

# Dédicace

C'est avec une profonde gratitude que nous dédions ce laborieux travaille a tout ceux qui nous Sont chers :

- ❖ Nos Parents en premier lieu dont aucune dédicace ne puisse exprimer tout le respect  
Et L'amour qu'on ressent envers eux, pour votre affection, dévouement et  
Encouragements, On vous remercie chaleureusement.
- ❖ Nos frères et sœurs pour leurs conseils et leur réconfort.
- ❖ Nos Amis et camarades avec qui on a partagé les bons et mauvais moments ensemble,  
Et à qui on leur souhaite une réussite dans leur carrière professionnelle
- ❖ Aux enseignant a qui durant notre cursus universitaire nous on passer le flambeau.
- ❖ Ainsi a ceux qui nous ont aidé et soutenu dans ce projet, et qui nous ont permis de  
Nous surpasser lors de chaque épreuve...

« Un Grand Merci... »

# المخلص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي+ 7 طوابق + طابق سفلي, تم انجازها بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003).

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران خرسانية مسلحة . دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج ( SAP2000.V14 ) .

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99).

تسليح العناصر المقاومة ( الأعمدة و العارضات ) تم بواسطة SOCOTEC و بواسطة تطبيق Design/SAP2000 نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس).

كلمات مفاتيحه : استقرار,تسليح .

# *Résumé*

Le but de cette étude est la conception de la structure d'un bâtiment à usage d'habitation (R+7 étages+un sous sol) qui est implantée dans la wilaya de Blida, classée en zone **III** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel **SAP 2000.V14**.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux

Règles applicables en vigueur à savoir **BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**.

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **SOCOTEC** et par l'option **Design/SAP2000**.

Le ferrailage des voiles est obtenu par la méthode classique des contraintes.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

**Mot clé** : *ferrailage, stabilité.*

# *Abstract*

The aim of this study is to design a structure for residential use of R+7 floors +1 underground located in the Wilaya of Blida, classified in zone **III** according to the Algerian payment parasismic (**RPA 99 version 2003**).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (**SAP 2000.V14**).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (**BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003**).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software SOCOTEC, while the shell element was done manually.

The foundation system is consisted by rib raft foundation.

**Keywords:** *reinforcement, stability.*



# Remerciements

Nos remerciements les plus sincères à toutes les personnes qui ont attribué de près ou de loin à l'élaboration de cette mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable

Année universitaire

Je remercie piètrement Allah le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à terme ce présent travail

J'adresse mes vifs remerciements :

A mon encadreur Mr. Hadj Arab pour son encadrement, son soutien sans failles et sa Disponibilité, ses conseils, ses suggestions de lecture, ses commentaires, ses Corrections et ses qualités scientifiques ont été très précieux pour mener à bien ce Travail.

Je tiens également à remercier et exprimer mon profond respect aux membres de jury D'avoir accepté de juger ce travail.

# Sommaire

Introduction générale.....	1
<b>Chapitre I: Généralités</b>	
I.1. Introduction .....	2
I.2.Présentation de l'ouvrage .....	2
I.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage .....	2
I.2.2.Caractéristiques géométriques .....	2
I.2.3.Ossature .....	7
I.2.4.Les Planchers .....	7
I.2.5.Escaliers .....	7
I.2.6.Ascenseurs .....	7
I.2.7.Maçonnerie .....	7
I.2.8.Infrastructure .....	7
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	8
I.3.1. Béton .....	8
I.3.2. Aciers .....	10
I.4. Hypothèses .....	12
<b>Chapitre II: Prédimensionnement</b>	
II. Introduction .....	14
II.1. Evaluation des charges .....	14
II.1.1. Charges permanentes (G) .....	14
II.1.2. Charges d'exploitation (Q) .....	17
II.2. Prédimensionnement des éléments résistants .....	18
II.2.1.Planchers .....	18
II.2.2. Prédimensionnement des poutres .....	18
II.2.3. Prédimensionnement des poteaux .....	25
II.2.3.1 .Principe .....	25
II.2.3.2 Etapes de Prédimensionnement .....	25
II.2.4. Prédimensionnement des voiles .....	31
<b>Chapitre III: calcul des éléments secondaires</b>	

III.2. Calcul de l'acrotère .....	33
III.2.1. Evaluation des charges .....	33
III.2.2. Calcul des efforts .....	34
III.2.3. Ferrailage de l'acrotère .....	34
III.2.4. Vérification de la section d'acier .....	35
III.2.5. Vérification à L'E.L. S .....	35
III.2.6. Vérification de l'effort tranchant .....	37
III.3. Calcul des balcons .....	38
III.3.1. Evaluation des charges .....	38
III.3.2. Calcul de ferrailage .....	39
III.3.3. Vérifications .....	40.
III.4. Calcul des escaliers .....	41
III.4.1. Détermination de l'épaisseur de la paillasse.....	42
III.4.2. Angle d'inclinaison de la paillasse.....	42
III 4.3. Evaluation des charges.....	42
II.4.4.Combinaison des charges.....	43
III.4.5.Calcul des armatures.....	43
III 4.6.Vérifications.....	44
III.5. Calcul des planchers .....	47
III.5.1.Dalle en corps creux .....	47
III.5.1.1. Calcul des poutrelles .....	47
III.5.1.1.1. Détermination des efforts internes .....	48
III.5.1.1.2. Ferrailage des poutrelles de plancher courant .....	49
III.5.1.1.3. Vérification vis avis de l'effort tranchant .....	51
III.5.1.2 Ferrailages de la dalle de compression .....	54

## **Chapitre IV: Etude dynamique et sismique**

IV.1. Introduction .....	55.
IV.2. Equation du mouvement .....	55
IV.3. Spectre de réponse .....	55
IV.4. Conception du modèle initial.....	57
IV.4.1.Caractéristiques dynamiques du modèle initial. ....	58
IV.5. Conception de premier modèle .....	58
IV.5.1.Caractéristiques dynamiques de premier modèle .....	59



IV.6. Conception de modèle final .....	60
IV.6.1. Caractéristiques dynamiques propres .....	61
IV.6.1.1. Détermination de la force (V) .....	61
IV.6.1.2. Résultantes des forces sismiques .....	62
IV.6.1.3. Vérification des déplacements inter-étages .....	62
IV.6.1.4. Vérification du critère de l'effort normal réduit .....	63
IV.6.1.5. Vérification du facteur de comportement .....	64
IV.6.1.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	64

## **Chapitre V: Etude thermique**

V.1. Introduction .....	67
V.2. Effet de la température .....	67
V.3. Coefficient de dilatation .....	67
V.4. Coefficient thermique .....	67
V.5. Résultat de calcul .....	68
Conclusion .....	68

