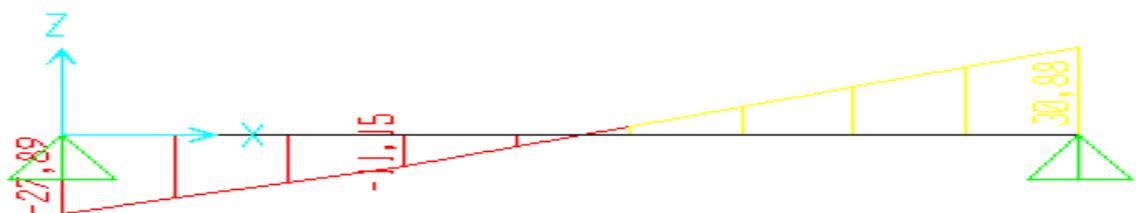


Figure III. 24: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

**III.4.5 Calcul des armatures**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :  
 $b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 25 \text{ cm}$ ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ;  $d = 0,9 h = 22,5 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  
 $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ .

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_u = 0,85 \times 41,29 = 35,09 \text{ kNm}$

**En appui :**  $M_a = 0,5 M_u = 0,5 \times 41,29 = 20,64 \text{ kNm}$

**Tableau III. 8: Calcul du ferrailage.**

	$M_U$ [kNm]	$M$	$\alpha$	$Z$ [cm]	$A_{s'}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	choix	$A_s^{Adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>Travée</b>	35,09	0,048	0,061	21,95	0	4,59	6T10	4,71
<b>Appui</b>	20,64	0,028	0,035	22,18	0	2,67	6T8	3,02

✓ **Espacement**

➤ **En travée :**  $esp \leq \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$

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

➤ **Sur appui :**  $esp \leq \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$

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

✓ **Armature de répartition**

- **En travée :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,17 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 3T10=2,51cm<sup>2</sup> avec  $S_t=30 \text{ cm}$

- **Sur appui :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,75 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 3T8=1.51cm<sup>2</sup> avec  $S_t=30 \text{ cm}$

**III.4.6 Vérifications**

**A. Condition de non fragilité**

$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23 b d f_{28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 22,5 \times 2,1 / 400 = 2,71 \text{ cm}^2$

**En travée:**  $A_s = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ Min}}$  ..... vérifiée

**Sur appui :**  $A_s = 3,02 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ Min}}$  ..... vérifiée

**B. L'effort tranchant**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \text{Min} (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  (Fissuration

peu nuisible).

$T_u = 42,44 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = 42,44 \times 10^3 / (189) (1000)$   
 $\Rightarrow 0,23 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  vérifiée

**On doit aussi vérifier en zone d'appui**

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivant :

$$A_s \geq (T_u + M_u / 0,9d) \gamma_s / f_e$$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 42,44 - 20,24 / (0,9) (0,225) = -57,51 \text{ kN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction => pas de vérification de la section.

**C. Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**D. Vérification des contraintes du béton**

• **Position de l'axe neutre**

$$b \cdot y^2 + 30 (A_s + A'_s) y - 30 (d \cdot A_s - d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\Rightarrow 100 y^2 + (30 \times 4,71) y - (30 \times 22,5 \times 4,71) = 0$$

$$\Rightarrow 100 y^2 + 141,3 y - 3179,25 = 0$$

On prend la racine positive :  $y=4,97 \text{ cm}$

• **Moment d'inertie**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100 (4,97)^3}{3} + 15 \times 4,71 (22,5 - 4,97)^2 = 25802,92 \text{ cm}^4$$

• Vérification de la contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{25,52 \times 10^6}{25802,92 \times 10^4} (4,97 \times 10) = 4,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée :  $M_t = 0,85 M_{ser} = 0,85 \times 30,03 = 25,52 \text{ kNm}$

En appui :  $M_a = 0,5 M_{ser} = 0,5 \times 30,03 = 15,01 \text{ kNm}$

Tableau III. 9: Vérification à l'ELS.

	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub>
<b>Travée</b>	25,52	4,71	4,97	25802,92	4,97	Vérifiée
<b>Appui</b>	15,01	3,02	4,08	17634,03	3,47	Vérifiée

E. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_i}{10 M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,225}{4,02} = 0,0559 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{non .. vérifiée} \\ \frac{4,71}{100 \times 22,5} = 0,00209 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,0559 < 0,1 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [1].

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{250} \end{array} \right. \quad L = 4,02 < 7m.$

● **Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub>**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictif.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Avec :

h=25cm; b<sub>0</sub>=12cm; d=22,5cm; L=4,02 m; M<sub>tser</sub>=25,52kNm; M<sub>0</sub>=30,03kNm;

A<sub>s</sub>= 4.62cm<sup>2</sup>; Fe=400MPa.

E<sub>i</sub>=32164,20MPa ; E<sub>v</sub>=10818 ,87 MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau III. 10: Vérification de la flèche de l'escalier.**

M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
25,52	4,71	0.0174	240,81	2,56	1,02	0,780	137273,3	50387,28	84094,80

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,0256 \text{ cm} \\ f_v = 0,00453 \text{ cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,025 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{402}{250} = 1,7 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,025 \text{ cm} < \bar{f} = 1,734 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée .}$$

- Les résultats de Calcul de la flèche

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III. 11: Récapitulatif de la vérification des flèche

$f_i$ (cm)	$f_v$ (cm)	$\Delta f$ (cm)	$\bar{\Delta f}$ (cm)	Observation
0,0256	0,0453	0,025	1,734	Vérifiée

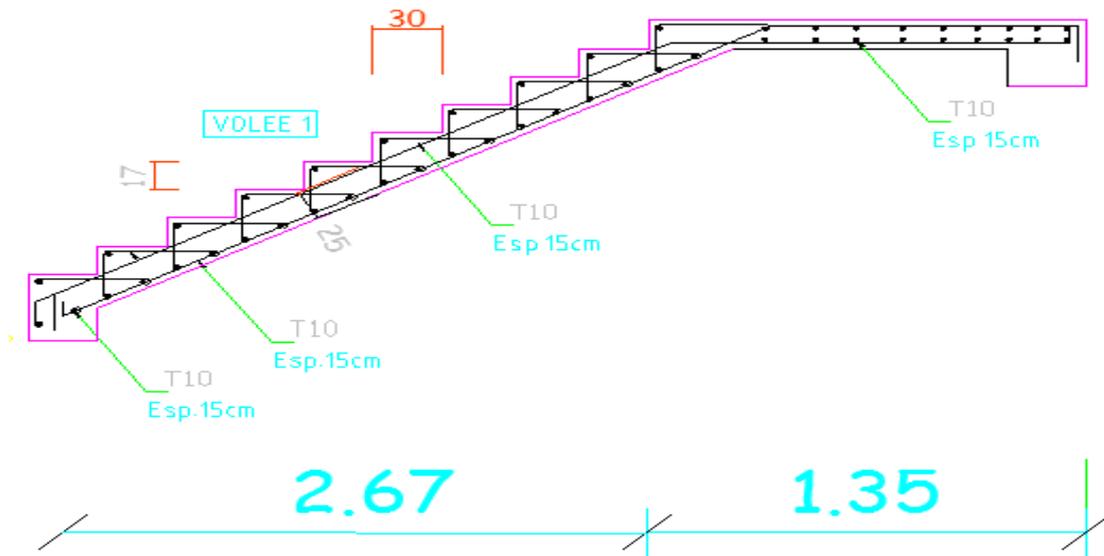


Figure III. 25: ferrailage des escaliers

### III.4 BALCONS

#### III.5.1 Introduction

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12 cm.

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon,

- En porte -à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encasté et libre à l'extrémité.

Soumis à :

- son poids propres.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

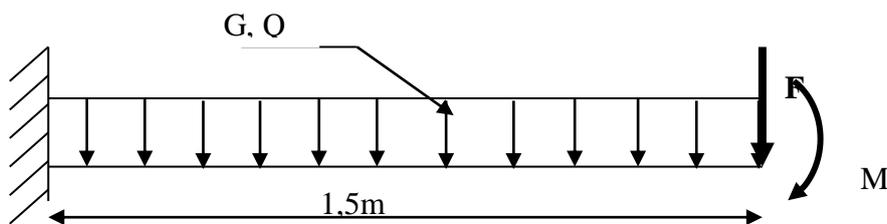


Figure III. 26: schéma statique du chargement du balcon.

#### ➤ Epaisseur du balcon

$$e \geq \frac{Lx}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Avec :

$L_x$  : La petite portée du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 1,5\text{m}$$

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

**III.5.2 Evaluation des charges**

**a. Charge permanente**

Carrelage ( $e=2,5\text{ cm}$ ) .....	$= 0,50\text{ kN/m}^2$
Mortier de pose ( $e=2\text{ cm}$ ; $\rho=20\text{ kN/m}^3$ ).....	$= 0,40\text{ kN/m}^2$
Lit de sable ( $e=3\text{ cm}$ ; $\rho=18\text{ kN/m}^3$ ).....	$= 0,54\text{ kN/m}^2$
Dalle pleine ( $e=15\text{ cm}$ ).....	$= 37,5\text{ kN/m}^2$
Enduit en ciment ( $e=2\text{ cm}$ ).....	$= 0,36\text{ kN/m}^2$
	<b><math>G=5,55\text{ kN/m}^2</math></b>

**b. Charge d'exploitation**

$$Q=3,50\text{ kN/m}^2$$

• Pour une bande de 1m

$$G \times 1\text{ m} = 5,55 \times 1 = 5,55\text{ KN/ml}$$

$$Q \times 1\text{ m} = 3,5 \times 1 = 3,5\text{ KN/ml}$$

**c. Charge concentrée "F"**

➤ Enduit au ciment .....	$0,36\text{ kN/m}^2$
➤ Maçonnerie ( $\text{ép}=10\text{ cm}$ ) .....	$0,90\text{ kN/m}^2$
➤ Enduit au ciment .....	$0,36\text{ kN/m}^2$
	<b><math>F=1,62\text{ kN/m}^2</math></b>

• Pour une bande de 1m

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

**d. Moment due à la main courante**

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 = 1\text{ kN/m}^2$$

**e. Combinaison des charges :**

**Tableau III. 12: Combinaison des charges.**

	ELU	ELS
<b>q (kN/ml)</b>	12,74	9,05
<b>F (kN)</b>	2,19	1,62
<b>M<sub>mc</sub></b>	1,50	1,00

**f. Calcul des efforts internes**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant :**  $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + Mmc\right)$
- **Effort tranchant :**  $T(x) = (qx + F)$

**Tableau III. 13: Valeurs des efforts internes.**

	ELU	ELS
M (kNm)	-19,11	-13,61
T (kN)	21,3	14,5

**III.5.3 Calcul des ferrailrages**

**a. Armatures principales**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $F_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=13.5\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$ .

**Tableau III. 14: Ferrailage du balcon.**

$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
19,11	0,073	Oui	0	0,094	12,98	4,23	5T12	5,65	20

➤ **Espacement**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**b. Armatures de répartitions**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,83 \text{ cm}^2$$

Le choix est de: **4T8=2,01cm<sup>2</sup>** avec: **S<sub>t</sub>=20cm**

**III.5.4 Vérifications**

**a. Condition de non fragilité**

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

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**b. Vérification de l'effort tranchant**

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} ) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{21,3 \cdot 10^3}{1000 \cdot 162} = 0,131 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**c. Vérification de l'E.L.S**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

**1. Vérification des contraintes**

Position de l'axe neutre "y"

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Moment d'inertie "I"

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; 15 \eta \right) = 240 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

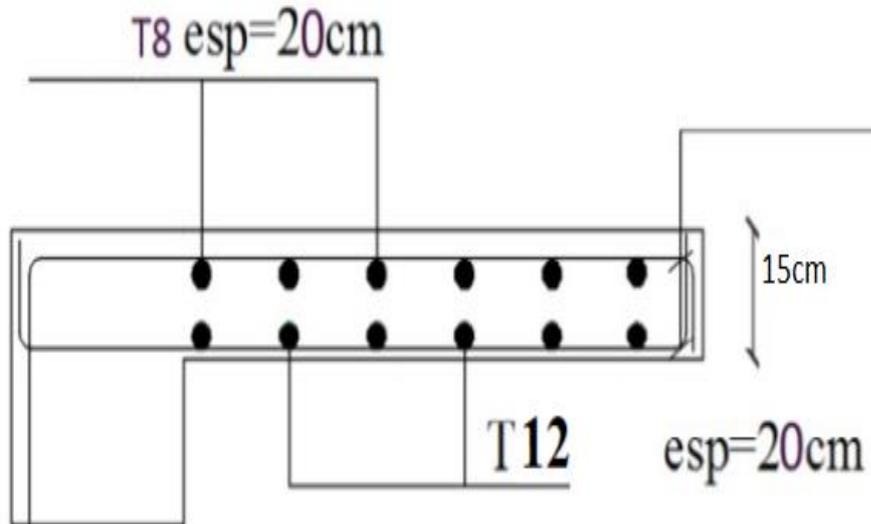
**Tableau III. 15: Vérification des contraintes du balcon.**

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
13,61	5,65	5,70	11441,82	6,78	Vérifiée	230,7	vérifiée

**2. Vérification de la flèche**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{1,5}{15} = 0,1 > 0,0625$  ..... vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,0042 < 0,0084$  ..... vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Leftrightarrow 0,10 \geq 0,1$  ..... vérifiée

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



**Figure III. 27: Croquis de ferrailage des balcons.**

## **CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

## IV.1 INTRODUCTION

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. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est la conduite par le logiciel ETABS qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) utilisant le principe de la superposition modale.

## IV.2 ETUDE SISMIQUE

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### a. 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.
- 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 encastres (6DDL bloqués).

### b. 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 les **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  $25kN/m^3$ .

- 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.2.1 La méthode de calcul**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d’analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d’analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul va dépendre des conditions imposées par le règlement, alors dans notre cas le choix nous a envoyé vers la méthode d’analyse modale spectrale.

**IV.2.2 Analyse spectrale**

➤ **Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 s \end{cases} \dots\dots\dots (4.13)[1]$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d’accélération de zone.
- η : facteur de correction d’amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.

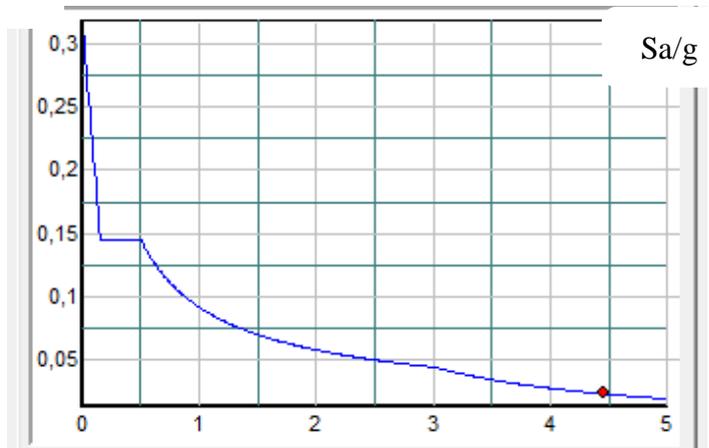


Figure IV. 1: Spectre de réponse

**IV.2.3 Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par les "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base "V<sub>t</sub>" obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente "V" pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V<sub>t</sub> < 0,8V, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

• **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec

- A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ * \text{ zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.25}$$

• **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le **tableau 4.7** [2].

$$\text{Catégorie } S_3 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{site meuble} \\ T_2 = 0.50sec \end{array} \right. \quad T_1 = 0.15sec$$

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

avec  $\xi = 7 \frac{0}{0} \rightarrow \eta = 0,8819$

- **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 les **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min ( T = C_T \times h_N^{3/4} , T_{x,y} = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_{x,y}}} )$$

$C_T = 0,05$

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

$h_N = 30,94m$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D_X = 23,55m \\ \Rightarrow D_Y = 16,35m \end{array} \right.$$

$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(30,94)^{3/4} = 0.656s$ , dans les deux directions.

- Suivant la direction (x - x)  $T_x = 0,09 \frac{30,94}{\sqrt{23,55}} = 0,574sec$

- Suivant la direction (y - y)  $T_y = 0,09 \frac{30,94}{\sqrt{16,35}} = 0,689sec$

**Sens (x-x) :**  $T_X = \min( 0.656, 0.574 ) = 0.574sec.$  ;  $1,3 T_x = 0,746 sec$

**Sens (y-y) :**  $T_Y = \min( 0.656, 0.689 ) = 0.656sec.$  ;  $1,3 T_Y = 0,853 sec$

Le choix de la période fondamentale a été fait en accord avec les résultats du travail du Dr. Rafik TALEB (Journal of materials and engineering structures).

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & si \quad T_{analytique} \leq 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & si \quad T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases}$$

- **R : Coefficient de comportement**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de

comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA 99 v2003.

On a choisi un R=4 (portique contreventé par des voiles).