## **Chapitre VI: Ferrailage des éléments résistants**

VI.1. Introduction .....	69
VI.2. Ferrailage des poteaux .....	69
VI.2.1. Ferrailage longitudinal .....	69
VI.2.2. Calcul du ferrailage longitudinal .....	70
VI.2.2.1. Recommandations selon RPA 99 version 2003 .....	71
VI.2.2.2. Méthode de calcul du ferrailage longitudinal .....	71
VI.2.2.3. Vérification de la contrainte à l'aide de logiciel SOCOTEC .....	75
VI.3. Ferrailage transversal .....	77
VI.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	77
VI.3.2. Calcul du ferrailage transversal .....	78
VI.3.3. Longueur de recouvrement .....	81
VI.4. Ferrailage des poutres .....	86

VI.4.1. Introduction.....	86
VI.4.2. Recommandations selon RPA99 version 2003 .....	86
VI.4.3. Calcul de ferrailage .....	87
VI.4.4. Vérification vis à vis de l'ELS .....	88
VI.4.5. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant .....	90
VI.4.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	90
VI.4.5.2. Calcul des armatures transversales .....	91
VI.4.6. Vérification de la flèche .....	92
VI.4.7. Schéma de ferrailage des poutre .....	93
VI.5. Ferrailage des voiles .....	96
VI.5.1 Généralités .....	96
VI.5.2 calcul de ferrailage des voiles .....	96
VI.5.3. Préconisation du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003).....	98
VI.5.4. Exemple de calcul .....	99

## **Chapitre VII: Etude de la fondation**

VII.1. Introduction .....	108
VII.2. Choix du type de fondations .....	108
VII.3. Facteurs intervenant dans le calcul des fondations .....	108
VII.4. Calcul des fondations .....	108
VII.4.1. Semelle isolée .....	109
VII.4.2. Semelles filantes .....	109
VII.4.3. Radier général .....	111
VII.4.3.1. Introduction .....	111
VII.4. 3.2. Surface nécessaire .....	111
VII.4.3.3. Prédimensionnement du radier .....	112
VII.4.3.4. Caractéristiques géométriques du radier .....	114
VII.4.3.5. Vérifications Nécessaires .....	114
VII.4.3.5.1 Vérification de la Stabilité du radier .....	114
VII.4.3.5.2. Vérification des contraintes sous le radier .....	115
VII.4.4. Ferrailage de la dalle du radier .....	117
VII.4.5. Ferrailage des nervures .....	120

VII.4.5.1. Calcul des efforts .....	120
VII.4.5.2. Vérifications nécessaires .....	122
VII.5. Voile périphérique .....	123
VII.5.1. Introduction .....	123
VII.5.2. Prédimensionnement .....	124
VII.5.3. Evaluation des charges .....	124
VII.5.4. Effort dans le voile périphérique .....	125
VII.5.5. Ferrailage du voile périphérique .....	125
<b>Conclusion générale</b> .....	<b>127</b>

**Références bibliographiques**

## *Introduction générale*

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tels que : les séismes, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis de ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques (Règlement Parasismique Algérien "**RPA99 version 2003**") et le **CBA93**, l'objectif de ces règlements est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction.

Notre projet porte sur l'étude d'une tour (RDC+7+1SS) à usage d'habitation, L'étude de ce projet est faite suivant les différentes étapes ci-après :

Le chapitre I constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le chapitre II qui est le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), il se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique.

Dans le chapitre III, nous nous intéressons à l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les balcons et les planchers.

En l'occurrence le chapitre IV qui est l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. La modélisation est faite par le **SAP2000 version.14**, qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures.

À partir des résultats obtenus dans le chapitre précédent nous passons à l'effet de la température, qui est le chapitre V.

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**, dans le chapitre VI.

Le chapitre VII consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage de la fondation (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats.

# Liste des figures

- I.1. Vue en plan R.d.C.....	3
- I.2. Vue en plan 1 <sup>er</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage.....	4
- I.3. Vue en plan de la terrasse.....	5
- I.4. Coupe A-A.....	6
- I.5. Diagramme contraintes – déformations de béton à l’ELU.....	9
- I.6. Diagramme contraintes-déformations du béton à l’ELS.....	10
- I.7. Diagramme contraintes –déformations de L’acier à L’ELU.....	11
- II.1. Coupe du plancher de la terrasse à corps creux.....	14
- II.2. Coupe du plancher de l’étage courant.....	15
- II.3. Coupe du mur extérieur.....	16
- II.4. Dimensions de l’acrotère.....	17
- II.5. Flèche maximale d’une poutre continue.....	19
- II.6. Section réduite du poteau rectangulaire.....	28
- II.7. Section reprise par le poteau.....	29
- II.8. Coupes de voiles en plan.....	32
- III.1. Coupe verticale de l’acrotère.....	33
- III.2. Diagrammes des efforts à l’ELU.....	34
- III.3. Ferrailage de l’acrotère.....	37
- III.4. Schéma statique du balcon.....	38
- III.5. Ferrailage de balcon.....	41
- III.6. Schéma de l’escalier.....	41
- III.7. Schéma statique de l’escalier.....	43
- III.8. Schéma de ferrailage de l’escalier à deux volées.....	46
- III.9. Schéma statique d’une poutrelle isostatique.....	47
- III.10. Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées.....	49
- III.11. Section rectangulaire et section en “Té” en travée.....	50
- III.12. Ferrailage des poutrelles sur les différents étages courants.....	53
- III.13 : Ferrailage des poutrelles sur le plancher Terrasse.....	53
- III.14 : Ferrailage de la dalle de compression.....	54

- IV.1 : Spectre de réponse .....	57
- IV.2.modèle initial.....	58
- IV.3. Premier modèle.....	58
- IV.4.Modèle final.....	60
- IV.5 .Evaluation des effets du second ordre.....	65
- VI.1. Ferrailage d'une section rectangulaire par le logiciel BaelR/SOCOTEC.....	69
- VI.2.Enveloppe d'interaction P-M-M d'une section donnée.....	70
- VI.3. Schéma de ferrailage du poteau 65×65 .....	82
- VI.4. Schéma de ferrailage du poteau 65×65 relié à un voile.....	82
- VI.5 .Schéma de ferrailage du poteau 60×60.....	83
- VI.6 .Schéma de ferrailage du poteau 60×60 relié à un voile.....	83
- VI.7 .Schéma de ferrailage du poteau 55×55.....	84
- VI.8. Schéma de ferrailage du poteau 50×50 .....	84
- VI.9 .Schéma de ferrailage du poteau 45×45 relié à un voile.....	85
- VI.10 .Schéma de ferrailage du poteau 45×45.....	85
- VI.11.Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.....	96
- VI.12 .Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	97
- VI.13.Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	98
- VI.14 .Disposition des voiles.....	99
- VI.15. Schéma de ferrailage du voile VL1.....	106
- VI.16. Schéma de ferrailage du voile VL2.....	106
- VI.17. Schéma de ferrailage du voile VL3.....	107
- VI.18 .Schéma de ferrailage du voile VL4.....	108
- VII.1. Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux.....	111
- VII.2 .Contraintes sous le radier.....	116
- VII.3 .Panneau de la dalle du radier.....	118
- VII.4 .Schéma de ferrailage de la dalle du radier (sens xx).....	120
- VII.5 .Schéma de ferrailage de la dalle du radier (sens yy).....	120
- VII.6 : Ferrailage des nervures suivant X-X.....	122
- VII.7 .Ferrailage des nervures suivant Y-Y.....	123
- VII.8. Evaluation des charges de voile périphérique.....	123
- VII.9 .Poussées des terres.....	124



# Liste des tableaux

- I.1. Propriétés mécaniques du béton.....	8
- I.2. Propriétés mécaniques de l'acier.....	10
- II.1. Prédimensionnement des poutres.....	25
- II.2. Dégression des charges d'exploitation.....	26
- II.3 .Calcul et vérification de poteau central.....	31
- III.1. Combinaison des charges du balcon.....	39
- III.2. les efforts internes.....	39
- III.3. Ferrailage du balcon.....	39
- III.4. Vérification des contraintes.....	40
- III.5 .Chargement sur l'escalier.....	43
- III.6. Calcul de Ferrailage .....	44
- III.7 .Vérification des contraintes .....	45
- III.8. Section d'armatures longitudinales en travée.....	50
- III.9. Section d'armatures longitudinales aux appuis.....	50
- III.10 .Section d'armatures longitudinales en travée.....	51
- III.11 .Section d'armatures longitudinales aux appuis.....	51
- III.12. Vérification de la contrainte du béton à L'E.L.S.....	52
- IV.1. Facteur de qualité.....	56
- IV.2 .Caractéristiques dynamiques de modèle initial.....	58
- IV.3. Caractéristique dynamiques de premier modèle .....	59
- IV.4.Nouvelles sections des poteaux.....	60
- IV.5 .Caractéristiques dynamiques du modèle final.....	61
- IV.6 .Déplacements inter-étages suivant xx.....	63
- IV.7 .Déplacements inter-étages suivant yy.....	63
- IV.8. Vérification de l'effort normal réduit.....	64
- IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ suivant l'axe x-x.....	65
- IV.10. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ suivant l'axe y-y.....	66



- V.1. Les efforts normaux et les moments sous l'effet de température.....	68
- VI.1 : Ferrailage longitudinale des poteaux.....	74
- VI.2 : Vérification des contraintes à l'aide de logiciel SOCOTEC.....	77
- VI.3 .Vérification de la contrainte de cisaillement.....	77
- VI.4 .Espacement transversal des poteaux.....	79
- VI.5. Ferrailage transversal des poteaux.....	81
- VI.6 .Ferrailage des poutres (étage courant).....	87
- VI.7 .Ferrailage des poutres (étage terrasse).....	88
- VI.8. Vérification des contraintes à l'E.L.S (étage courant).....	89
- VI.9 .Vérification des contraintes à l'E.L.S (étage terrasse).....	90
- VI.10 .Vérification de la contrainte de cisaillement.....	91
- VI.11. Ferrailage transversal des poutres.....	92
- VI.12 .Vérification de la flèche des poutres (étage courant).....	92
- VI.13.Vérification de la flèche (étage Terrasse).....	93
- VI.14. Calcul des armatures longitudinales du voile VL1.....	100
- VI.15. Ferrailage longitudinal des voiles.....	96
- VI.16. Aciers supplémentaires.....	102
- VI.17. Ferrailage horizontaux des voiles.....	104
- VI.18. Aciers transversaux.....	104
- VII.1 .Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.....	110
- VII.2 .Contraintes sous le radier à l'ELU.....	117
- VII.3. Contraintes sous le radier à l'ELS.....	117
- VII.4 .Ferrailage des panneaux du radier.....	117
- VII.5 .Ferrailage des nervures (sens x-x).....	121
- VII.6. Ferrailage des nervures (sens y-y).....	121
- VII.7. Ferrailage du voile périphérique.....	126





# Liste des symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\phi$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\sigma_c$  : Contrainte de consolidation.
- $q_{dyn}$  : Pression dynamique.
- $q_{ref}$  : Pression dynamique de référence.
- $R$  : 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.
- $G$  : Charge permanente.
- $\mathcal{E}$  : Déformation relative.

- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$  : Etat limite ultime.
- $E.L.S$  : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur, Indice des vides.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $d$  : 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.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.

- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $P$  : Rayon moyen.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.

## **I.1. Introduction :**

L'objectif de ce chapitre est de présenter une liste des données du bâtiment analysé ; cette Liste comportera le type de structure utilisé, la géométrie de l'ouvrage, les propriétés des matériaux ...etc.

## **I.2.Présentation de l'ouvrage :**

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment à usage d'habitation.

L'ouvrage est implanté dans la wilaya de **BLIDA** qui est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**), selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99 version2003**).

Cet ouvrage est classé comme un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le " **groupe 2** ". [2]

La structure, qui nous à été remise par un bureau d'études d'architecture, présente des joints sismiques.

Après concertation avec notre promoteur, et par souci pédagogique, nous avons retiré les joints sismiques.

### **I.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage :**

L'ouvrage se compose d'un R.d.C et de sept (7) étages plus un sous-sol. Cette structure est composée de :

- 1 sous sol à usage de parking
- Un Rez-de-chaussée à usage d'habitation
- sept (7) étages courants à usage d'habitation
- Une terrasse inaccessible

L'ouvrage présente une forme en plan irrégulière.

### **I.2.2.Caractéristiques géométriques :**

#### **a. Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale est de :29,65 m
- Hauteur du rez-de-chaussée est de : 3,06 m
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m
- Hauteur de sous-sol est de : 2,77 m