• **Q : facteur de qualité**

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

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donné par le tableau 4.4 [1]

**Tableau IV. 1: Facteur de qualité**

Critère q »	valeurs des pénalités P <sub>q</sub>			
	P <sub>q</sub>		X-X	Y-Y
	Observé	N/observé		
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0
3. Régularité en plan	0	0,05	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,1	0,1	0,1

$Q//xx=1+(0+0+0.05+0+0.05+0.1) =1.2$

$Q//yy=1+(0.05+0+0.05+0+0.05+0.1) =1.25$

**IV.2.4 Vérification des déplacements latéraux inter étages**

L'une des vérifications préconisées par les RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 page40 des RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \text{ et } \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \text{ et } \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x

$\Delta_K^y$  : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y

Tableau IV. 2: Récapitulatif des valeurs trouvées

Paramètres	Notations	Justifications	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone	A	Zone III et Groupe 2	0,25
Pourcentage d'amortissement critique	$\xi$	Portique en béton armé dense	7%
Facteur de correction d'amortissement	$\eta$	$\sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$	0,8819
Catégorie de sol	$T_1$	Site meuble	0,15
	$T_2$		0,50
Choix de la période fondamentale	$1,3T_x$	$C_T \cdot h_N^{3/4}$ $0,09 h_N / \sqrt{D_{x,y}}$	0,746
	$1,3T_y$		0,853
Facteur de qualité	$Q_x$	$\frac{6}{1 + \sum P_q}$	1,2
	$Q_y$		1,25
Coefficient de comportement de la structure	R	Mixte portiques/palées triangulaires	4

### IV.3 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE PROPRES

#### IV.3.1 Résultats de l'analyse dynamique

Model initial :

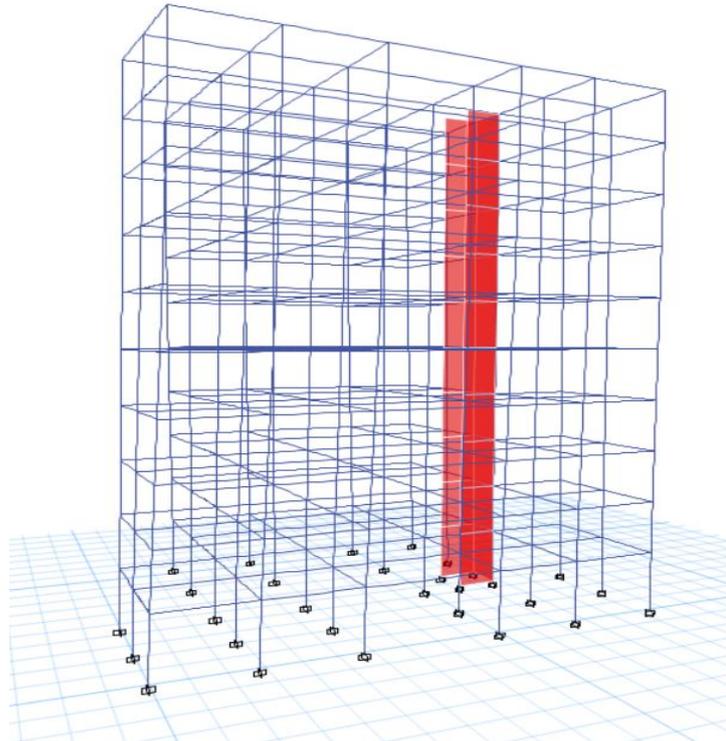


Figure IV. 2: model initial

Tableau IV. 3: Période et facteurs de participation massique du modèle initial

Case	Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	1,359	0,0011	0,5702	0,0011	0,5702
Modal	2	1,029	0,3396	0,1064	0,3407	0,6766
Modal	3	0,995	0,4078	0,0683	0,7486	0,7449
Modal	4	0,444	0,0003	0,0772	0,7489	0,8220
Modal	5	0,32	0,1304	0,0382	0,8793	0,8221
Modal	6	0,297	0,0002	0,0551	0,8795	0,8771
Modal	7	0,254	0,1187	0,0283	0,8795	0,9055
Modal	8	0,169	0,0002	0,0113	0,8797	0,9168
Modal	9	0,167	0,0502	0,0007	0,9299	0,9175
Modal	10	0,144	0,0014	0,0282	0,9313	0,9457
Modal	11	0,126	0,5135	0,0083	0,9313	0,9540
Modal	12	0,103	0,0261	0,0005	0,9574	0,9545

- **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

Une période fondamentale : **T = 1,359s** ;

- Le **1<sup>er</sup> mode** est un mode de translation parallèlement à **Y-Y**.
- Le **2<sup>ème</sup> mode** est un mode de rotation.
- Le **3<sup>ème</sup> mode** est un mode de translation parallèlement à **X-X**.
- Le taux de participation massique atteint les 90% au **9<sup>ème</sup> mode**

#### IV.3.2 Résultantes des forces sismiques

- **Sens X-X** :  $T_{Analytique} = 0,995 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,574 = 0,746 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est  $T = 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,574 = 0,746 \text{ Sec}$ .

- **Sens Y-Y** :  $T_{Analytique} = 1,359 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,656 = 0,853 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est  $T = 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,853 = 0,853 \text{ Sec}$ .

$$\text{Calcul de D : } \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.50}{0.746}\right)^{2/3} = 1,68 \\ D_y = 2.5 \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.50}{0,853}\right)^{2/3} = 1,54 \end{cases}$$

• **Vérification de l’effort tranchant à la base**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

D’après Etabs on obtient :

$$\begin{cases} W = 36800,74 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^x = 4696,54 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^y = 3563,25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{stq.}^x = \frac{0,25 \times 1,68 \times 1,20 \times 36800,74}{4} = 4636,89 \text{ KN} & \implies 0,8 V_{stq.}^x = 3709,51 \text{ KN} \\ V_{stq.}^y = \frac{0,25 \times 1,54 \times 1,25 \times 36800,74}{4} = 4427,58 \text{ KN} & \implies 0,8 V_{stq.}^y = 3542,06 \text{ KN} \end{cases}$$

Il faut que  $V_{dynamique} \geq 0,8V_{statique}$  et cela dans les deux sens.

**Tableau IV. 4: Vérification de la résultante de forces sismique**

	Vdynamique(KN)	0,8Vstatique(KN)	Observation
Sens x-x	4696,54	3709,51	Vérifiée
Sens y-y	3563,25	3542,06	Vérifiée

**IV.3.3 Vérification des déplacements inter étage**

**Tableau IV. 5: Vérification des déplacements inter étages du mode initial**

Z(m)	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	$\frac{\Delta kx \leq \bar{\Delta}}{\bar{\Delta}}$	$\frac{\Delta ky \leq \bar{\Delta}}{\bar{\Delta}}$
9 <sup>ème</sup>	5,68	7,20	1,64	1,80	3,06	Oui	Oui
8 <sup>ème</sup>	5,27	6,75	1,96	2,28	3,06	Oui	Oui
7 <sup>ème</sup>	4,78	6,18	2,28	2,84	3,06	Oui	Oui
6 <sup>ème</sup>	4,21	5,47	2,52	3,00	3,06	Oui	Oui
5 <sup>ème</sup>	3,58	4,72	2,68	3,40	3,06	Oui	Non
4 <sup>ème</sup>	2,91	3,87	2,80	3,64	3,06	Oui	Non
3 <sup>ème</sup>	2,21	2,96	2,76	3,52	3,06	Oui	Non
2 <sup>ème</sup>	1,52	2,08	2,60	3,48	3,06	Oui	Non
1 <sup>er</sup>	0,87	1,21	2,24	3,08	3,06	Oui	Non
RDC	0,31	0,44	1,24	1,76	3,40	Oui	Oui

**Conclusion :**

Il est important d’introduire des voiles pour justifier la rigidité de la structure et pour éviter la torsion dans le 1<sup>er</sup> mode.

L'introduction des voiles dans la structure se fera par tâtonnement mais d'une manière réfléchie, plusieurs essais de structure seront conduits, et la structure finale choisie sera celle qui présentera :

Une période fondamentale proche de la limite imposée par le **RPA99 version 2003**.

Des modes propres semblables à ceux d'une structure dont le comportement est régulier.

Participation massique elle doit dépasser les 90 dans les deux sens.

Des déplacements inter-étages ils doivent être  $\leq 0.01h_e$ .

Effort tranchant à la base.

### Model 1

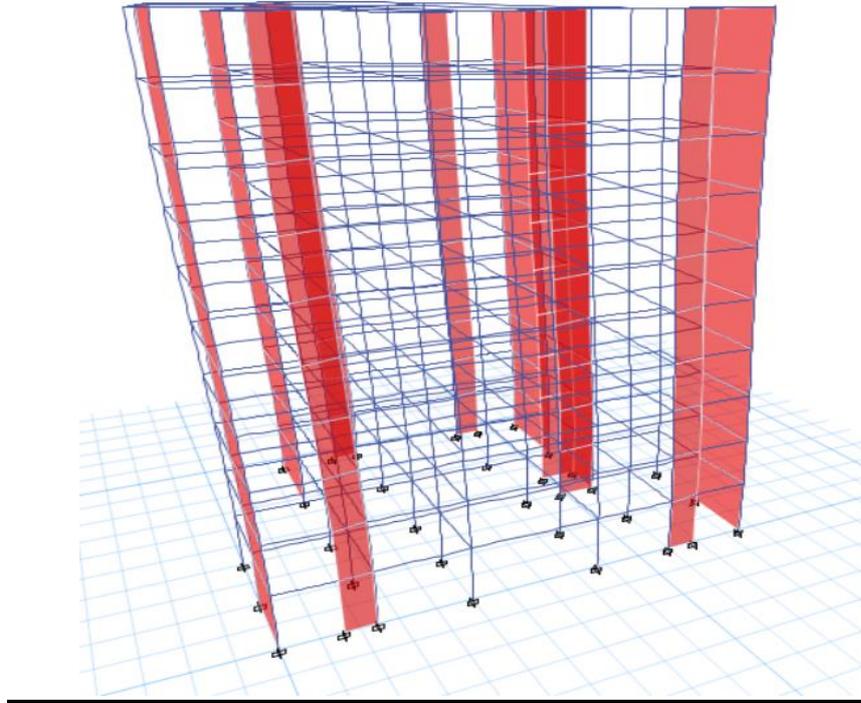


Figure IV. 3: model 1

Tableau IV. 6: Période et facteurs de participation massique du model 1

Case	Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	0,85	0,7488	0,0001	0,7488	0,0001
Modal	2	0,731	0,0001	0,6513	0,7489	0,6514
Modal	3	0,563	0,0273	0,0273	0,7489	0,6787
Modal	4	0,261	0,1293	0,0008	0,8782	0,6787
Modal	5	0,17	0,0153	0,1799	0,8782	0,8586
Modal	6	0,144	0,0001	0,0069	0,8783	0,8655
Modal	7	0,133	0,0511	0	0,9293	0,8655

Modal	8	0,081	0,028	0,0002	0,9573	0,8655
Modal	9	0,074	0,0002	0,0681	0,9573	0,9336
Modal	10	0,066	0,0001	0,0032	0,9574	0,9368
Modal	11	0,056	0,0175	0,0004	0,9749	0,9368
Modal	12	0,045	0,0009	0,0317	0,9749	0,9685

• **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

Une période fondamentale : **T = 0,85 s** ;

- Le **1<sup>er</sup> mode** est un mode de translation parallèlement à **X-X**.
- Le **2<sup>ème</sup> mode** est un mode de translation parallèlement à **Y-Y**.
- Le **3<sup>ème</sup> mode** est un mode de rotation.
- Le taux de participation massique atteint les 90% au **9<sup>ème</sup> mode**

**IV.3.4 Résultantes des forces sismiques**

- **Sens X-X** :  $T_{Analytique} = 0,85 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,574 = 0,746 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est  $T = 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,574 = 0,746 \text{ Sec}$ .

- **Sens Y-Y** :  $T_{Analytique} = 0,731 \text{ Sec} < 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,656 = 0,853 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est  $T_{analytique} = 0,731 \text{ Sec}$ .

Calcul de D :

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.50}{0.746}\right)^{2/3} = 1,68 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.50}{0.731}\right)^{2/3} = 1,71 \end{cases}$$

**Vérification de l'effort tranchant à la base**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

D'après Etabs on obtient :

$$\begin{cases} W = 40204,14 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^x = 4478,03 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^y = 4691,45 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{stq.}^x = \frac{0,25 \times 1,68 \times 1,20 \times 40204,14}{4} = 5065,72 \text{ KN} & \implies 0,8 V_{stq.}^x = 4052,57 \text{ KN} \\ V_{stq.}^y = \frac{0,25 \times 1,71 \times 1,25 \times 40204,14}{4} = 5371,02 \text{ KN} & \implies 0,8 V_{stq.}^y = 4296,81 \text{ KN} \end{cases}$$

Il faut que  $V_{dynamique} \geq 0,8V_{statique}$  et cela dans les deux sens.

**Tableau IV. 7: Vérification de la résultante de forces sismique**

	Vdynamique(KN)	0,8Vstatique(KN)	Observation
Sens x-x	4478,03	4052,57	Vérifiée
Sens y-y	4691,45	4296,81	Vérifiée

Le rapport  $\left\{ \begin{array}{l} 0,8V^x \\ V_t^x \end{array} \right. = 1$                       Le rapport  $\left\{ \begin{array}{l} 0,8V^y \\ V_t^y \end{array} \right. = 1$

**IV.3.5 Vérification des déplacements inter étage**

**Tableau IV. 8: Vérification des déplacements inter étages du mode initial**

Z(m)	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	$\frac{\Delta_{Kx}}{\bar{\Delta}} \leq$	$\frac{\Delta_{Ky}}{\bar{\Delta}} \leq$
9 <sup>ème</sup>	3,54	3,11	0,96	1,48	3,06	Oui	Oui
8 <sup>ème</sup>	3,30	2,74	1,20	1,56	3,06	Oui	Oui
7 <sup>ème</sup>	3,00	2,35	1,36	1,56	3,06	Oui	Oui
6 <sup>ème</sup>	2,66	1,96	1,56	1,52	3,06	Oui	Oui
5 <sup>ème</sup>	2,27	1,58	1,72	1,52	3,06	Oui	Oui
4 <sup>ème</sup>	1,84	1,20	1,76	1,40	3,06	Oui	Oui
3 <sup>ème</sup>	1,40	0,85	1,80	1,24	3,06	Oui	Oui
2 <sup>ème</sup>	0,95	0,54	1,64	1,04	3,06	Oui	Oui
1 <sup>er</sup>	0,54	0,28	1,44	0,76	3,06	Oui	Oui
RDC	0,18	0,09	0,72	0,36	3,40	Oui	Oui

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés

**IV.3.6 Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de Compression de calcul est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :  $B_c$  : section de poteau

$N_d$  :  $G+Q \pm E$

Tableau IV. 9: Vérification du critère de l'effort normal réduit

Niveau	S poteaux corrigé	N <sub>d</sub>	V	V <sub>RPA</sub>	Observations
9 <sup>ème</sup>	40×40	255,78	0,06	0,3	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	40×40	483,05	0,12	0,3	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	40×40	718,54	0,18	0,3	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	45×45	959,69	0,19	0,3	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	45×45	1204,90	0,24	0,3	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	45×45	1457,32	0,28	0,3	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	50×50	1718,08	0,27	0,3	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	50×50	2144,39	0,34	0,3	Non vérifiée
1 <sup>er</sup>	50×50	2620,89	0,42	0,3	Non vérifiée
RDC	55×55	3070,96	0,49	0,3	Non vérifiée

✓ Remarque :

La condition de l'effort normal réduit n'est vérifiée donc on augmente les sections des poteaux

Tableau IV. 10: Vérification du critère de l'effort normal réduit corrigé

Niveau	S poteaux corrigé	N <sub>d</sub>	V	V <sub>RPA</sub>	Observations
9 <sup>ème</sup>	60*60	301,50	0,033	0,3	vérifiée
8 <sup>ème</sup>	60*60	657,14	0,073	0,3	vérifiée
7 <sup>ème</sup>	60*60	870,67	0,096	0,3	vérifiée
6 <sup>ème</sup>	65*65	1127,82	0,106	0,3	vérifiée
5 <sup>ème</sup>	65*65	1416,88	0,134	0,3	vérifiée
4 <sup>ème</sup>	65*65	1841,25	0,174	0,3	vérifiée
3 <sup>ème</sup>	70*70	2385,58	0,194	0,3	vérifiée
2 <sup>ème</sup>	70*70	2970,11	0,242	0,3	vérifiée
1 <sup>er</sup>	70*70	3556,53	0,290	0,3	vérifiée
RDC	75*75	4072,40	0,289	0,3	vérifiée

✓ Remarque :

La condition de l'effort normal réduit est donc vérifiée

#### IV.3.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-delta-(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<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [1]}$$

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’.

**Tableau IV. 11: Justification vis-à-vis de l’effet P-delta**

Niveaux	$P_K$ (kN)	$\Delta_x 10^{-3}$ (m)	$\Delta_y 10^{-3}$ (m)	$V_{Kx}$ (kN)	$V_{Ky}$ (kN)	$h_K$ (m)	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta(x$ ou y) $\leq 0,1$
9 <sup>ème</sup>	4658,83	2,4	3,7	1044,37	1278,64	3,06	0,035	0,040	OK
8 <sup>ème</sup>	8984,82	3,0	3,9	1903,25	2269,77	3,06	0,046	0,050	OK
7 <sup>ème</sup>	13258,66	3,4	3,9	2630,90	3028,11	3,06	0,055	0,055	OK
6 <sup>ème</sup>	17648,56	3,9	3,8	3263,50	3670,13	3,06	0,068	0,059	OK
5 <sup>ème</sup>	22003,83	4,3	3,5	3811,99	4207,75	3,06	0,081	0,060	OK
4 <sup>ème</sup>	26264,38	4,4	3,5	4265,31	4642,32	3,06	0,085	0,064	OK
3 <sup>ème</sup>	30650,93	4,5	3,1	4642,04	4999,97	3,06	0,097	0,062	OK
2 <sup>ème</sup>	35106,74	4,1	2,6	4937,93	5285,81	3,06	0,095	0,056	OK
1 <sup>er</sup>	39562,56	3,6	1,9	5136,45	5498,22	3,06	0,090	0,046	OK
RDC	44387,96	1,8	0,9	5233,91	5617,79	3,40	0,044	0,021	OK

Vu les résultats obtenus sont inférieurs à 0,1, d’où les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés

**IV.3.8 Justification du choix du coefficient de comportement**

Dans le système de contreventement de structure Mixte portiques/voiles avec interaction (Système 4.a) ainsi définie par le [2], Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

	Effort normal à la base ELS(KN)
Voiles	10506,05
Poteaux+ Voiles	44387,96

➤ Efforts normal à ELS :

- Voile :

-  $V_{ELS} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} < 20 \% \dots\dots$  vérifié.

-  $V_{ELS} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} = \frac{10506,05}{44387,96} = 0,24 \Rightarrow 24 \% > 20 \% \dots\dots$  non vérifiée.

**Conclusion :**

Alors le choix qu'on a pris « **R=4** » n'est pas justifié.

Donc on diminue les voiles dans le sens y et on refait tous les autres vérifications

**Model final**

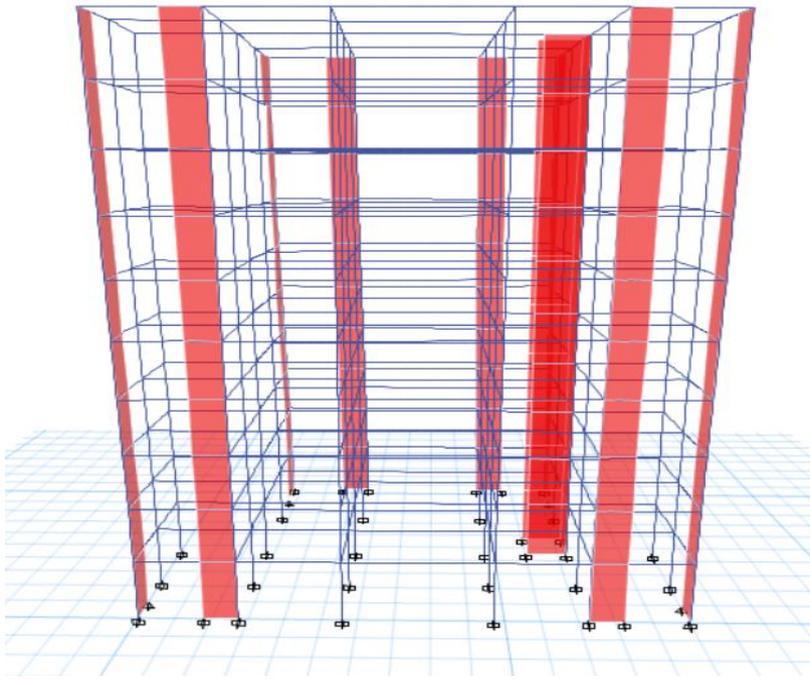


Figure IV. 4: model final

Tableau IV. 12: Période et facteurs de participation massique du model final

Case	Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	0,96	0,0002	0,7009	0,0002	0,7009
Modal	2	0,769	0,7454	0,0005	0,7456	0,7014
Modal	3	0,698	0,0047	0,0248	0,7503	0,7263
Modal	4	0,272	0,0003	0,1281	0,7505	0,8543
Modal	5	0,232	0,126	0,0002	0,8766	0,8545
Modal	6	0,203	0,0005	0,0105	0,877	0,8651
Modal	7	0,131	0,0002	0,051	0,8772	0,9161
Modal	8	0,118	0,0498	0,0004	0,927	0,9161
Modal	9	0,099	0,0009	0,0079	0,9279	0,924
Modal	10	0,078	0,0001	0,0273	0,9281	0,9513
Modal	11	0,072	0,0279	0,0007	0,9559	0,9513
Modal	12	0,06	0,0006	0,0046	0,9565	0,9558

- **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

Une période fondamentale : **T = 0,96 s** ;

- Le **1<sup>er</sup> mode** est un mode de translation parallèlement à **Y-Y**.
- Le **2<sup>ème</sup> mode** est un mode de translation parallèlement à **X-X**.
- Le **3<sup>ème</sup> mode** est un mode de rotation.
- Le taux de participation massique atteint les 90% au **8<sup>ème</sup> mode**

#### IV.3.9 Résultantes des forces sismiques

- **Sens X-X** :  $T_{Analytique} = 0,769 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,574 = 0,746 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est  $T = 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,574 = 0,746 \text{ Sec}$ .