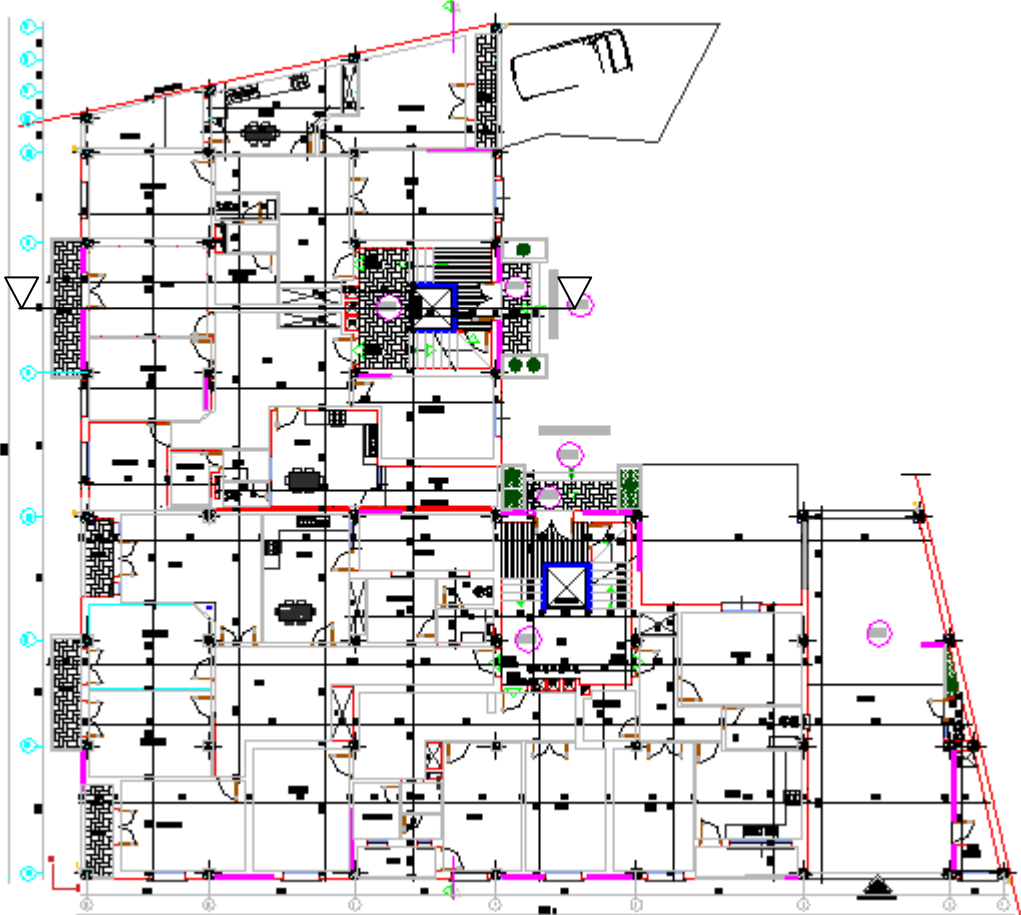


Figure I.1 : Vue en plan (R.d.C)



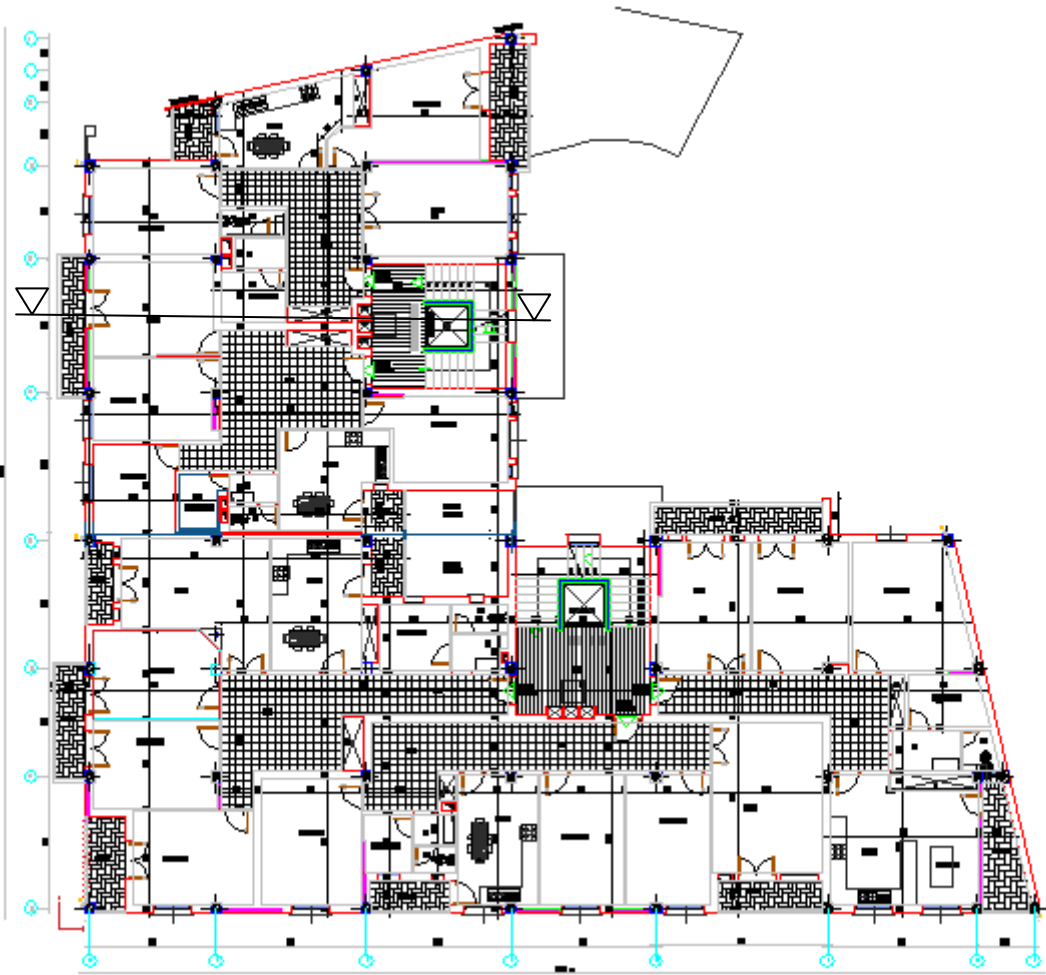


Figure I.2 : Vue en plan (1<sup>er</sup> et 7<sup>ème</sup> étages)