- **Sens Y-Y** :  $T_{Analytique} = 0,96 \text{ Sec} > 1,3T_{Empirique} = 1,3 \times 0,656 = 0,853 \text{ Sec}$

Alors la période adoptée est  $T_{analytique} = 0,853 \text{ Sec}$ .

$$\text{Calcul de D : } \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.50}{0.746}\right)^{2/3} = 1,68 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.50}{0.853}\right)^{2/3} = 1,54 \end{cases}$$

**Vérification de l'effort tranchant à la base**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

D'après Etabs on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} W = 42995,66 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^x = 5062,18 \text{ KN} \\ V_{dyn.}^y = 4480,36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{stq.}^x = \frac{0,25 \times 1,68 \times 1,20 \times 43026,26}{4} = 5421,31 \text{ KN} \implies 0,8 V_{stq.}^x = 4337,04 \text{ KN} \\ V_{stq.}^y = \frac{0,25 \times 1,54 \times 1,25 \times 43026,26}{4} = 5176,60 \text{ KN} \implies 0,8 V_{stq.}^y = 4141,28 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Il faut que Vdynamique ≥ 0,8Vstatique et cela dans les deux sens.

**Tableau IV. 13: Vérification de la résultante de forces sismique**

	Vdynamique(KN)	0,8Vstatique(KN)	Observation
Sens x-x	5062,51	4337,04	Vérifiée
Sens y-y	4480,36	4141,28	Vérifiée

Le rapport  $\left\{ \begin{array}{l} 0,8V^x \\ V_t^x \end{array} \right. = 1$

Le rapport  $\left\{ \begin{array}{l} 0,8V^y \\ V_t^y \end{array} \right. = 1$

**IV.3.10 Vérification des déplacements inter étage**

**Tableau IV. 14: Vérification des déplacements inter étages du modèle final**

Z(m)	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	$\frac{\Delta_{Kx} \leq \bar{\Delta}}$	$\frac{\Delta_{Ky} \leq \bar{\Delta}}$
9ème	3,08	4,39	0,8	1,36	3,06	Oui	Oui
8ème	2,88	4,05	0,96	1,60	3,06	Oui	Oui
7ème	2,64	3,65	1,2	1,8	3,06	Oui	Oui
6ème	2,34	3,20	1,32	2,0	3,06	Oui	Oui
5ème	2,01	2,70	1,48	2,16	3,06	Oui	Oui
4ème	1,64	2,16	1,6	2,24	3,06	Oui	Oui
3ème	1,24	1,60	1,6	2,20	3,06	Oui	Oui
2ème	0,84	1,05	1,48	1,96	3,06	Oui	Oui
1 <sup>er</sup>	0,47	0,56	1,24	1,52	3,06	Oui	Oui
RDC	0,16	0,18	0,64	0,72	3,40	Oui	Oui

A partir des résultats de l'analyse il vient que :  
 Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés

**IV.3.11 Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de Compression de calcul est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :  $B_c$  : section de poteau

$N_d$  :  $G+Q \pm E$

**Tableau IV. 15: Vérification du critère de l'effort normal réduit**

Niveau	S poteaux corrigé	$N_d$	v	$V_{RPA}$	Observations
9 <sup>ème</sup>	60*60	279,10	0,03	0,3	vérifiée
8 <sup>ème</sup>	60*60	536,93	0,06	0,3	vérifiée
7 <sup>ème</sup>	60*60	798,07	0,08	0,3	vérifiée
6 <sup>ème</sup>	65*65	1074,83	0,10	0,3	vérifiée
5 <sup>ème</sup>	65*65	1361,13	0,13	0,3	vérifiée
4 <sup>ème</sup>	65*65	1762,91	0,17	0,3	vérifiée
3 <sup>ème</sup>	70*70	2274,77	0,19	0,3	vérifiée
2 <sup>ème</sup>	70*70	2823,59	0,23	0,3	vérifiée
1 <sup>er</sup>	70*70	3374,86	0,27	0,3	vérifiée
RDC	75*75	3864,04	0,27	0,3	vérifiée

✓ **Remarque :**

La condition de l'effort normal réduit est donc vérifiée

**IV.3.12 Justification vis-à-vis de l'effet P-delta-(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<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [1]}$$

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'.

**Tableau IV. 16: Justification vis-à-vis de l'effet P-delta**

Niveaux	$P_K$ (kN)	$\Delta_x 10^{-3}$ (m)	$\Delta_y 10^{-3}$ (m)	$V_{Kx}$ (kN)	$V_{Ky}$ (kN)	$h_K$ (m)	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta(x$ ou y) $\leq 0,1$
9 <sup>ème</sup>	4521,13	2	3,4	1016,51	972,35	3,06	0,029	0,051	OK
8 <sup>ème</sup>	8709,42	2,4	4	1857,24	1728,96	3,06	0,036	0,065	OK
7 <sup>ème</sup>	12845,56	3	4,5	2555,18	2331,17	3,06	0,049	0,081	OK
6 <sup>ème</sup>	17097,76	3,3	5	3169,55	2848,08	3,06	0,058	0,098	OK
5 <sup>ème</sup>	21315,33	3,7	5,4	3695,15	3286,26	3,06	0,069	0,111	OK
4 <sup>ème</sup>	25438,17	4	5,6	4132,81	3655,38	3,06	0,080	0,12	OK
3 <sup>ème</sup>	29687,03	4	5,5	4495,76	3968,70	3,06	0,086	0,13	OK
2 <sup>ème</sup>	34005,14	3,7	4,9	4779,65	4219,68	3,06	0,086	0,13	OK
1 <sup>er</sup>	38323,26	3,1	3,8	4973,69	4397,02	3,06	0,078	0,11	OK
RDC	42995,66	1,6	1,8	5062,18	4480,36	3,40	0,039	0,050	OK

Vu les résultats obtenus sont inférieurs à 0,1, d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés

**IV.3.13 Justification du choix du coefficient de comportement**

Dans le système de contreventement de structure Mixte portiques/voiles avec interaction (Système 4.a) ainsi définie par le [2], Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

	Effort normal à la base ELS(KN)
Voiles	7662,01
Poteaux+ Voiles	42995,66

➤ Efforts normal à ELS :

- Voile :

-  $V_{\text{ELS}} = \frac{E_{\text{Voiles}}}{E_{\text{Totale}}} < 20 \% \dots\dots \text{vérifié.}$

-  $V_{\text{ELS}} = \frac{E_{\text{Voiles}}}{E_{\text{Totale}}} = \frac{7662,01}{42995,66} = 0,18 \Rightarrow 18 \% < 20 \% \dots\dots \text{vérifiée.}$

**Conclusion :**

Donc le choix qu'on a pris « **R=4** » est à présent justifié.

**CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS  
RESISTANTS**

## V.1 FERRAILLAGE DES POUTRES

### V.1.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

### V.1.2 Les combinaisons de charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 "[6] :
  - E.L.U :  $1.35 G + 1.5 Q$
  - E.L.S:  $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 ":
  - $0.8G \pm E$
  - $G + Q \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

### V.1.3 Recommandation du rpa99 version 2003

Selon Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$  au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$  au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  (zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- La quantité d'armatures "  $A_t$  ", est donnée par:  $A_t = 0.003 St. L$ .

L: longueur de la poutre.



V.1.4.1 Poutre porteuse (40x 50)

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V. 1: Ferrailage des poutres porteuses (40x50) (Situation Durable).

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC,1 <sup>er</sup> ,2,3 <sup>ème</sup>	40x 50	Travée	106,9	8,84	0	10
		Appui	-141,41	0	11,97	10
4, 5,6, <sup>ème</sup>	40x 50	Travée	108,45	8,98	0	10
		Appui	-144,29	0	12,23	10
7, 8,9, <sup>ème</sup>	40x 50	Travée	120,95	10,09	0	10
		Appui	-148,8	0	9,74	10

b- Situation accidentelle

b.1. hors voiles :

Tableau V. 2: Ferrailage des poutres porteuses (40x50) hors voiles (Situation Accidentelle)

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC,1 <sup>er</sup> ,2,3 <sup>ème</sup>	40x 50	Travée	105,04	8,68	0	10
		Appui	-251,51	0	23,22	10
4, 5,6, <sup>ème</sup>	40x 50	Travée	115,17	9,57	0	10
		Appui	-255,71	0	23,71	10
7,8, 9, <sup>ème</sup>	40x 50	Travée	106,32	8,79	0	10
		Appui	-218,06	0	19,55	10

b.2 avec voiles :

Tableau V. 3: Ferrailage des poutres porteuses avec voiles (situation accidentelle)

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC,1 <sup>er</sup> ,2,3 <sup>ème</sup>	40x 50	Travée	88,17	7,21	0	10
		Appui	-452,55	0	47	10
4, 5,6, <sup>ème</sup>	40x 50	Travée	71	5,74	0	10
		Appui	-432,96	0	45,39	10
7,8, 9, <sup>ème</sup>	40x 50	Travée	66	5,32	0	10
		Appui	-238,77	0	21,8	10

●Choix des armatures :

Poutre porteuse (40x 50) :

Tableau V. 4: Choix des armatures pour les poutres porteuses hors voiles (40x 50).

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>S</sub> <sup>max</sup> (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>max</sup> (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix max des armatures	A <sub>S</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC,1 <sup>er</sup> ,2,3 <sup>ème</sup>	40x 50	Travée	80	120	10	8,68	Travée 4T20	12,57
		Appui				23,22		
4, 5,6 <sup>ème</sup>	40x 50	Travée	80	120	10	9,57	Appui 8T20	25,13
		Appui				23,71		
7,8, 9, <sup>ème</sup>	40x 50	Travée	80	120	10	8,79	8T20	
		Appui				19,55		

V.1.4.2 Poutre non porteuse (30x 40)

a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau V. 5: Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Durable).

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC,1 <sup>er</sup> ,2,3 <sup>ème</sup>	30x 40	Travée	120,95	10,7	0	6
		Appui	-148,80	0	13,7	6
4, 5,6 <sup>ème</sup>	30x 40	Travée	21,28	1,69	0	6
		Appui	-33,16	0	2,66	6
7, 8, 9, <sup>ème</sup>	30x40	Travée	26,28	2,1	0	6
		Appui	-39,09	0	3,15	6

b. Situation accidentelle :

b.1 hors voiles

Tableau V. 6: Ferrailage des poutres non porteuses hors voiles (30x40) (situation accidentelle)

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC,1 <sup>er</sup> ,2,3 <sup>ème</sup>	30x 40	Travée	92	7,85	0	6
		Appui	-156,12	0	14,53	6
4, 5,6 <sup>ème</sup>	30x 40	Travée	89	7,57	0	6
		Appui	-157,11	0	14,65	6
7, 8, 9, <sup>ème</sup>	30x 40	Travée	79	6,37	0	6
		Appui	-121,31	0	10,74	6

b.2 avec voiles :

Tableau V. 7: Ferrailage des poutres non porteuses avec voiles (situation accidentelle)

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC,1 <sup>er</sup> ,2,3 <sup>ème</sup>	30x 40	Travée	65	5,38	0	6
		Appui	-370,12	0	36,53	6
4, 5,6, <sup>ème</sup>	30x 40	Travée	56	4,59	0	6
		Appui	-348,11	0	34,67	6
7,8, 9, <sup>ème</sup>	30x 40	Travée	45	3,65	0	6
		Appui	-226,75	0	24,39	6

●Choix des armatures :

Poutre non porteuse (30x 40) :

Tableau V. 8: Choix des armatures pour les poutres non porteuses hors voiles (30x 40).

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix max des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC,1 <sup>er</sup> ,2,3 <sup>ème</sup>	30x 40	Travée	48	72	6	7,58	Travée	8,04
		Appui				14,53		
4, 5,6, <sup>ème</sup>	30x 40	Travée	48	72	6	7,57	Appui	16,08
		Appui				14,65		
7,8, 9, <sup>ème</sup>	30x 40	Travée	48	72	6	6,37	8T16	16,08
		Appui				10,74		

**V.1.5 Condition de non fragilité**

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit vérifier la condition suivant :

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

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; F_e=400\text{MPa}$$

Tableau V. 9: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> choisi (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> min(cm <sup>2</sup> )	Vérification
Poutre p 40x50	1,69	2,17	Vérifiée
Poutre S 30x40	1,78	1,3	Vérifiée

### V.1.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub>), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

#### Béton <sup>[1]</sup>

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

#### Acier <sup>[1]</sup>

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90 \times \sqrt{\eta.f_{tj}}\right)$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \end{cases}$$

1. Vérification des contraintes :

#### **Position de l'axe neutre "y"**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

#### **Moment d'inertie "I"**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

**a. Poutres porteuses (40x 50)**

**Tableau V. 10: Vérification vis-à-vis de L'état limite de service**

Poutre p	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification	Σs (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	88,58	12,57	23,32	405067,25	8,53	15	OK	71,11	201,63	OK
Appuis	-109,01	25,13	25	458353,33	8,48	15	OK	71,34	201,63	OK

Donc :

Travée  $A_s = 12,57\text{cm}^2 \rightarrow 4\text{T}20$

Appui  $A_s = 25,13\text{cm}^2 \rightarrow 8\text{T}20$

Les autres résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1). Sens porteur :

**Tableau V. 11: Vérification des poutres porteuses à l'ELS**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>ser</sub> (KNm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérifier
RDC 1,2,3 <sup>ème</sup>	40x50	Travée	77,79	6,84	15	50,91	201,63	oui
		Appui	-102,91	8		67,40		
4,5,6 <sup>ème</sup>	40x50	Travée	78,38	6,9	15	51,3	201,63	oui
		Appui	-104,94	8,16		68,68		
7,8,9 <sup>ème</sup>	40x50	Travée	88,58	8,53	15	71,11	201,63	oui
		Appui	-109,01	8,48		71,34		

**b. Poutres non porteuses (30x 40)**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V. 12: Vérification vis-à-vis de L'état limite de service**

Poutre p 2	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	14,25	8,04	22,13	264576,01	2,99	15	ok	27,27	201,63	ok
Appuis	-22,32	16,08	22,42	215157,31	3,79	15	ok	52,52	201,63	ok

Donc :

Travée  $A_s = 8,04 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{T16}$

Appui  $A_s = 16,08 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\text{T16}$

Les autres résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V. 13: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M_{ser}$ (KNm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifier
RDC 1,2,3 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	14,25	2,99	15	27,27	201.63	oui
		Appui	-17,25	2,93		16,68		
4,5,6 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	13,41	2,15	15	10,54	201.63	oui
		Appui	-20.54	3,49		19,86		
7,8,9 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	14,09	2,65	15	126,68	201.63	oui
		Appui	-22,32	3,79		52,52		

**V.1.7 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable).

**Tableau V. 14: Vérification de la contrainte de cisaillement.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u \text{ max}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u \text{ BAEL add}$ (MPa)	Vérification
RDC-9 <sup>ème</sup>	Poutre p 40x50	182,20	1,01	2,5	Ok
RDC-9 <sup>ème</sup>	Poutre s 30 x40	111,08	1,02	2,5	OK

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 ( $f_e=400$  MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003 [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec : } \phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 15: Calcul des armatures transversales.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91 S <sub>t</sub> (cm)	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup>		A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
					S <sub>t</sub> (cm) ZN	S <sub>t</sub> (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)		
RDC -9 <sup>ème</sup>	Poutre 40x50	182,2	1,01	40	12,5	25	15	25	3	4T10
RDC -9 <sup>ème</sup>	Poutre 30x40	111,08	1,02	32,4	10	20	15	25	2,25	4T10

**V.1.8 Recouvrement des armatures longitudinales**

$L_r = 50\varnothing$  (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- $\varnothing=20\text{mm}$  .....  $L_r=100\text{cm}$
- $\varnothing=16\text{mm}$  .....  $L_r=80\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm}$  .....  $L_r=70\text{cm}$

**V.1.9 Arrêt des barres [1]**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec :  $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

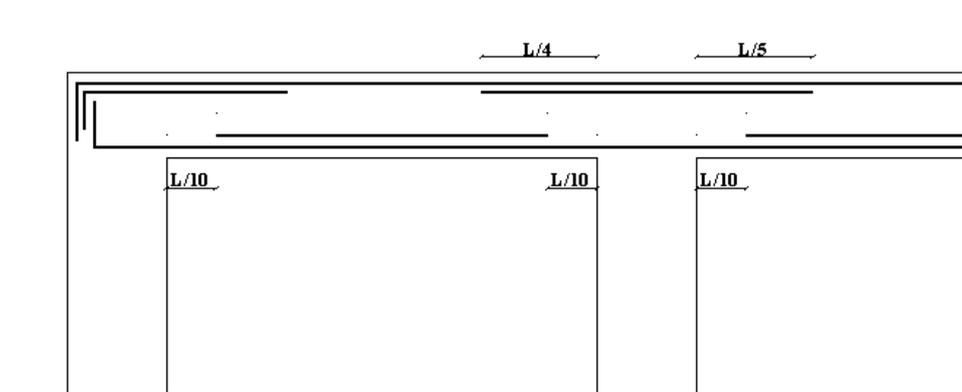


Figure V. 1: arrêts des barres.

**V.1.10 Vérification de la flèche**

Calculées la flèche par le logiciel (SOCOTEC)

- a. Poutre porteuse (40x 50)

**Tableau V. 16: Moment fléchissant et section d'armatures.**

d'u aux charges permanentes totale :	Mg : 28,27kNm
d'u aux charges permanentes et charges d' exploitation :	Mp : 48,01kNm
Section d'armatures tendues :	Ast : 35,98cm <sup>2</sup>
Section d'armatures comprimées :	Asc : 35,98cm <sup>2</sup>

Résultats : Flèches		
	calculée	limite
flèche totale : $\Delta f_t$	1,761 mm	11,45 mm
flèche due aux charges permanentes : fgv	3,469 mm	
flèche due aux charges totales : fgq	2,761 mm	

Figure V. 2: résultats de flèches poutre porteuse.

b. Poutre non porteuse (30x 40) :

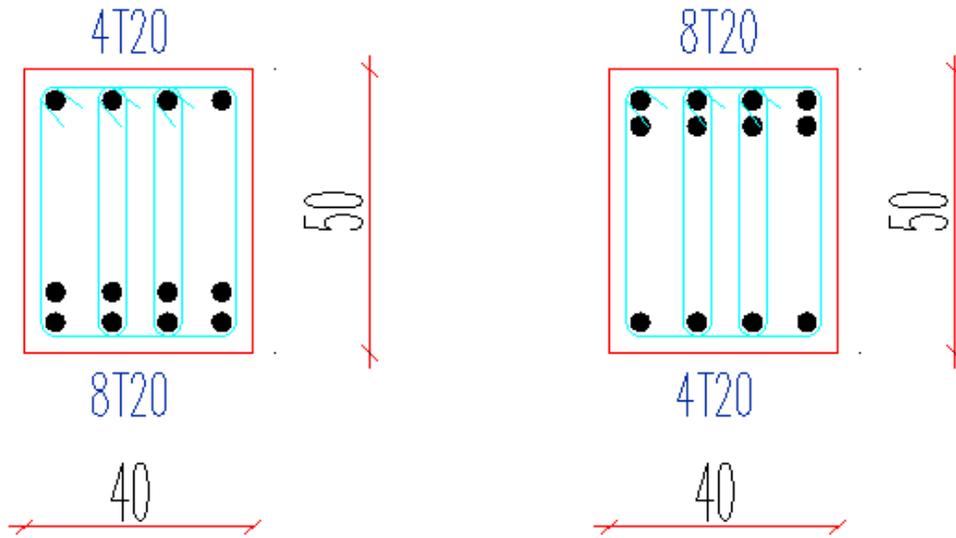
Tableau V. 17: Moment fléchissant et section d'armatures

d'u aux charges permanentes totale :	Mg : 38,29kNm
d'u aux charges permanentes et charges d'exploitation :	Mp : 39,11 kNm
Section d'armatures tendues :	Ast : 39,27 cm <sup>2</sup>
Section d'armatures comprimées :	Asc : 39,27cm <sup>2</sup>

Résultats : Flèches		
	calculée	limite
flèche totale : $\Delta f_t$	0,848 mm	9,7 mm
flèche due aux charges permanentes : fgv	0,992 mm	
flèche due aux charges totales : fgq	1,364 mm	

Figure V. 3: résultats de flèches poutre non porteuse.

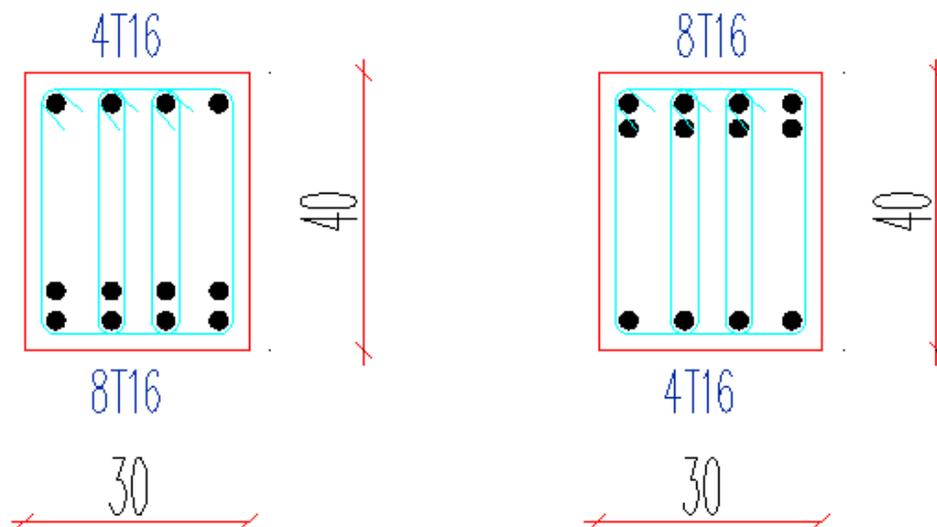
poutre porteuse



travee

appui

Poutre non porteuses



travee

appui

Figure V. 4: Ferraillage des poutres.

## V.2 FERRAILLAGE 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 ( $M, N$ ) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " $N$ " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " $M$ " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

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 :

#### a. Situation durable :

- **Béton** :  $\gamma_b=1,5$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- **Acier** :  $\gamma_s=1,15$  ; Nuance FeE400 ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$
- 

#### b. Situation accidentelle :

- **Béton** :  $\gamma_b=1,15$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- **Acier** :  $\gamma_s=1,00$  ; Nuance FeE400 ;  $\sigma_s=400\text{MPa}$

### V.2.2 Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

#### a. Selon BAEL 91 [1] :

##### a.1. *ELU* : Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

##### a.2. *ELS* : Situation durable

$$G+Q$$

**b. Selon RPA 99 [2] : Situation accidentelle**

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec :

$G$  : Charges permanentes.

$Q$  : Surcharge d'exploitation.

$E$  : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1-  $N^{\max}, M^{\text{corr}}$

2-  $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

2-  $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

**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 :

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $cm^2$ ].

- Le diamètre minimal est de  $12mm$ .
- La longueur minimale de  $50\emptyset$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser  $20 cm$ .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

a. ( $N^{\max}$ ,  $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Tableau V. 18: Ferrillages des poteaux situation durable ( $N^{\max}$ ,  $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{cor}}$ (kNm)	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
		$N^{\max}$ (kN)				
RDC	75x75	-1258,42	-20,68	0	0	50,63
		-3595,71	-25,59	0	0	50,63
1 <sup>er</sup> - 3 <sup>ème</sup>	70x70	-866,72	-21,18	0	0	44,10
		-3198,78	-62,39	0	0	44,10
4 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	65x65	-490,75	-20,05	0	0	38,03
		-2087,92	-65,45	0	0	38,03
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	60x60	-110,04	-73,53	2,15	0	32,40
		-1037,58	-71,65	0	0	32,40

b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

Tableau V. 19: Ferrillages des poteaux situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{\max}$ (kN)	$N^{\text{corr}}$ (kNm)	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	75x75	-61,25	-2414,15	0	0	50,63
1 <sup>er</sup> - 3 <sup>ème</sup>	70x70	-80,19	-1588,19	0	0	44,10
4 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	65x65	-89,12	-869,77	0	0	38,03
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	60x60	-143,33	-221,72	4,29	0	32,40

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q+E

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

**Tableau V. 20: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax Nmin,Mcorr).**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>min</sup> (kN)	M <sup>cor</sup> (kNm)	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sup>max</sup> (kN)				
RDC	75x75	492,48	112,06	2,41	11,75	50,63
		-3864,04	-348,52	0	0	50,63
1 <sup>er</sup> - 3 <sup>ème</sup>	70x70	-1788,35	387,11	0	0	44,10
		-3374,86	-265,79	0	0	44,10
4 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	65x65	85,41	190,84	0	10,33	38,03
		-1762,91	-178,21	0	0	38,03
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	60x60	-44,96	36,86	0	1,2	32,40
		-798,07	-64,72	0	0	32,40

b. (M<sup>max</sup>,N<sup>corr</sup>)

**Tableau V. 21: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Mmax,Ncorr).**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	M <sup>max</sup>	N <sup>corr</sup> (kNm)	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	75x75	-492,48	-2794,22	0	0	50,63
1 <sup>er</sup> - 3 <sup>ème</sup>	70x70	-377,56	-2478,99	0	0	44,10
4 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	65x65	-259,83	-1445,85	0	0	38,03
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	60x60	-178,96	-86,79	8,13	0	32,40

**3.Situation accidentelle :**

- Combinaison : **0.8G+E**

a. (N<sup>max</sup> N<sup>min</sup>,M<sup>corr</sup>)

**Tableau V. 22: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax Nmin,Mcorr).**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>min</sup> (kN)	M <sup>cor</sup> (kNm)	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
		N <sup>max</sup> (kN)				
RDC	75x75	823,76	112,32	7,16	16,52	50,63
		-3329,92	-355,88	0	0	50,63
1 <sup>er</sup> - 3 <sup>ème</sup>	70x70	-678,45	376,26	0	8,01	44,10
		-2906,64	-287,49	0	0	44,10
4 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	65x65	284,84	190,11	0	13,19	38,03
		-1466,62	-201,69	0	0	38,03
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	60x60	-214,07	184,18	0	6,66	32,40
		-573,78	-61,63	0	0	32,40

b. ( $M^{max}, N^{corr}$ )

Tableau V. 23: Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}, N^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$	$N^{corr}$ (kNm)	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	75x75	-492,91	-2454,79	0	0	50,63
1 <sup>er</sup> - 3 <sup>ème</sup>	70x70	-378,05	-2179,08	0	0	44,10
4 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	65x65	-258,52	-1241,01	0	0	38,03
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	60x60	-176,04	-64,46	8,28	0	32,40

**V.2.4 Ferraillage des poteaux sous-sol**

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- $B_r$  : Section réduite du poteau considéré ( $B_r=(a-2)(b-2)$ ) cm<sup>2</sup>
- $\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ ).
- $I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.
- $B$  : Section du poteau ( $B=a \times b$ ).
- $N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
- La longueur de flambement  $L_f=0,7l_0$ .

**a. Calcul de l'effort normal pondéré**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de:  $N_{u(RDC)}= 3070,96$  KN

- Plancher S.Sol.1 : ..... 21,59 x6,39 =137,96 KN

- Poids de la poutre principale...  $0.40 \times 0.50 \times 25 \times 5.05 = 25,25 \text{ KN}$
- Poids de la poutre secondaire...  $0.30 \times 0.40 \times 25 \times 4,275 = 12,83 \text{ KN}$
- Poids du poteau .....  $3,4 \times (0,80)^2 \times 25 = 54,40 \text{ KN}$

$$G = 393,64 \times 4 = 1574,56 \text{ KN}$$


---

$$G_{\text{Total}} = 4645,52 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q_{\text{SS1}} = 2,5 \times 21.59 = 53,98 \text{ KN}$$


---

$$Q_{\text{Total}} = 215,92 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 6595,33 \text{ KN}$$

### b. Calcul du ferrailage

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 23,09 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,70 \times 3,40 \cdot 10^2}{23,09} = 10,31 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,835$
- $Br = (80 - 2)^2 = 6084 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{6596,33 \cdot 10^3}{0,835} - \frac{6084 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -9,67 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$$A_s^{\text{min}} = 0,9\% B \text{ selon RPA99 version 2003} \longrightarrow A_s = A_s^{\text{min}} = 57,60 \text{ cm}^2$$

### Conclusion

Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

Tableau V. 24: ferrailage des poteaux sous-sol

Type poteau	SECTION	choix	$A_s$ adopté
	cm <sup>2</sup>		cm <sup>2</sup>
PSS	80x80	4T32+8T25	71,42

**V.2.5 Choix des armatures**

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 25: Choix des armatures des poteaux.

NIVEAU	SECTION [cm <sup>2</sup> ]	ARPA [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ nec [cm <sup>2</sup> ]	Choix des Barres	$A_s$ choisit [cm <sup>2</sup> ]	$A_s/B$ [%]
RDC	75x75	50,63	66,08	4T32+8T25	71,42	1,2
1 <sup>er</sup> - 3 <sup>ème</sup>	70x70	44,10	32,04	4T25+8T20	44,77	0,91
4 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	65x65	38,03	52,76	12T25	58,91	1,3
7 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	60x60	32,40	33,12	4T25+8T20	44,77	1,2

**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 :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable....

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

- Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

Avec :

$\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=201.63MPa$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

a.  $N_{\max}^{\text{ser}}$   $N_{\min}^{\text{ser}}$  ;  $M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$  :

Tableau V. 26: Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$N_{\min}^{\text{ser}}$ (kNm)	$M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$ (kN)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
		$N_{\max}^{\text{ser}}$ (kNm)						
RDC	75x75	-920,81	-15,03	56	201,63	3,79	15	Vérifiée
		-2625,43	-18,63	87,6	201,63	5,85	15	Vérifiée
1 <sup>er</sup> - 3 <sup>ème</sup>	70x70	-633,83	-15,39	63,9	201,63	4,37	15	Vérifiée
		-2335,60	-45,42	97,6	201,63	6,54	15	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> - 6 <sup>ème</sup>	65x65	-358,55	-14,57	67,7	201,63	4,71	15	Vérifiée
		-1524,88	-47,67	92,2	201,63	6,19	15	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> - 9 <sup>ème</sup>	60x60	-80,65	-53,71	84	201,63	5,98	15	Vérifiée
		-758,49	-52,18	76,4	201,63	4,04	15	Vérifiée

b.  $M_{\max}^{\text{ser}}$  ;  $N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$  :

Tableau V. 27: Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$M_{\max}^{\text{ser}}$ (kNm)	$N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$ (kN)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	75x75	-44,59	-1764,21	76	201,63	5,18	15	Vérifiée
1 <sup>er</sup> -3 <sup>ème</sup>	70x70	-58,37	-1160,71	80,2	201,63	5,53	15	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	65x65	-64,91	-635,87	79,9	201,63	5,40	15	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	60x60	-104,82	-162,76	69,4	201,63	5,16	15	Vérifiée

## V.2.7 Vérification de l'effort tranchant

### V.2.7.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

*Selon le BAEL 91 modifiée 99 [1]*

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$  ..... Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  ..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*Selon le RPA 99 version 2003 [2] :*

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$  ..... si l'élanement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  ..... si l'élanement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$  : L'élanement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Tableau V. 28: Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	75x75	132,00	0,26	3,17	0,040	1	2,5	Vérifiée
1 <sup>er</sup> - 3 <sup>ème</sup>	70x70	199,05	0,45	3,06	0,040	1	2,5	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	65x65	174,81	0,46	3,30	0,040	1	2,5	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	60x60	119,39	0,36	3,57	0,040	1	2,5	Vérifiée

**V.2.7.2 Ferraillage 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] :*

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

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

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

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

Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.

Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

*Selon le RPA99 version 2003 :*

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

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

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

T<sub>u</sub> : Effort tranchant à l'ELU.

f<sub>e</sub> : 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.

$$\rho_a = 2,5 \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$ : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_l$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$ : L'élançement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$ : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$ : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400 \text{ MPa}$  (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau V. 29: Espacements maximales selon RPA99.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	75x75	4T32+8T25	32 et 25	10	15
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup>	70x70	4T25+8T20	25 et 20	10	15
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	65x65	12T25	25	10	15
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	60x60	4T25+8T20	25 et 20	10	15

Tableau V. 30: Le choix des armatures transversales.

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> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	75x75	2,38	3,17	3,75	132,00	N	10	1,65	6T10	4,71
						C	15	2,48	6T10	4,71
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup>	70x70	2,14	3,06	3,75	199,05	N	10	2,66	6T10	4,71
						C	15	3,99	6T10	4,71
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	65x65	2,14	3,30	3,75	174,81	N	10	2,52	6T10	4,71
						C	15	3,78	6T10	4,71
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	60x60	2,14	3,57	3,75	119,39	N	10	1,86	6T10	4,71
						C	15	2,80	6T10	4,71

**V.2.8 LONGUEUR DE RECOUVREMENT :**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_l$  en zone III.

Pour :

T20..... $L_r = 100\text{ cm}$

T16..... $L_r = 80\text{ cm}$

T14..... $L_r = 70\text{ cm}$

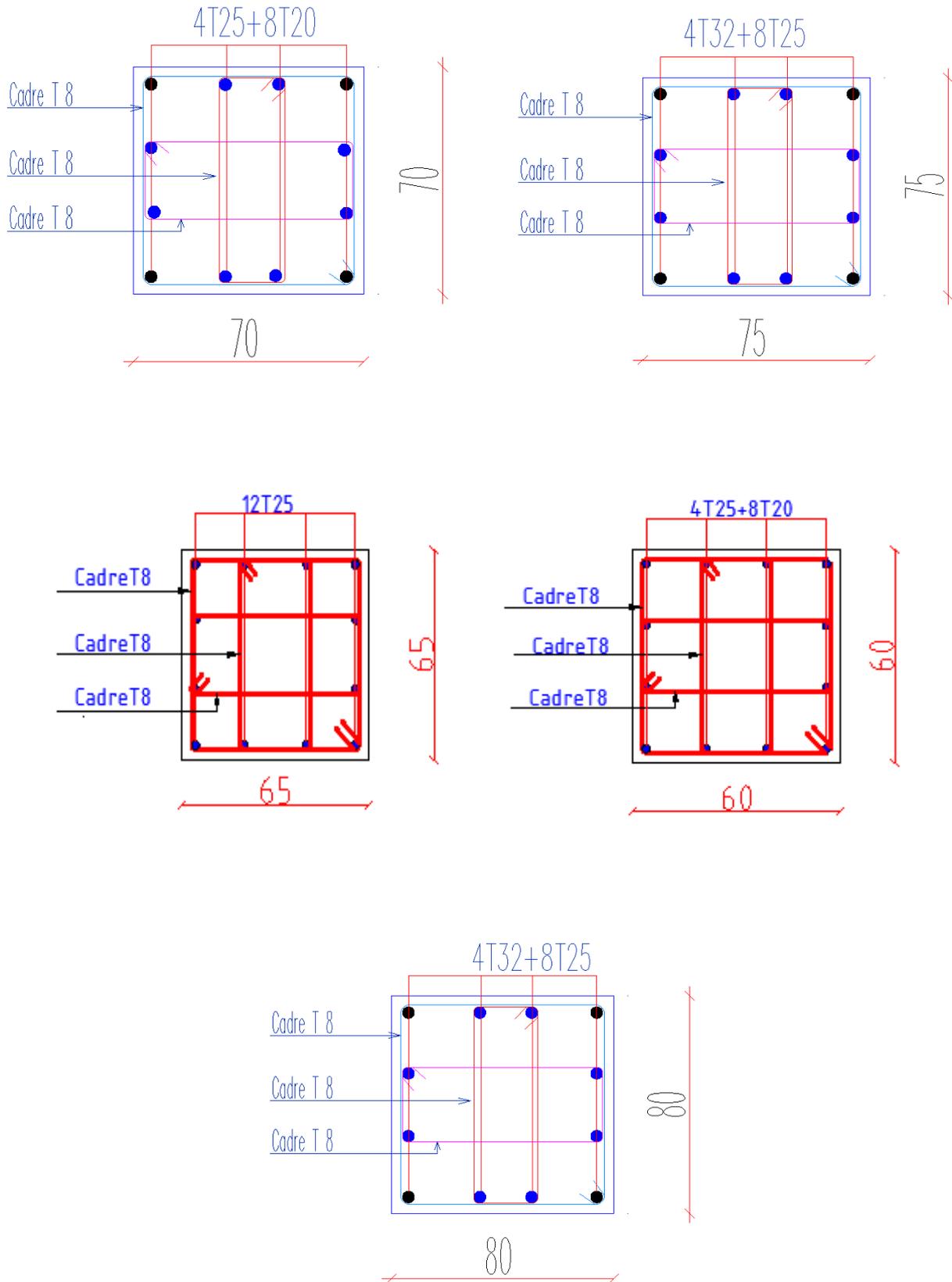


Figure V. 5: Ferraillage des poteaux

### V.3 Ferrailage des voiles

#### V.3.1 Méthode des contraintes

- 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 à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