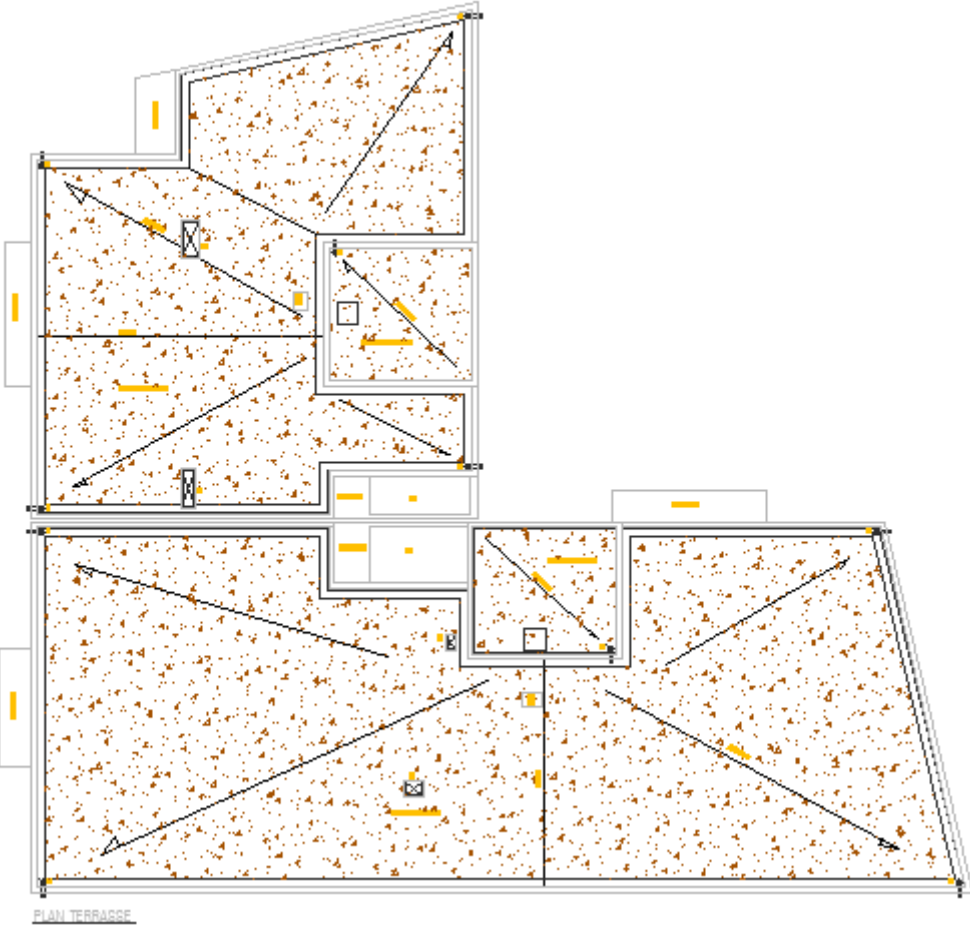


Figure I.3 : Vue en plan de la terrasse

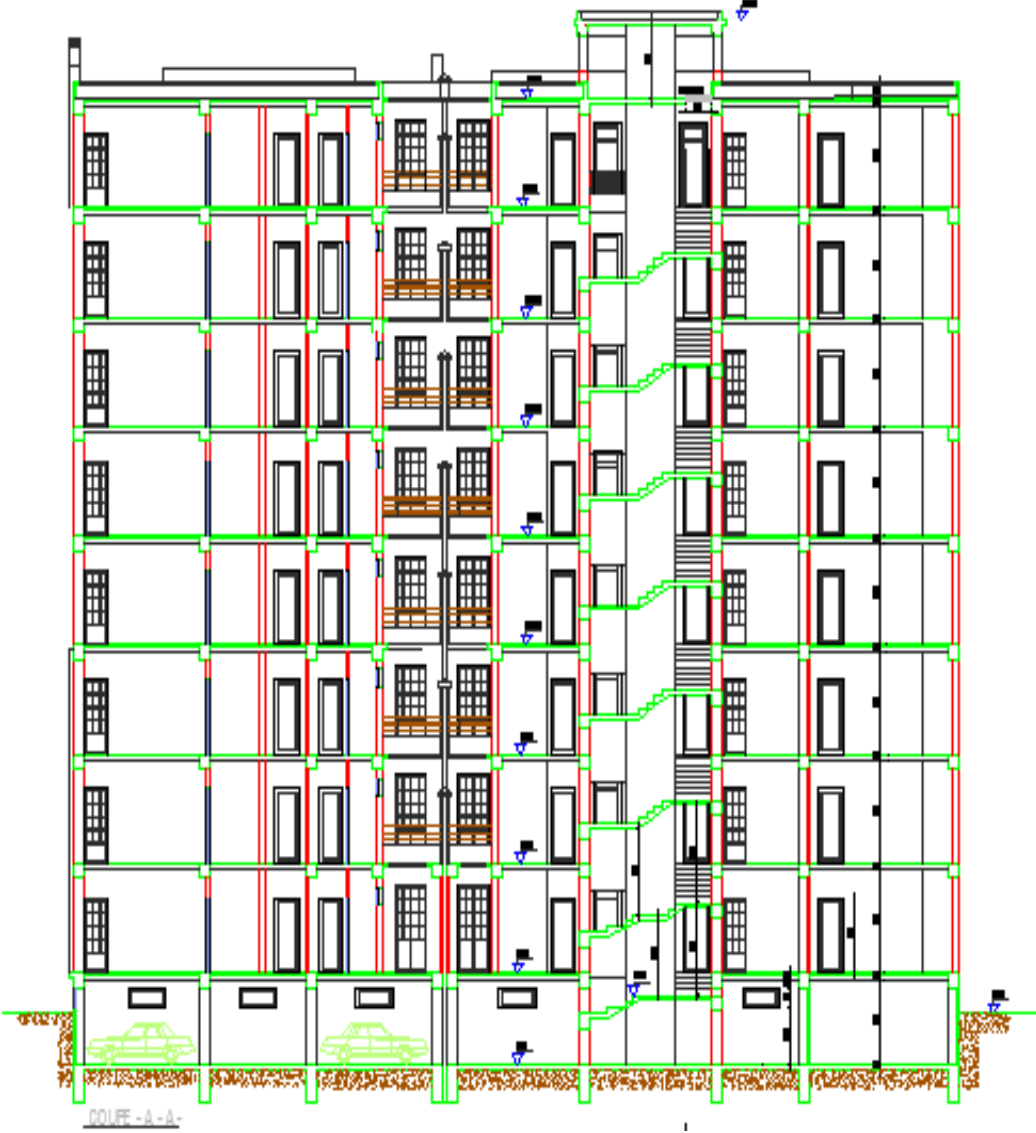


Figure I.4 : Coupe A-A

**b. Dimensions en plan :**

- Largeur totale (sens longitudinal) :  $l = 32,81$  m
- Longueur totale (sens transversal) :  $L = 35,55$  m

**I.2.3. Ossature :**

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué initialement par un système autostable ; pour satisfaire les recommandations du règlement parasismique Algérien (**RPA99 version 2003**), des voiles en béton armé seront ajoutés à la structure dans les deux (2) sens.

**I.2.4. Les Planchers :**

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan ; notre bâtiment comporte deux types de plancher :

- Plancher à dalle en corps creux (16+5).
- Plancher à dalle pleine.

**I.2.5. Escaliers :**

Les escaliers servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages ; ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte un type d'escalier :

- Escalier à deux volées.

**I.2.6. Ascenseur :**

La structure comporte une cage d'ascenseur du R.d.C jusqu'au 7<sup>ème</sup> étage.

**I.2.7. Maçonnerie :**

Les murs de notre structure seront exécutés en briques creuses.

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison (ép=30cm).
- **Murs intérieurs** : ils seront constitués d'une simple cloison (ép=10cm).