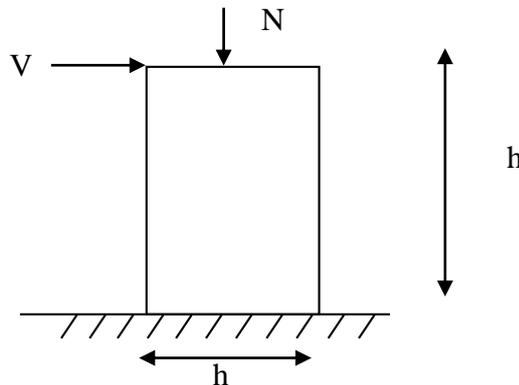
Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement 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]

### V.3.2 Introduction au ferrailage 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.

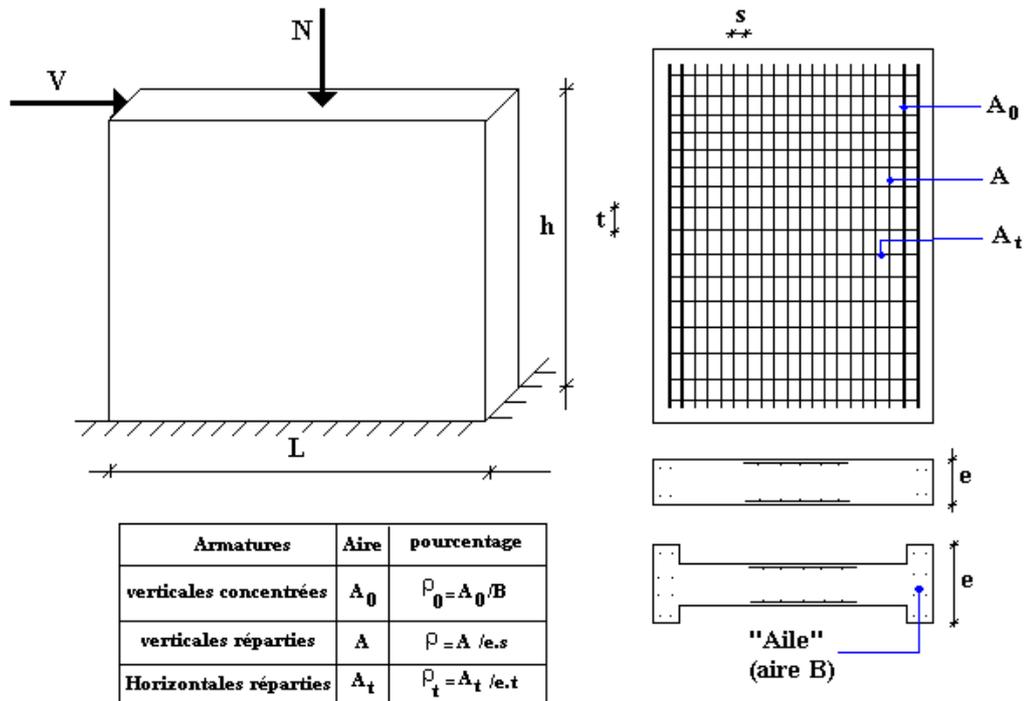


Figure V. 6: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

**V.3.3 Justifications sous sollicitations normales**

**a. Conditions d'application**

- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  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  $r$  :  $r \geq 3a$

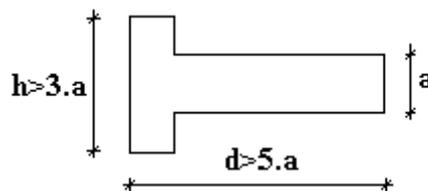
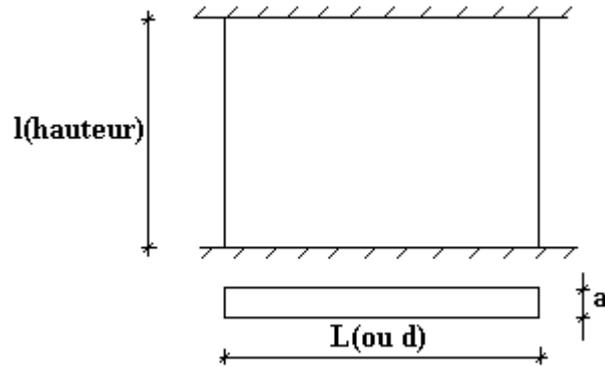


Figure V. 7: Définition de l'élément mur.

**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.



**Figure V. 8: murs non raidi latéralement.**

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. 31 Valeurs de  $(l_f/l)$ .**

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastéré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement 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.

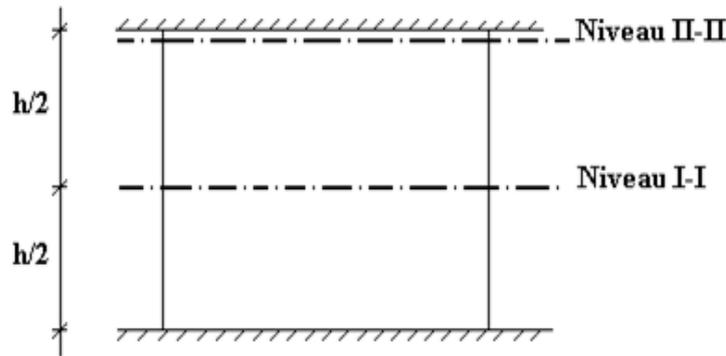
**Tableau V. 32: calcul de la contrainte limite  $\sigma_{u \text{ lim.}}$ .**

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
<b>Elancement</b>	$\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	m <sup>2</sup>	d(a-0.02)	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0.65}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<b>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>			$0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$	
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{C28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{C28}}{0.9 \gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = N_{u \text{ lim}}/ad$	$\sigma_{bna} = N_{u \text{ lim}}/ad$

**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 :**



**Figure V. 9: Niveau 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. 33: Aciers verticaux et horizontaux.**

	<b>Aciers verticaux</b>	<b>Aciers horizontaux</b>
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b> <b>Pourcentage minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_c} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- 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  $\phi_t$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\ lim}$  sont à

**Tableau V. 34: Aciers transversaux.**

maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ )

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre $\phi_t$
$\phi_t \leq 12\text{ mm}$	4 épingles par m <sup>2</sup> de voile	6 mm
$12\text{ mm} \leq \phi_t \leq 20\text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
$20\text{ mm} \leq \phi_t$	Espacement $\leq 15\phi_t$	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  $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$ ).

### **V.3.4 Procédure De Ferrailage Des Trumeaux.**

#### **V.3.4.1 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).

#### **V.3.4.2 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 :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots \dots \dots (1)$$

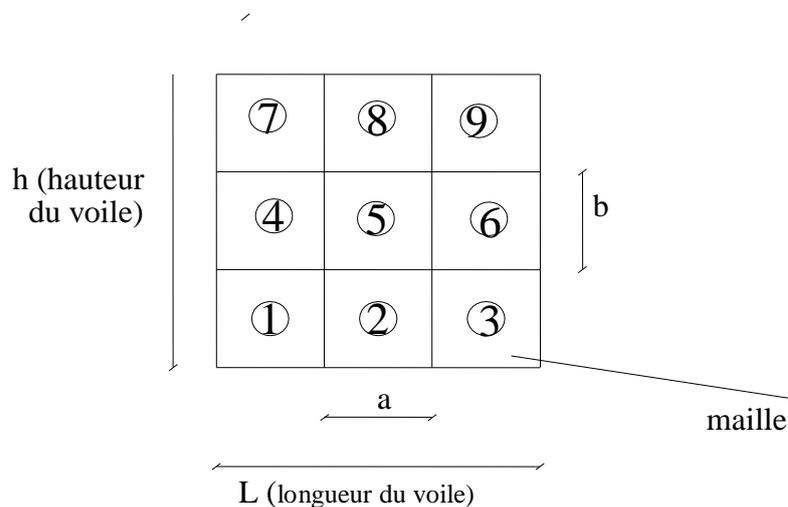
Où  $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$  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. 10: 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.

### V.3.4.3 Aciers Horizontaux

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{1.4 \tau_u a S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$\tau_u = S_{12}$  est donnée par l'interface graphique du **SAP**.

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

### V.3.4.4 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 15cm.

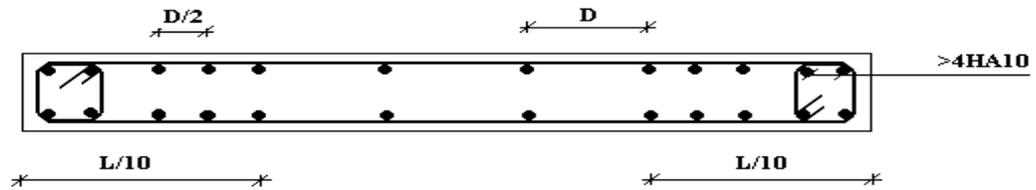


Figure V. 11: Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

**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 VI) :**

Soit le voile de longueur

$$L = 1,5 \text{ m}$$

$$a = 0.2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,4 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même longueur  $L^i = 0,5 \text{ m}$  et de section  $S_i = L^i \cdot (a)$ .

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3,4 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3,4 - 0,50 = 2,9 \text{ m}$  (0.50m : hauteur de la poutre)

**Tableau V. 35: 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	$2,9 \times 0,85 = 2,465$	$0,8 \times 2,9 = 2,32$
<b>Elancement <math>\lambda</math></b>	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 42,69$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 40,18$
<b>Coefficient <math>\alpha</math></b>	/	0,462	0,672
<b>Section réduite <math>B_r</math> (par ml) Avec <math>d = 1\text{m}</math></b>	$m^2$	$(a - 0.02)l = (0.2 - 0.02)l = 0.18$	$(a - 0.02) = (0.2 - 0.02) = 0.18$
<b>Contraintes limites</b> $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,462 \left[ \frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,20} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,04 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,672}{1 \times 0,20} \left( \frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 14,88 \text{ MPa}$

**Remarque:**

$$\sigma_{ba} = 14,28 \text{ MPa}$$

$$B_{et} = (0.2) (1) m^2$$

$$A_s = 2 \times 10^{-4} cm^2$$

Tableau V. 36: Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maille L <sub>i</sub> =0,5m	1	2	3
Dimensions (m <sup>2</sup> ) (a*I <sup>l</sup> ) = S <sub>j</sub>	0,10	0,10	0,10
Contrainte moyenne par maille σ <sub>j</sub> (MPa)	4,67	2,43	4,01
Force de traction F <sub>t</sub> (MN) = σ <sub>j</sub> S <sub>j</sub>	0,467	0,243	0,401
Section d'acier (cm <sup>2</sup> ) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ <sub>s</sub> = 1)	11,67	6,07	10,02
Aciers minimaux (cm <sup>2</sup> ) 1. Selon BAEL: 0,1% S <sub>béton</sub> 2. Selon RPA99: 0,2 % S <sub>béton</sub>	1 2	1 2	1 2
Choix	2x8T10	2x5T10	2x8T10
A <sub>v</sub> adopté	12,57	7,85	12,57
S <sub>i</sub> :espacement (cm)	6	10	6

• Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} . a . 1$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 (2,23)(1)(0,20) * 10^6}{400} = 1717,10mm^2$$

$$A_{vj} = 17,17cm^2$$

• Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u . a . S_t}{(0,8f_e)0,8} \quad S_{t \min}=300mm.$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4\tau_u = 1,4S_{12}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (2,23) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 7,32cm^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{Section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (12,57) = 8,38cm^2$$

$$A_{h\min} = (0,20\%).a.l = \frac{0,15}{100} (20)(100) = 3\text{cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 8,38\text{cm}^2$$

Soit :  $2 \times 5T12 = 11,31 \text{ cm}^2$

Avec :  $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{mm}$

On prend :  $S_t = 200 \text{ mm} < S_{t\min} = 300 \text{ mm}$  ... vérifié

**V.4 PRESENTATION DES RESULTATS**

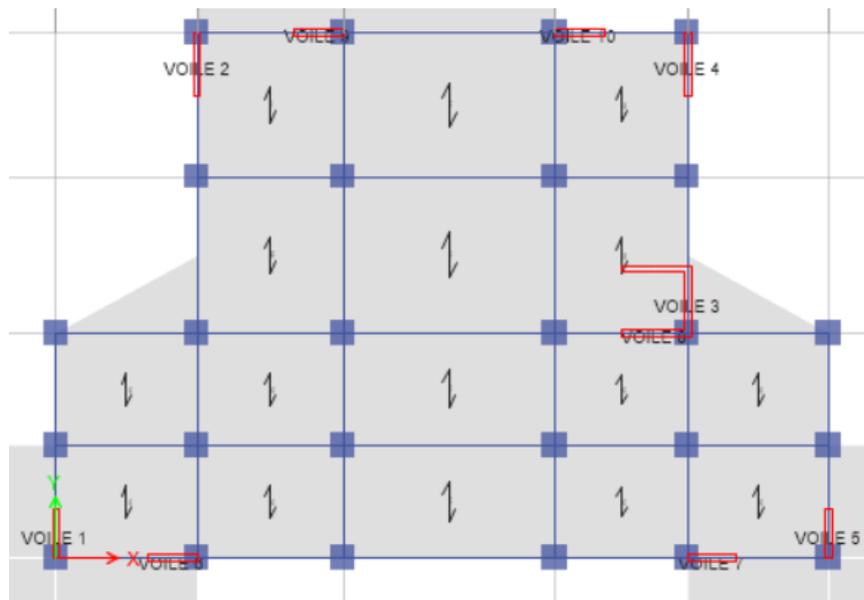


Figure V. 12: Disposition des voiles.

Tableau V. 37: Caractéristiques des voiles.

	Li	b(m)	L(m)
<b>Voile V1, V5</b>	0,5	0,2	1,50
<b>Voile V2,V4</b>	1	0,2	2,00
<b>Voile V3</b>	1	0,2	2,00
<b>Voile V6,V7</b>	0,5	0,2	1,50
<b>Voile V8,V10</b>	1	0,2	2,00
<b>Voile V9</b>	0,5	0,2	1,50

**Nota :** Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge G + Q±E.

- Armature verticale de traction :

**Tableau V. 38: Calcul des armatures du voile (V2).**

	Niveau (m)	mailles	Li(m)	S <sub>j</sub> (m)	σ <sub>j</sub> (Mpa)	F <sub>t</sub> (MN)	A <sub>v</sub>	choix	A <sub>v</sub> adp(cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> adp (cm)
V2	RDC-4 <sup>ème</sup>	1	1	0,2	2,75	0,55	13,75	2x5T14	15,39	20
		2	1	0,2	2,9	0,580	14,50	2x5T14	15,39	20
	5 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	1	1	0,2	1,5	0,30	7,50	2x5T10	7,85	20
		2	1	0,2	0,98	0,196	4,9	2x5T0	7,85	20

**Tableau V. 39: Calcul des armatures du voile (V3).**

	Niveau (m)	mailles	Li(m)	S <sub>j</sub> (m)	σ <sub>j</sub> (Mpa)	F <sub>t</sub> (MN)	A <sub>v</sub>	choix	A <sub>v</sub> adp(cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> adp (cm)
V3	RDC-4 <sup>ème</sup>	1	1	0,2	2,49	0,498	12,45	2x5T14	15,39	20
		2	1	0,2	3,06	0,612	15,30	2x5T14	15,39	20
	5 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	1	1	0,2	0,77	0,154	3,85	2x4T10	6,28	25
		2	1	0,2	0,59	0,118	2,95	2x4T10	6,28	25

**Tableau V. 40: Calcul des armatures du voile (V6).**

	Niveau (m)	mailles	Li	S <sub>j</sub> (m)	σ <sub>j</sub> (Mpa)	F <sub>t</sub> (MN)	A <sub>v</sub>	choix	A <sub>v</sub> adp(cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> adp (cm)
V6	RDC-4 <sup>ème</sup>	1	0,5	0,10	3,28	0,328	8,20	2x6T12	13,57	10
		2	0,5	0,10	1,03	0,103	2,57	4T10	6,28	12
		3	0,5	0,10	4,9	0,490	12,25	2x6T12	13,57	10
	5 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	1	0,5	0,10	2,58	0,258	6,45	2x5T10	7,85	10
		2	0,5	0,10	0,84	0,084	2,10	2x4T10	6,28	12
		3	0,5	0,10	2,19	0,219	5,47	2x5T10	7,85	10

Tableau V. 41: Calcul des armatures du voile (V8)

V8	Niveau	mailes	Li	S <sub>j</sub> (m)	σ <sub>j</sub> (Mpa)	F <sub>t</sub> (MN)	A <sub>v</sub>	choix	Av(cm <sup>2</sup> )	St(cm)
	RDC-4 <sup>ème</sup>	1	1	0,20	2,02	0,404	10,10	2x5T12	11,31	20
		2	1	0,20	1,5	0,3	7,5	2x5T12	11,31	20
	5 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	1	1	0,20	0,83	0,166	4,15	2x5T10	7,85	20
		2	1	0,20	1,43	0,286	7,15	2x5T10	7,85	20

Tableau V. 42: Calcul des armatures du voile (V9).

V9	Niveau	mailes	Li	S <sub>j</sub> (m)	σ <sub>j</sub> (Mpa)	F <sub>t</sub> (MN)	A <sub>v</sub>	choix	Av (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
	RDC-4 <sup>ème</sup>	1	0,5	0,10	1,61	0,161	4,02	4T10	6,28	12
		2	0,5	0,10	2,27	0,227	5,67	4T10	6,28	12
		3	0,5	0,10	1,11	0,111	2,77	4T10	6,28	12
	5 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	1	0,5	0,10	1,45	0,145	3,62	4T10	6,28	12
		2	0,5	0,10	0,98	0,098	2,45	4T10	6,28	12
		3	0,5	0,10	1,02	0,102	2,55	4T10	6,28	12

- Armatures de joint de bétonnages (Acier de couture) :

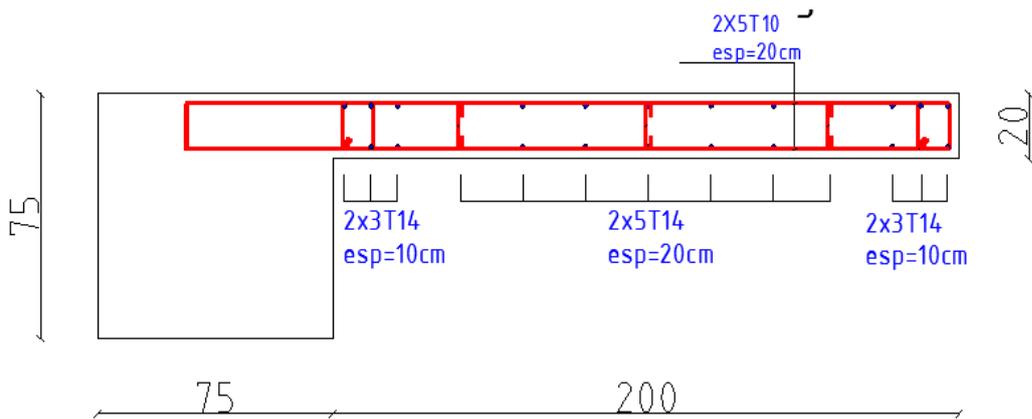
Tableau V. 43: Calcul des aciers de coutures des voiles.

	Niveau	V <sub>cal</sub> (KN)	V(KN)	Av <sub>j</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	Av adopté	St(cm)
V1	RDC-4 <sup>ème</sup>	445,71	623,99	17,16	2x6T14	18,47	10
	5 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	322,85	452	12,43	2x6T12	13,57	10
V2	RDC-4 <sup>ème</sup>	330	462	12,70	2x6T12	13,57	16
	5 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	110	154	4,23	2x4T10	6,28	25
V3	RDC-4 <sup>ème</sup>	390	546	15,01	2x5T14	15,39	16
	5 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	805,71	1127,99	22,51	2x10T12	22,62	20
V6	RDC-4 <sup>ème</sup>	435,71	609,90	16,77	2x6T14	18,47	10
	5 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	120,00	168	4,62	2x4T10	6,28	12
V8	RDC-4 <sup>ème</sup>	362,85	508	13,97	2x5T14	15,39	20
	5 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	181,42	253,98	6,98	2x5T10	7,85	20
V9	RDC-4 <sup>ème</sup>	431,42	604	16,61	2x6T14	18,47	10
	5 <sup>ème</sup> -9 <sup>ème</sup>	264,28	370	10,17	2x5T12	11,31	10

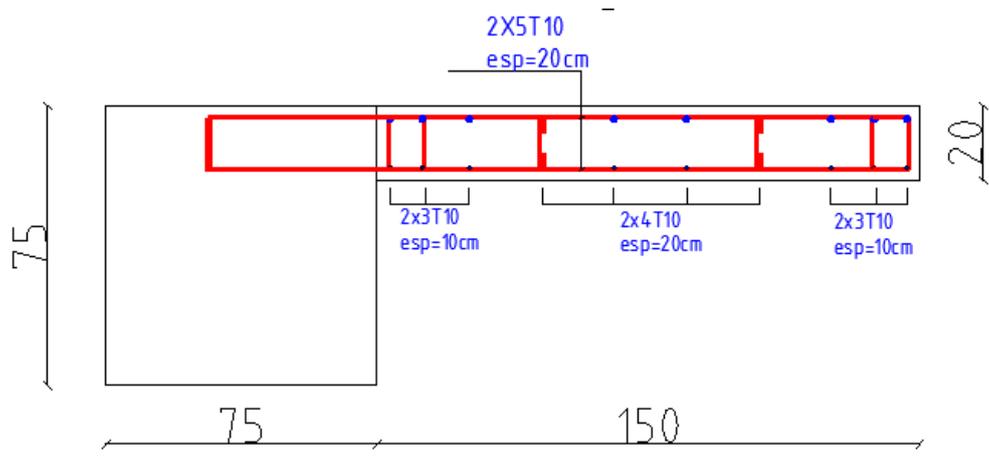
- *Aciers horizontaux :*

Tableau V. 44: Calcul des aciers horizontaux des voiles.

	Tu (MPa)	Ah <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ah <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ah min (cm <sup>2</sup> )	Ah (cm <sup>2</sup> )	choix	Ah adopté	St (cm)
V1	3,12	7,32	8,38	1,5	8,38	2x5T12	9,05	10
	2,26	5,29	5,23	1,5	5,23	2x5T12	9,05	10
V2	2,31	5,41	10,26	3	10,26	2x8T10	12,57	12
	0,77	1,80	5,23	3	5,23	2x5T12	9,05	20
V3	2,73	6,40	10,26	3	10,26	2x8T10	12,57	12
	2,82	6,61	4,18	3	4,18	2x4T10	6,28	25
V6	3,05	7,14	9,04	1,5	9,04	2x5T12	9,05	10
	0,84	1,96	5,23	1,5	5,23	2x5T12	9,05	10
V8	2,54	5,95	7,54	3	7,54	2x4T12	7,85	25
	1,27	2,97	5,23	3	5,23	2x4T12	7,85	25
V9	3,02	7,08	4,18	1,5	4,18	2x4T10	6,28	12
	1,85	4,34	4,18	1,5	4,18	2x4T10	6,28	12



VOILE V2



VOILE V1

Figure V. 13: Ferrailage des voiles

## **CHAPITRE VI : ETUDE DU SOL 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 bars. (**Selon un 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

$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

$$A \text{ est déterminé par : } s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } s = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

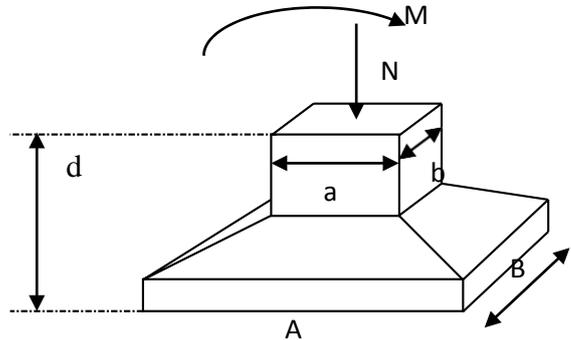


Figure VI. 1: Semelles isolée sou poteaux

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 :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 2625,435 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } s \geq \frac{2625,435}{200} \Rightarrow S = 13,12 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{13,12} = 3,62 \text{ m} \Rightarrow B = 3,7 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $L_{min} \geq 1,5 \cdot B$

Tel que  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{min} = 4,5 \text{ m} < 1,5 \times 3,7 = 5,55 \text{ m} \dots \dots$  non vérifié.

### - Conclusion

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

#### VI.3.2 Semelles filantes

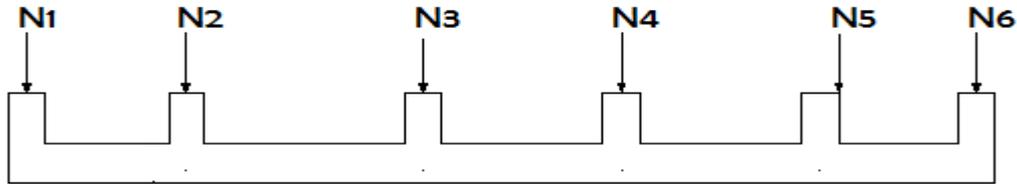


Figure VI. 2: Semelles filantes.

- 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	$N(KN)$	$L(m)$	$B(m)$	$B^{choisie}(m)$	$S_{sm}(m^2)$
A-A	3792,11	7	2,70	2,7	18,9
B-B	8140	16,35	2,48	2,5	40,55
C-C	10632,99	16,35	3,25	3,5	57,22
D-D	9553,66	16,35	2,99	3	49,05
E-E	8891,18	16,35	2,71	3,75	44,30
F-F	3882,18	7	2,77	2,80	19,6

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $\frac{S(\text{semelles filants})}{S(\text{surface total})} \leq 50\%$

$$\frac{229,62}{365} = 62\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

**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 de 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**

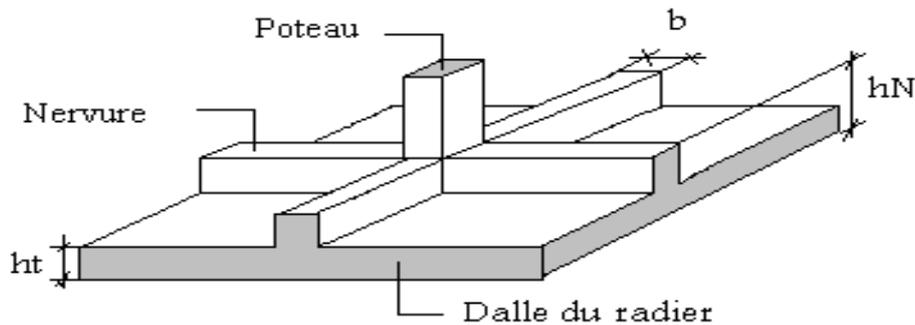
**VI.3.3.1 Introduction**

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:  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour:  $\begin{cases} N = 44892,12 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{cases}$

$$S_{nec} \geq 224,46 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage  $S_b = m^2 > 365 \text{ m}^2_{\text{nec}}$
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de :  $S_{\text{rad}} = 415 \text{ m}^2$

### 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 :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

**Avec:**

$L_{\text{max}}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\text{max}} = 645 \text{ cm} \Rightarrow h_1 \geq 32,25 \text{ cm}$$

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

- **Condition de cisaillement:**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_u = 64439,80 \text{ KN}$$

$$L = 6,45 \text{ m} ; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2 S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9 h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9 \bar{\tau})} = 30,05 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 = 35 \text{ cm}$$

- **Conclusion:**  $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 40 \text{ cm}$ .

Pour des raisons constructives on adopte **h=40 cm.**

## 2. Nervure :

### a. La largeur des nervures :

- **Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{645}{10} = 64,5 \text{ cm}$$

Donc :

**b = 70 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  $L_{\max} = 6,45\text{m}$

$$\Rightarrow 43 \text{ cm} < h_{N1} < 64,5 \text{ cm}$$

On prend :  **$h_{N1} = 60 \text{ cm}$** .

- **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 ( $N_u = 2625,435\text{kN}$ )

$U_c$  = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ( $U_c = 2 [(a + b) + 2h]$ )

a,b = Dimensions du poteau du sous-sol

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$$h_{N2} \geq 115,4 \text{ cm}$$

- **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  $E = 10818,87\text{MPa}$ ).

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 :

- $K=0,5[\text{kg}/\text{cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3]$  → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3]$ .

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[ \left( \frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{k \times b}{4E} L_{\max}^4 \right]} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{0,7} \left[ \left( \frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{0,04 \times 1000}{4 \times 10818,87} \times 6,45^4 \right]} \Rightarrow h \geq 1,65 \text{ m}$$

**Tableau VI. 2: Choix la hauteur de nervure.**

H <sub>nervure</sub>	I <sub>nervure</sub> (m <sup>4</sup> )	Le (m)	(π/2) (Le + a) (m)	vérification	Observation
0,6	0,0126	3,73	6,80	<7,58	Non vérifier
1.154	0,0896	6,10	10,52	>7,58	vérifier
1.65	0,2620	11,14	17,49	>7,58	vérifier

On prend : **h<sub>n</sub>=1,65 m**

➤ **Résumé :**

-Epaisseur de la dalle du radier  $h = 40\text{cm}$

- Les dimensions de la nervure  $\begin{cases} h_N = 165 \text{ cm} \\ b = 70 \text{ cm} \text{ sens } (x - x) \text{ et } b = 70 \text{ cm} \text{ sens } (y - y) \end{cases}$

**VI.3.3.4 Caractéristiques Géométriques Du Radier :**

**Tableau VI. 3: caractéristiques géométriques du radier.**

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
x <sub>G</sub> (m)	y <sub>G</sub> (m)	I <sub>xx</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )
11,75	11,60	38964,87	37281,1340

**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 **ETABS2016**

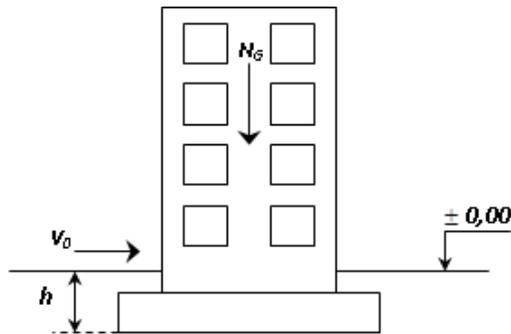


Figure VI. 4: Schéma statique du bâtiment.

• **Sens x-x :**

$$M_0 = 9176,827 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 5062,01 \text{ KN}$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{1\text{ser}} = 47399,50 + 40 \times 415 = 63999,5 \text{ kN}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 2,5 \times 415 = 25937,5 \text{ kN}$$

**Donc:**

$$N = 47399,5014 \text{ KN.}$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure :  $h = 12,92 \text{ m.}$

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 9176,82 + (5062,01 \times 12,92) = 74577,98 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \times x_G = 47399,5014 \times 11,75 = 556944,125 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 7,47 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

• **Sens y-y:**

$$M_0 = 58587,37 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 4480,36 \text{ KN}$$

**Donc:**

$$M_R = 58587,37 + (4480,36 \times 12,92) = 116473,62 \text{ kN.m}$$

$$M_R = 60451,46 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \times y_G = 47399,5014 \times 11,60 = 549834,36 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 4,72 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

**b-d'apres RPA :**

Pour assurer la stabilit\u00e9 du b\u00e2timent au renversement il faut que la condition suivante soit v\u00e9rifi\u00e9e :

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4} \quad (\text{art.10.11.5P95RPA99 version 2003})$$

Avec :

$e_0$ : la plus grande valeur de l'excentricit\u00e9 due aux charges sismiques.

$M_r$ : moment de renversement due aux forces sismique (E)

$N_r$ : N (de la superstructure)

$B$ : la largeur du radier

Avec :

**•Sens x-x**

Donc :  $M_{rx} = 74577,98 \text{ KNm}$

$$N_r = 47399,5 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} = \frac{74577,98}{47399,5} = 1,57 \leq \frac{B}{4} = \frac{24,55}{4} = 6,13 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ok c'est v\u00e9rifier.}$$

**•Sens y-y:**

Donc :  $M_{ry} = 116473,6 \text{ kNm}$

$$N_r = 47399,5 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{116473,6}{47399,5} = 2,45 \leq \frac{B}{4} = \frac{17,35}{4} = 4,33 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ok c'est v\u00e9rifier.}$$

**Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilit\u00e9 et du moment de renversement est sup\u00e9rieure a 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 :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{63999,5}{415} = 154,21 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 154,21 \text{ kN / m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Sollicitation du second genre:**

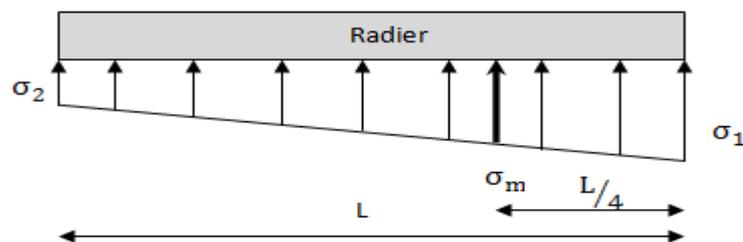
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

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 :  $I_{xx} = 38964,87 \text{ m}^4$

$I_{yy} = 37281,1340 \text{ m}^4$

• **ELU:**

$N_u = N_u \text{ (structure)} + 1.35 \times \text{pooids propre de radier nervuré.}$

$N_u = 47399,5014 + 1,35 \times 16600$

$N_u = 69809,50 \text{KN}$

$M$  : est le moment de renversement.

$\sigma_{sol} = 300 \text{kN/m}^2$

$(M_{Rx} = 74577, 98 \text{KN.m}; M_{Ry} = 60451, 46 \text{KN.m}).$

**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>	190,70	145,72	179,455
<b>Sens y-y</b>	187,02	149,40	177,61
<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:**  $N_{ser} = 63999,50 \text{KN}$

**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>	176,70	131,72	165,45
<b>Sens y-y</b>	163,69	144,74	158,95
<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 calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

- **ELU:**  $\sigma_u = 190,70 \text{ kN} / \text{m}^2$
- **ELS:**  $\sigma_{ser} = 176,70 \text{ kN} / \text{m}^2$

**VI.3.3.5 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 40cm.
- 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 encastrés 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  $\frac{L_x}{L_y} > 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée:  $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis:  $M_a = 0,5M_0$

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

**2. Valeur de la pression sous radier :**

- **ELU :**  $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 190,70 \text{ kN / m}$
- **ELS :**  $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 176,70 \text{ kN / m}$

**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  $\nu$ .

$\nu$ : 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 :  $L_x = 4,85 \text{ m} ; L_y = 6,45 \text{ m}$

Alors :  $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,85}{6,45} = 0,75 \leq 1,0 \Rightarrow$  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)	$M_{ax}$ (kNm)	$M_{ay}$ (kNm)
4,85	6,45	0,75	0,0621	0,5105	190,7	278,56	236,77	142,20	120,87	83,56	42,66
										139,28	71,7

**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)	$M_{ax}$ (kNm)	$M_{ay}$ (kNm)
4,85	6,45	0,75	0,0621	0,5105	176,70	258,11	219,36	131,76	112	77,43	39,52
										129,05	65,88

**4. Calcul de ferrailage :**

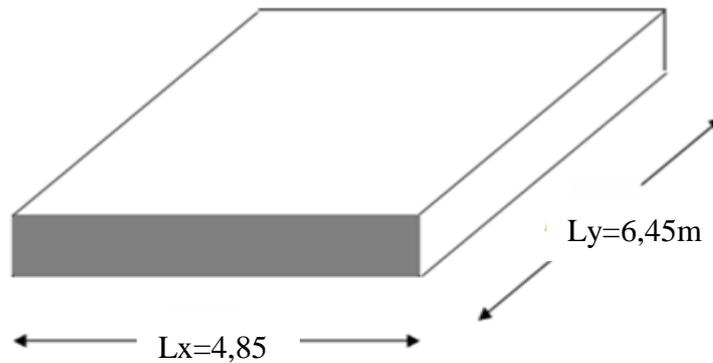
Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$  ;

$f_e = 400\text{MPa}$  ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;  $h = 40\text{ cm}$  ;

$d = 0,9h = 36\text{ cm}$ , 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 (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t$
Travée	x-x	236,77	0,1289	0,173	34,14	19,92	10T16	20,11	10
	y-y	120,87	0,0658	0,085	34,77	9,98	9T12	10,18	10
Appui	x-x								
	y-y	139,28	0,0758	0,098	34,58	11,57	6T12	12,06	15

➤ **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**

$S_t = \frac{100}{10} = 10\text{ cm} < 33\text{ cm}$

On opte  $S_t = 10\text{cm}$ .

• **Sens y-y :**

$S_t = \frac{100}{9} = 11,11\text{ cm} < 33\text{ cm}$

On prend  $S_t=10\text{cm}$

❖ Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

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

5. Vérifications nécessaires :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifier}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI. 9: Vérification des contraintes (radier).