**I.2.8. Infrastructure :**

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

- a- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- b- Limiter les tassements différentiels.
- c- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

La contrainte admissible du sol est de **2bars**, à une profondeur d'ancrage de **2,77m**.

**I.3. Caractéristique mécanique 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 et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99 version 2003* [2] et *CBA93*[3] et *BAEL91mod99* [1]).

**I.3.1. Béton :**

**a. Composition du béton**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau

La composition courante de  $1m^3$  de béton est:

- 350 Kg de ciment CPA,
- 400 l de sable  $D_g \leq 5\text{ mm}$ ,
- 800 l de gravillon  $5\text{ mm} \leq D_g \leq 25\text{ mm}$ ,
- 175 l d'eau de gâchage.

Soit alors un poids volumique de :  $\rho = 25\text{ kN/m}^3$

**b. Propriétés mécaniques du béton**

Les propriétés mécaniques du béton sont données par le tableau suivant :

Résistance a la compression	Résistance en traction	Module d'élasticité		Coefficient De poisson
		Instantané	différé	
$j < 28\text{ jours} \rightarrow$ $f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$  $j = 28\text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$  $j > 28\text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$	$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$   $f_{i28} = 2,1\text{ MPa}$	$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$   $E_{i28} = 32164,20\text{ MPa}$	$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$   $E_{v28} = 10721,40\text{ MPa}$	$\nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$   $\nu = 0,2$

**Tableau I.1 : Propriétés mécaniques du béton**

### c. Les contraintes limites de calcul

L'état limite est défini :

- L'équilibre statique
- la résistance des matériaux
- la stabilité de forme

#### c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

La contrainte limite à l'ELU du béton est donnée par :

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

Avec

$\gamma_b$  : 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.....  $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

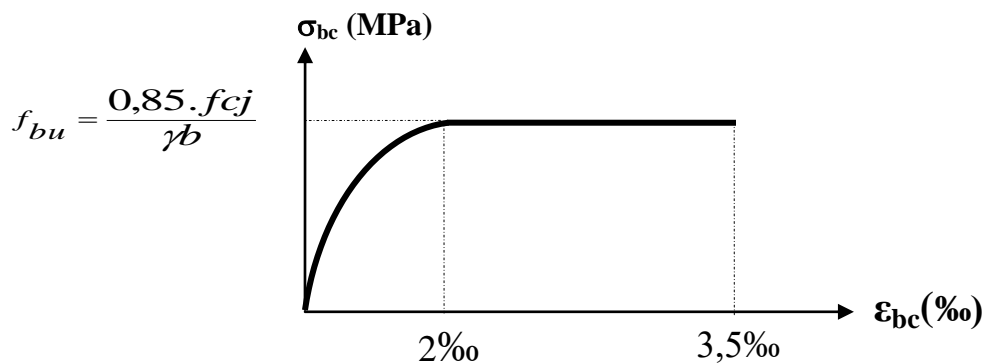


Figure I.5 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

#### c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

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

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

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

dans notre cas :  $\sigma_{bc} = 15MPa$

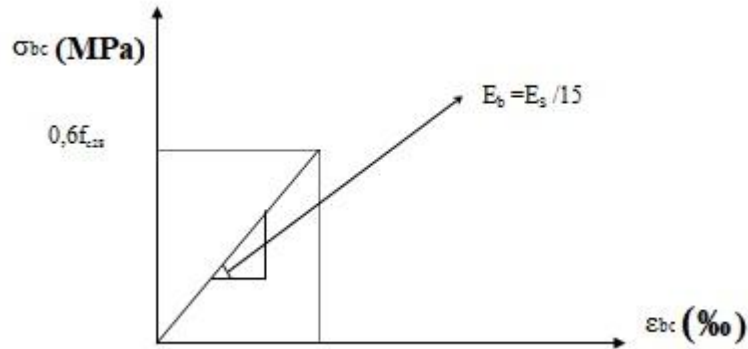


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

**I.3.2. Aciers :**

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

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau I.2.

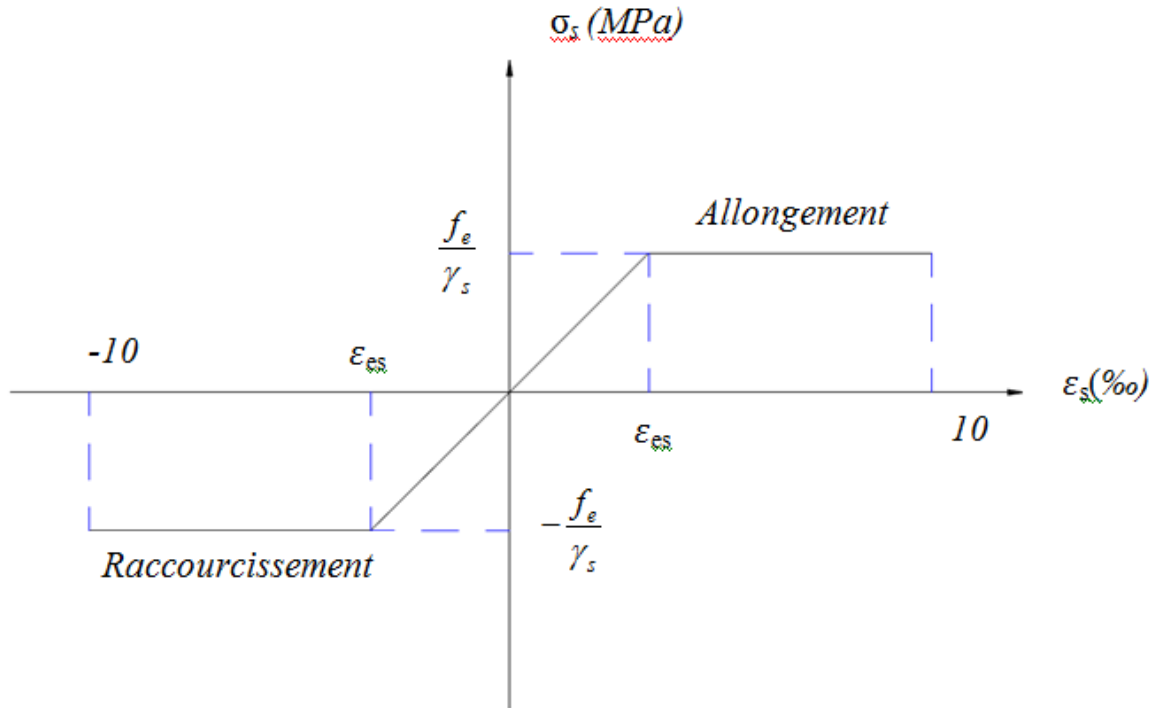
Nature	Utilisation	Nuance	Diamètres (mm)	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
R.L	Armatures Transversales	Fe E235	Ø <10	$FeE = 22 (f_e = 215 MPa)$ $FeE = 24 (f_e = 235 MPa)$	$Es = 2.10^5 MPa$
Barre HA	Armatures Longitudinales	Fe E400	Ø >10	$f_e = 400 MPa$	
Treilles Soudes	Eléments plans	TLE 520	Ø <6	$f_e = 520 MPa$	

Tableau I.2 : Propriétés mécaniques de l'acier

**a. Les contraintes limite de calcul :**

**a.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)**

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:



**Figure I.7 : Diagramme contrainte –déformations de L’acier à L’ELU**

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

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

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

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

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :
  - $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ Situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1,0 \text{ Situation accidentelle} \end{array} \right.$

Pour les aciers *FeE400*,  $\epsilon_{es} = 1,74 \text{ ‰}$



**a.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)**

C'est l'état ou la vérification des contraintes normale aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable:  $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right) = \xi \text{ (MPa)}$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = 0,8\xi \text{ (MPa)}$

Avec :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration, } \eta = \begin{cases} 1,00 & \text{pour les aciers ronds lisse} \\ 1,60 & \text{pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

**b. Le coefficient d'équivalence**

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

Avec :

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

$E_b$  : Module de déformation longitudinale du béton.

**I.4. Hypothèses de calcul :**

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée "  $\sigma_s$  ", est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{Situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1,0 \quad \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

- $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers .....  $f_e = 400 \text{ MPa}$

- Rond lisse  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s=204,34MPa \text{ Situation durable} \\ \sigma_s=235MPa \text{ Situation accidentelle} \end{array} \right.$
  
- Haute adhérence  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s=348MPa \text{ Situation durable} \\ \sigma_s=400MPa \text{ Situation accidentelle} \end{array} \right.$

## II. Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre au prédimensionnement des éléments porteurs du bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le prédimensionnement des éléments porteurs d'une structure est une étape préliminaire dans un projet de génie civil ; nous nous référons aux recommandations du **RPA99 (version 2003)**, **BAEL 91 modifié** et au **CBA 93** pour définir la section minimale des éléments porteurs.

Le prédimensionnement des poteaux se base sur le principe de la descente des charges verticales agissant directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

### II.1. Evaluation des charges :

Les charges ont été prises dans le document technique réglementaire (D.T.R-BC.22).[4]

#### II.1.1. Les charges permanentes (G) :

##### a) Plancher terrasse (corps creux) :

- 1) Couche de gravier roulé (ep = 5 cm) .....0,9 kN / m<sup>2</sup>
- 2) Etanchéité multicouche ..... 0,12 kN / m<sup>2</sup>
- 3) Béton forme de pente (ép. = 10 cm) .....2,20 kN / m<sup>2</sup>
- 4) Isolation thermique (liège) (ep= 4cm) .....0,16 kN / m<sup>2</sup>
- 5) Plancher (16 + 5) .....3,05 kN / m<sup>2</sup>
- 6) Enduit au plâtre (ep = 2cm) .....0,20 kN / m<sup>2</sup>

$$G_T = 6,63 \text{ kN / m}^2$$

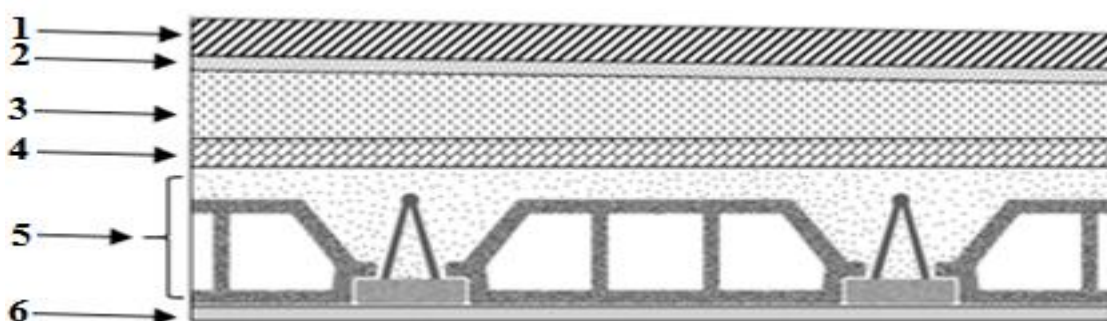
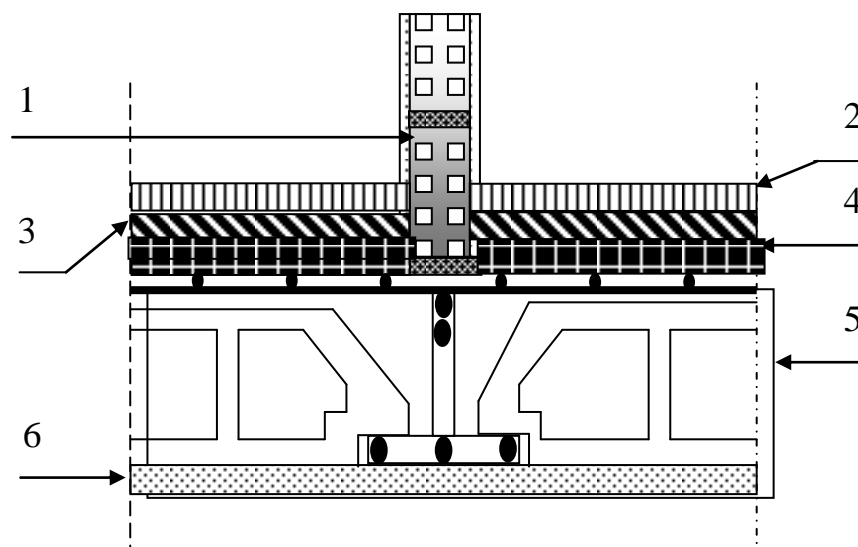