	Sens	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_s (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s (\text{MPa})$	Vérification
Travée	x-x	219,36	20,11	13,6	15	130,6	201,61	verifier
	y-y	112	10,18	8,7	15	85	201,61	verifier
Appui	x-x	129,05	12,06	10,63	15	103,6	201,61	verifier
	y-y							

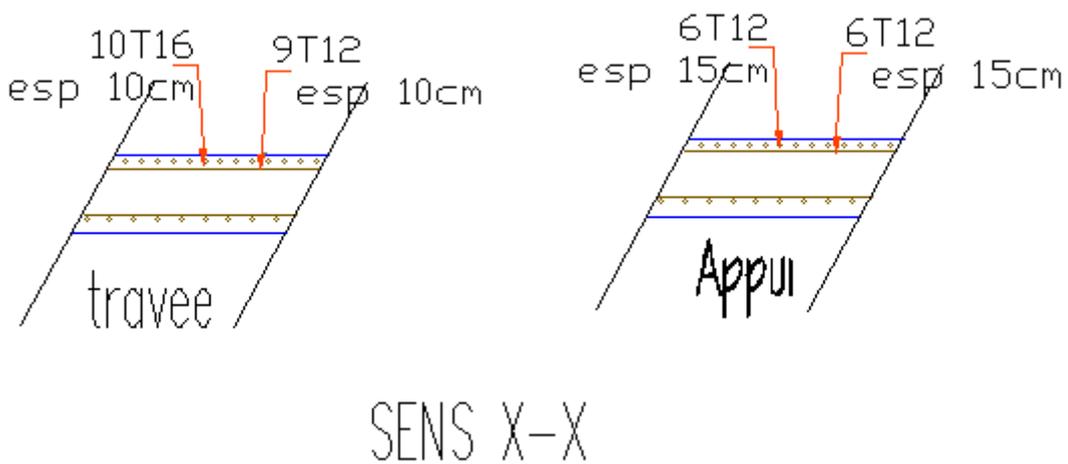


Figure VI. 7: Ferrailage de la Dalle du Radier.(sensx-x)

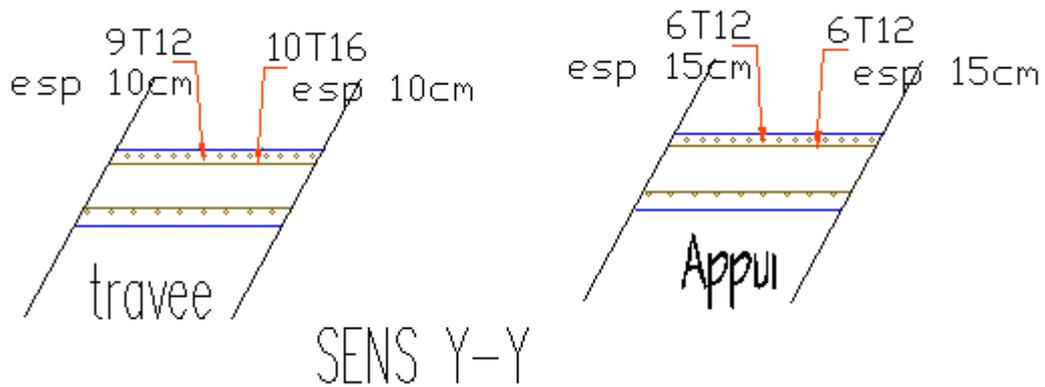


Figure VI. 8: Ferrailage de la Dalle du Radier.(sensy-y)

### 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 :

$$b = 70\text{cm}; \quad h = 165\text{cm}; \quad d = 148,5\text{cm}.$$

#### Sens porteur (x-x) :

$$L = 4,85\text{m}; \quad q_u = 190,7\text{kN/ml}.$$

Tableau VI. 10: Ferrailage des nervures sens (x-x).

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	476,6	0,021	0,0265	146,9	9,32	5T12+	11,31
<b>Appuis</b>	280,35	0,020	0,0252	147	5,48	5T12	5,65

- **Sens non porteur (y-y) :**

$$L = 6,45\text{m}; \quad q_u = 190,7\text{kN/ml}.$$

**Tableau VI. 11: Ferrailage des nervures sens (y-y)**

	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> )
<b>Travée</b>	781	0,035	0,044	145,8	15,11	5T16+3T16	16,08
<b>Appuis</b>	459	0,020	0,025	147	8,88	5T16	10,05

**a. Vérifications nécessaires :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 12,55 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \dots \text{non} \dots \text{Vérifiée}$$

On prendre : Travée :5T20+3T20=25,13cm<sup>2</sup>

Appui :5T20= 15,71cm<sup>2</sup>

➤ **Vérification des contraintes à l’ELS:**

Nous avons : q<sub>ser</sub>=176,7KN/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
<b>Travée</b>	<b>x-x</b>	441,61	25,13	5,85	15	19,1	201,67	verifier
	<b>y-y</b>	781,05	25,13	4,34	15	14,2	201,67	verifier
<b>Appui</b>	<b>x-x</b>	259,77	15,71	3,44	15	11,3	201,67	verifier
	<b>y-y</b>	459,44	15,71	2,56	15	8,35	201,67	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) = 2.5 MPa

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{190,7 \times 6,45}{2} = 615 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{615 \times 10^3}{700 \times 1800} = 0,48 \text{ MPa} < \taū_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,244 \text{ MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12 \phi_t \right) = 18,84 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 82,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{ cm}$$

$f_c=400\text{MPa}$  ;  $\tau_u=0,48\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$  ;  $b=70\text{cm}$  ;  $d=148,5\text{cm}$

On trouve :

- $S_t=15\text{cm}$ ..... Zone nodale.
- $S_t=30\text{cm}$ ..... Zone courante.

$$A_t \geq 3,6 \text{ cm}^2$$

➤ **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  $3\text{cm}^2 / \text{ml}$  pour mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. .

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 1,65 = 4,95\text{cm}^2$$

**On opte : 4T14 = 6,16cm<sup>2</sup>**

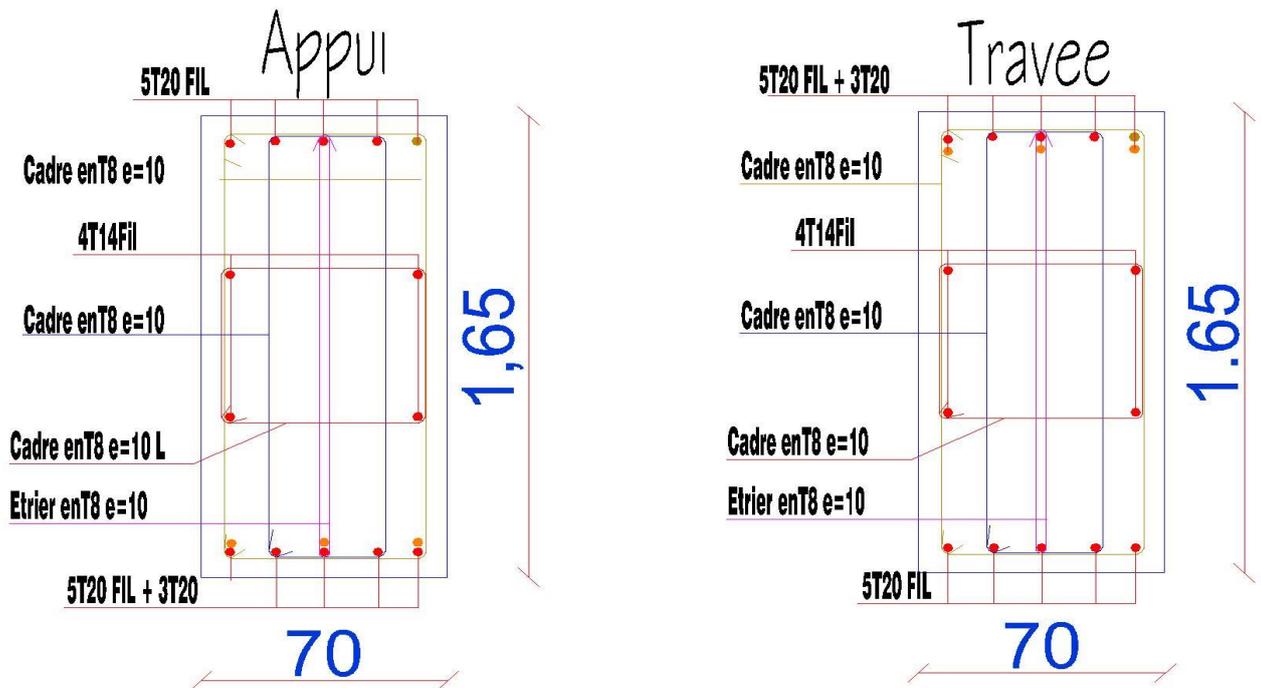


Figure VI. 9: Ferrailage des nervures .

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.

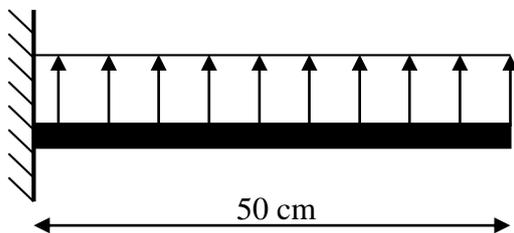


Figure VI. 10: Schéma statique du débord



Figure VI. 11: Diagramme des Moments.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

E.L.U :  $q_u = 190,7 \text{ kN/ml}$  → Pour une bande de 1m.

E.L.S :  $q_{ser} = 176,7 \text{ kN/ml}$  → Pour une bande de 1m.

➤ **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

• **E.L.U** :  $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 23,83 \text{KN.m}$

$$T_u = -q_u \cdot L = -95,38 \text{KN}$$

• **E.L.S** :  $M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{2} = 22,08 \text{kN.m}$

$$T_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \cdot L = -88,35 \text{KN}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec :  $b = 100 \text{cm}$ ,  $h = 40 \text{cm}$ ,  $d = 36 \text{cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ ,  $f_{bc} = 14.17 \text{MPa}$ .

**Tableau VI. 13: Ferrailage du débord.**

$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
23,83	0,0129	0,0162	33,66	2,03	2T12	2,26

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,26 \text{ cm}^2 < \text{Non vérifiée} \quad \acute{e}.$$

On prendre  $A_s = 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$

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

➤ **Armature de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,51 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 5,02 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

$S_T = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u l = 95,39 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{95,39 \times 10^3}{1000 \times 630} = 1,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{..Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$q_{ser} = 176,7 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = 22,08 \text{ kN.m}$$

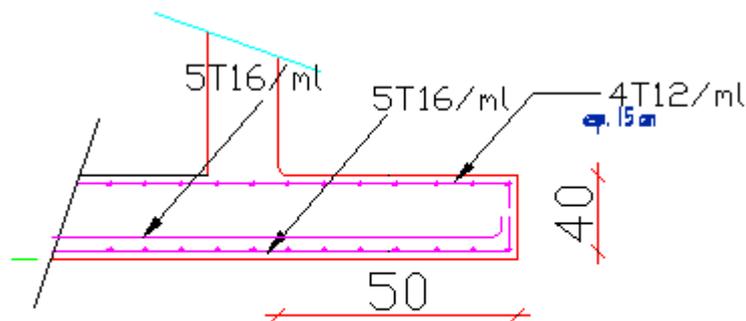
Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$$

**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
22,08	10,05	14,89	15	66,61	201,61	OK



Ferrillage débord

**Figure VI. 12: Ferrillage du Débord.**

## **CONCLUSION GENERALE**

Le projet de fin d'étude étant l'étape cruciale pour pouvoir donner de soi-même en résumant toutes les connaissances qu'on a acquises au cours de toute notre cursus, il est notre première vraie épreuve avant de s'engager dans la vie professionnelle.

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret. La conception de modèles sous **ETABS** nous a montré les difficultés de l'utilisation d'un logiciel professionnel, mais nous a aussi appris la rigueur à avoir lors de la mise en page d'une note de calcul où tout doit être bien défini et justifié.

Notre projet de fin d'étude a pour objet de dimensionner un bâtiment en béton armé, ce dernier doit être stable et économique, cela n'est réalisable que dans le cas d'une bonne conception. C'est dans cette optique, que nous avons étudié le dimensionnement et la vérification des éléments résistants principaux (poteaux et poutres) de la superstructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises au cours de notre formation universitaire en tant qu'un ingénieur en génie civil et nous concluons ce qui suit ;

- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et de certaines méthodes tel que : BAEL91 modifiées99, le CBA, RPA99 etc.
- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement RPA99 version 2003 nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures. Par conséquent des modifications potentielles peuvent être apportées aux éléments résistants de la structure lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, les sections des poteaux ont un peu augmenté afin d'assurer une bonne stabilité de la structure dans une telle situation.
- Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (**ETABS**) pour visualiser la nature et l'intensité des forces a été très utile dans notre cas.

- On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où apparaît l'importance et les avantages des sorties sur chantiers qu'on n'a pas malheureusement effectué.
- Ce projet nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures, même sur le pratique des logiciels comme ETABS ; **AUTOCAD** ...etc.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est le résultat de longues années d'étude. On ne peut qu'être fier d'avoir étudié jusqu'au bout toutes les connaissances qui devaient être acquise dans notre domaine.

## **BIBLIOGRAPHIE**

- [1]. **BAEL 91 modifié 99**, DTU associés, par Jean pierre mougin, deuxième Edition eyrolles 2000
  
- [2]. Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48)
  
- [3]. Conception et calcul des structures de bâtiment ; Henry Thonier (**tome1 ; tome2**)
  
- [4]. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**
  
- [5]. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, **DTR B C 2 2**.
  
- [6]. **DTR B-C 2.42** Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché
  
- [7]. Les mémoires de fin d'étude.

### **Logiciel :**

- ▶ AUTOCAD 2018.....Dassin
- ▶ Sap 2000 v 2014.....Calcul
- ▶ ETABS 2016.....Calcul

**ORGANIGRAMME -I-****SECTION RECTANGULAIRE A -ELU- EN FLEXION SIMPLE****Cas générale**

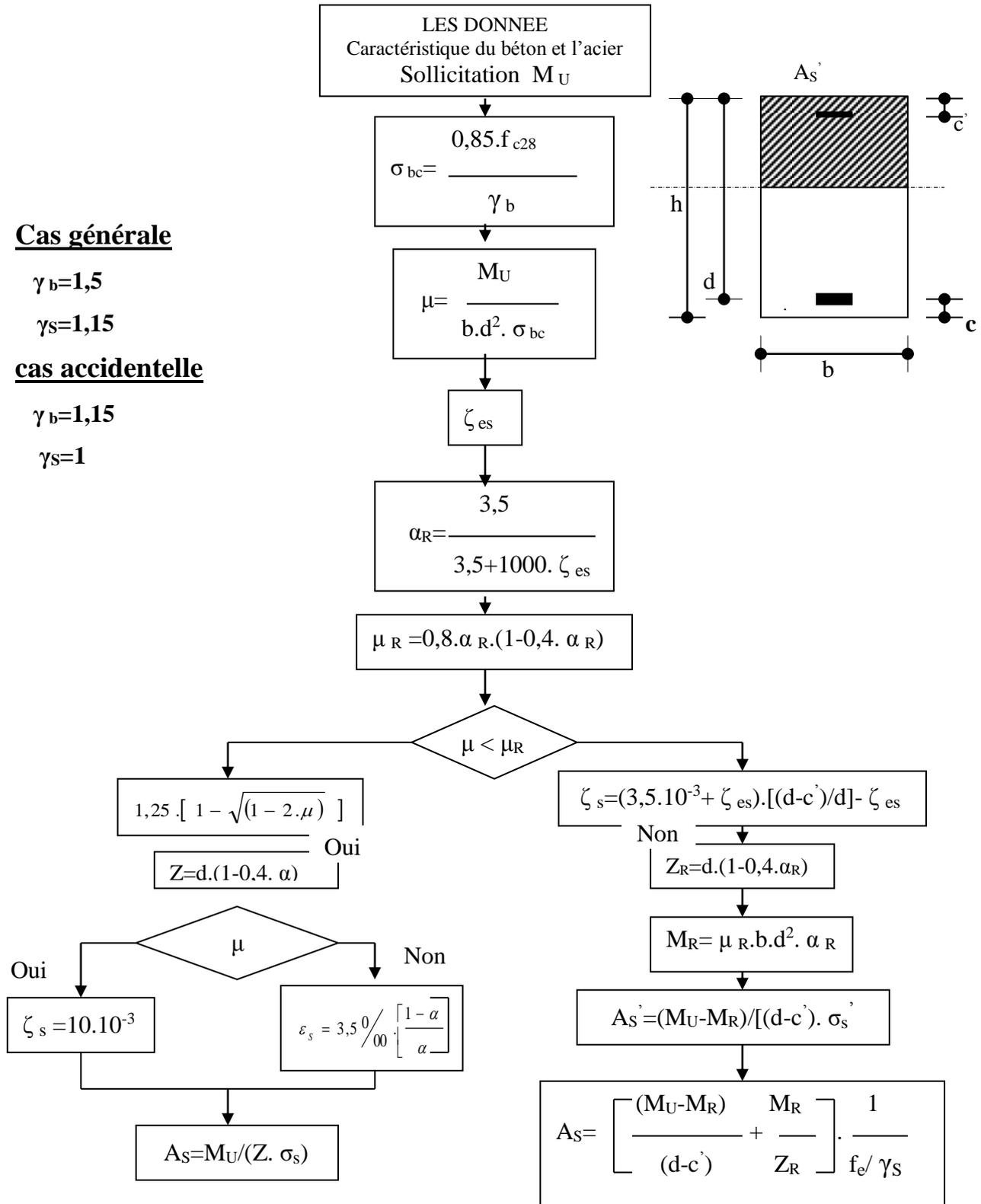
$$\gamma_b=1,5$$

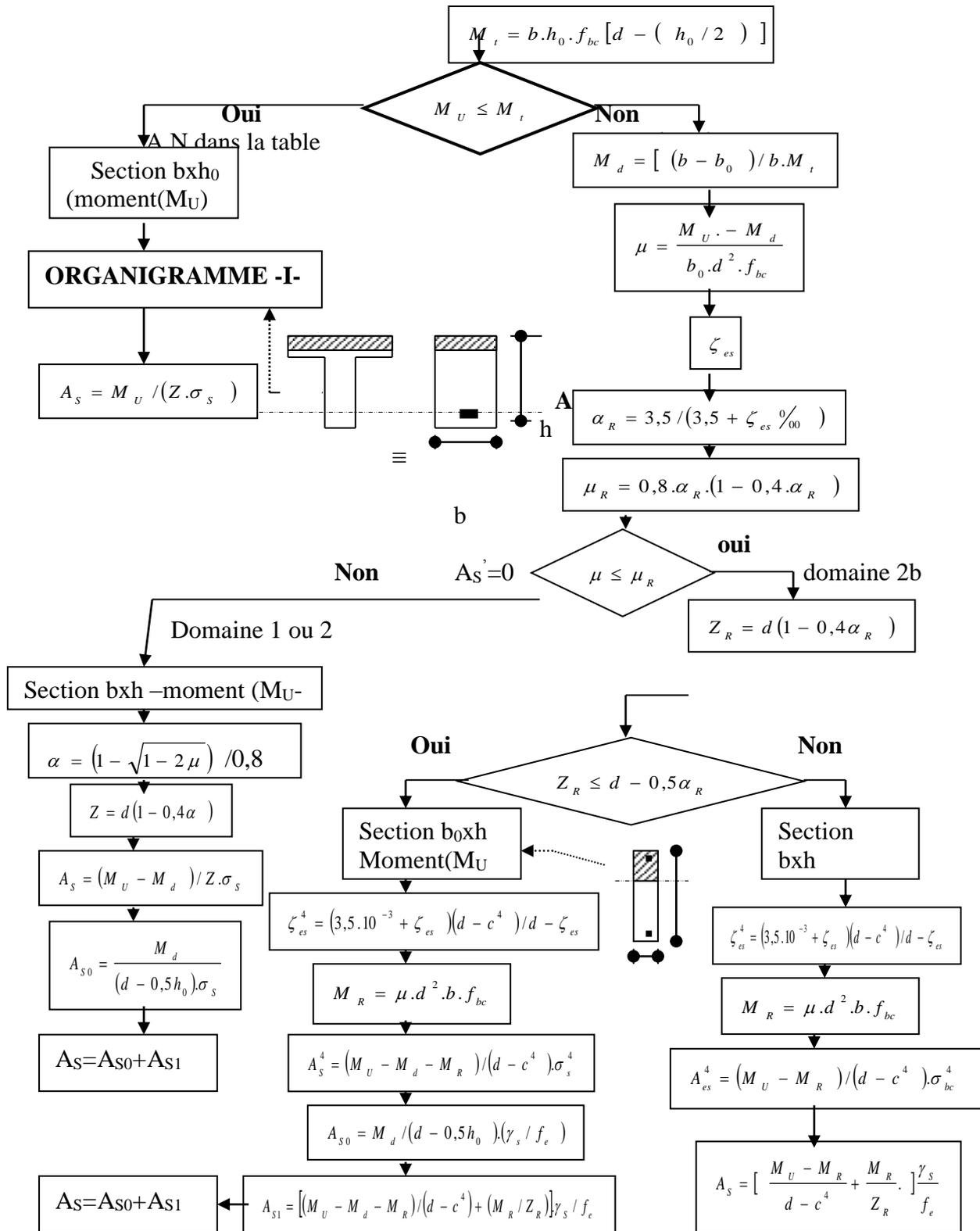
$$\gamma_s=1,15$$

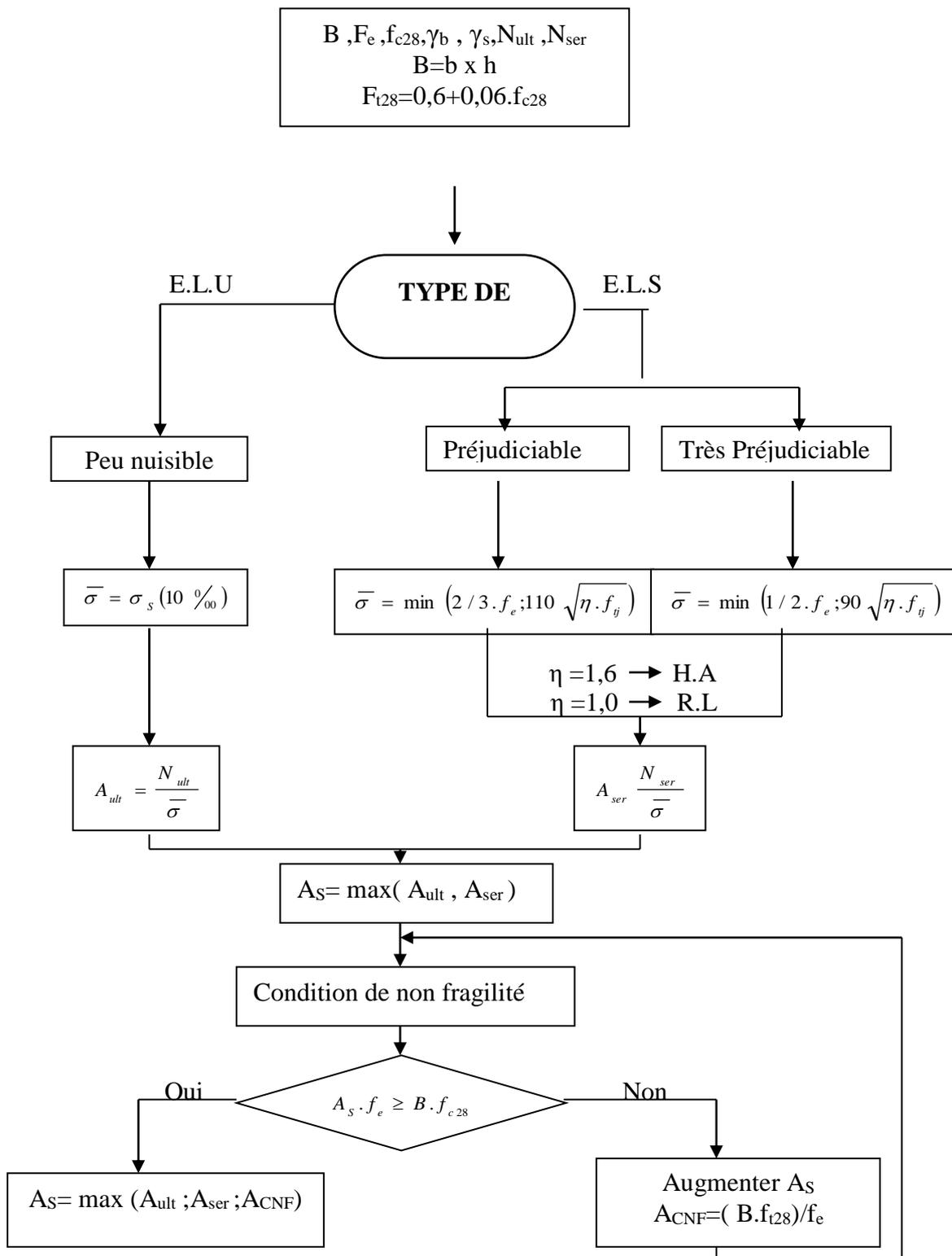
**cas accidentelle**

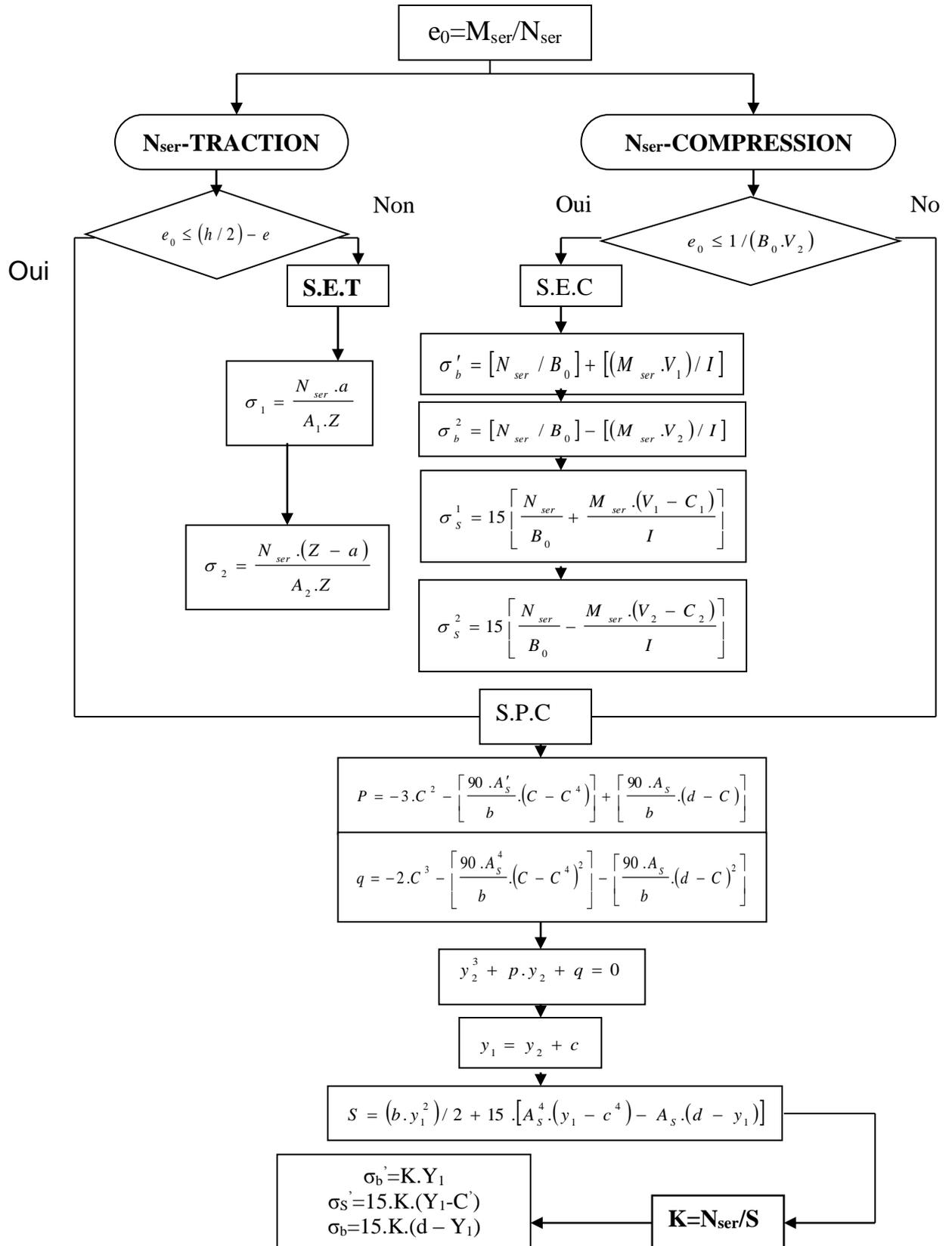
$$\gamma_b=1,15$$

$$\gamma_s=1$$



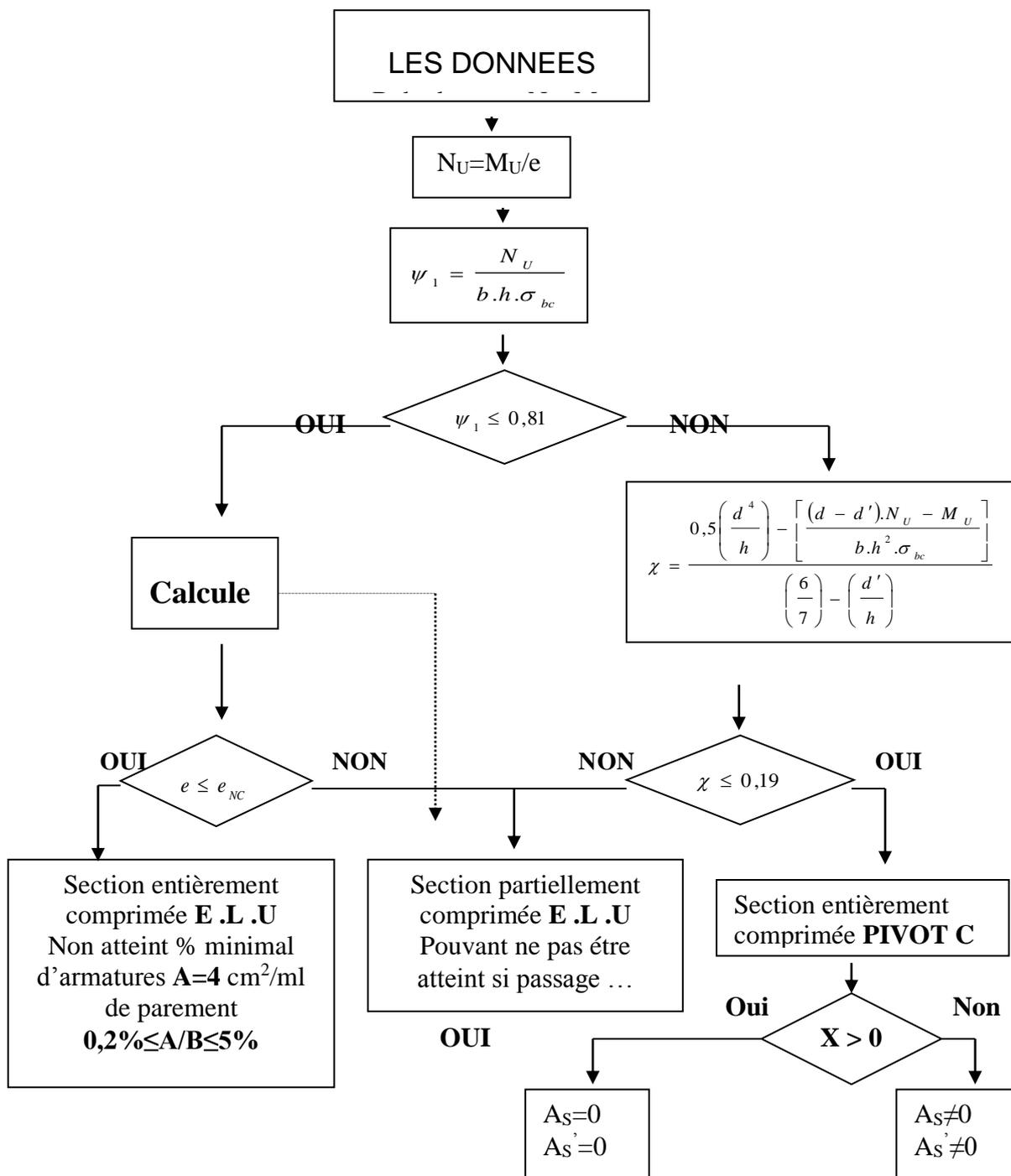
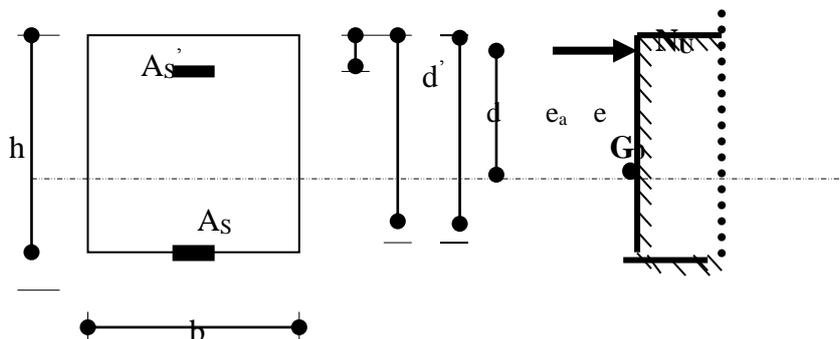
**ORGANIGRAMME -II-****CALCUL D'UNE SECTION EN -T- A -ELU- EN FLEXION SIMPLE**

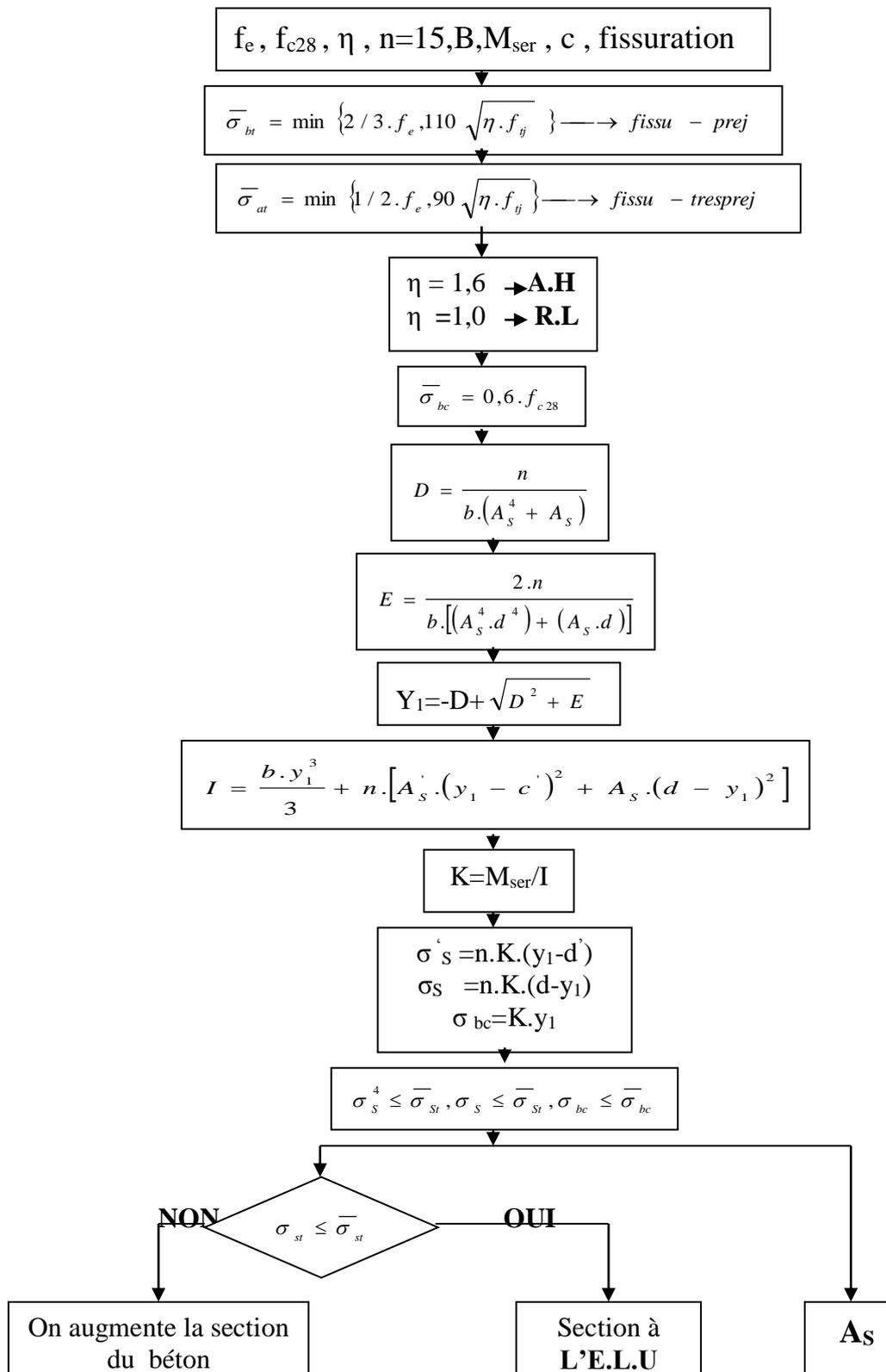
**ORGANIGRAMME -III-****TRACTION SIMPLE**

**ORGANIGRAMME-IV-****FLEXION COMPOSEE A -ELS-**

**ORGANIGRAMME -V-**

**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE  
A -ELU- EN FLEXION COMPOSEE**



**ORGANIGRAMME -VI-****VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -ELU-**

**ORGANIGRAMME -VII-****CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE****A L'EFFORT TRANCHANT**