Figure II.1 : Coupe du plancher de la terrasse à corps creux

**b) Plancher de l'étage courant (corps creux) :**

- |   |                          |
|---|--------------------------|
| 1) Cloisons légères .....               | 1 kN / m <sup>2</sup>    |
| 2) Carrelage ( ep = 2 cm ) .....        | 0,40 kN / m <sup>2</sup> |
| 3) Couche de mortier (ep = 2 cm) .....  | 0,40 kN / m <sup>2</sup> |
| 4) Couche de sable (ep = 3 cm) .....    | 0,54 kN / m <sup>2</sup> |
| 5) Plancher (16 + 5) .....              | 3,05 kN / m <sup>2</sup> |
| 6) Enduit au plâtre (ep = 2,0 cm) ..... | 0,20 kN / m <sup>2</sup> |

$$G_T = 5.59 \text{ kN/m}^2$$



**Figure II.2 : Coupe du plancher de l'étage courant**

**c) Balcons :**

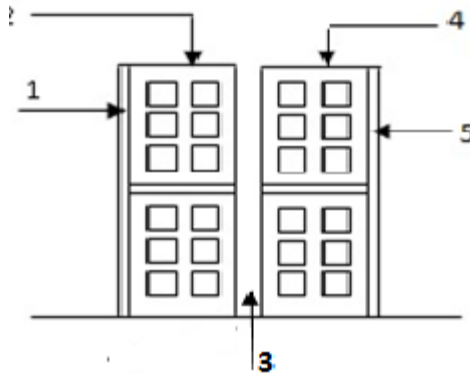
- |   |                         |
|---|-------------------------|
| 1) Revêtement en carrelage (ep = 2cm) .....     | 0,40 kN/ m <sup>2</sup> |
| 2) Mortier de pose (ep = 3cm) .....             | 0,40 kN/ m <sup>2</sup> |
| 3) Couche de sable (ep = 3cm) .....             | 0,54 kN/ m <sup>2</sup> |
| 4) Dalle pleine en béton armé (ep = 15cm) ..... | 3,75 kN/ m <sup>2</sup> |
| 5) Enduit au ciment (ep= 2cm) .....             | 0,36 kN/ m <sup>2</sup> |

$$G_T = 5.7 \text{ kN/ m}^2$$

**d) Maçonnerie (murs extérieurs) :**

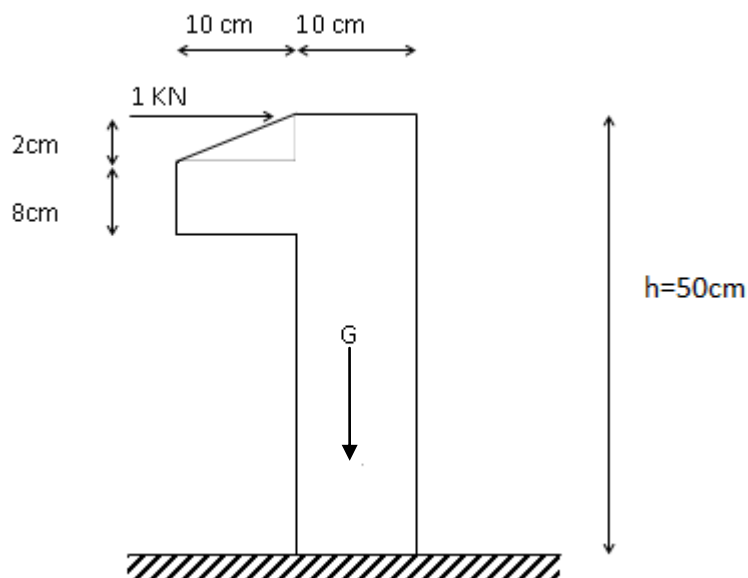
- 1) Enduit au ciment.....0,36kN / m<sup>2</sup>
- 2) Brique creuse (ep = 15 cm) .....1,35 kN / m<sup>2</sup>
- 3) lame d'air
- 4) Brique creuse (ep = 10 cm) .....0,90 kN / m<sup>2</sup>
- 5) Enduit au plâtre .....0,20 kN / m<sup>2</sup>

**$G_T = 2,81 \text{ kN/m}^2$**



**Figure II.3 : coupe du mur extérieur**

**e) Acrotère :**



**Figure II.4: Dimensions de l'acrotère**

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est égal à :

$$G_a = \rho_b \times S$$

Avec :

$\rho_b$  : masse volumique du béton tel que  $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

$S$  : surface de la section de l'acrotère

#### a- Charges permanentes

- Surface de l'acrotère :

$$S = (0,1 \times 0,5) + (0,1 \times 0,08) + \frac{0,1 \times 0,02}{2} = 0,059 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,059 = 1,48 \text{ kN}$$

- Revêtement par du mortier ( $e = 1,5 \text{ cm}$  ;  $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$ )

$$G = \rho_{mc} \cdot e \cdot L_{mc} = (18) \times (0,015) \times (50 + 40) \cdot 10^{-2} = 0,243 \text{ kN/ml}$$

$$G_T = 1,72 \text{ kN/ml}$$

### II.1.2. Les charges d'exploitation (Q) :

Les charges ont été prises dans le document technique réglementaire (D.T.R-BC.22).[4]

- Acrotère (mains courante) ..... Q = 1.00 kN/ml
- Plancher terrasse ..... Q = 1.00 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage habitation..... Q = 1,50 kN/m<sup>2</sup>
- Escalier ..... Q = 2,50 kN/m<sup>2</sup>
- Balcon ..... Q = 3,50 kN/m<sup>2</sup>

### II.2. Prédimensionnement des éléments résistants :

Le prédimensionnement des éléments de la construction sera conduit de manière à satisfaire les conditions exigées par les règlements en vigueur.

#### II.2.1. Planchers :

##### a) Plancher en dalle pleine

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

$$L_x = 1,20 \text{ m} \quad 2,4 < e < 3 \quad \text{donc} \quad e = 15 \text{ cm}$$

##### b) Dalle en corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres qu'elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$h_t$  : hauteur totale du plancher

$L$  : La portée libre maximale

Pour notre construction  $L = 5 \text{ m}$

$$20 \text{ cm} \leq h_t \leq 25 = 21 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t = 21 \text{ cm}$

Nous adopterons un plancher de **21cm** d'épaisseur composé d'un corps creux de **16cm** et d'une dalle de compression de **5cm**.

### II.2.2. Prédimensionnement des poutres :

- **Poutre Principale : (RDC et étage courante et terrasse) L= 6,40m**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad 42,67 < h < 64 \rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

$$0,3h < b < 0,7h \quad 15 < b < 35 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

❖ **Poutre Secondaire L=5 m**

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \quad 38,55 < h < 50 \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3h < b < 0,7h \quad 12 < b < 28 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

a) **Poutre porteuse (principale) PP01 :**

▪ **Vérifications selon le RPA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{vérifié} \\ h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{50}{30} = 1,6 < 4 \quad \text{vérifié} \end{array} \right.$$

▪ **Vérification de la rigidité :**

$$G_p = 0,30 \times 0,50 \times 25 = 3,75 \text{ kN/ml}$$

$$G_{pt} = 5,59 \times \left( \frac{4,76}{2} + \frac{4,04}{2} \right) = 24,6 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_{pt} = 1,5 \times \left( \frac{4,76}{2} + \frac{4,04}{2} \right) = 6,6 \text{ kN/ml.}$$

Tel que  $q = G_p + G_{pt} + Q = 34,95 \text{ kN/ml.}$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0,3)(0,5)^3}{12} = 3,125 * 10^{-3} \text{ m}^4.$$

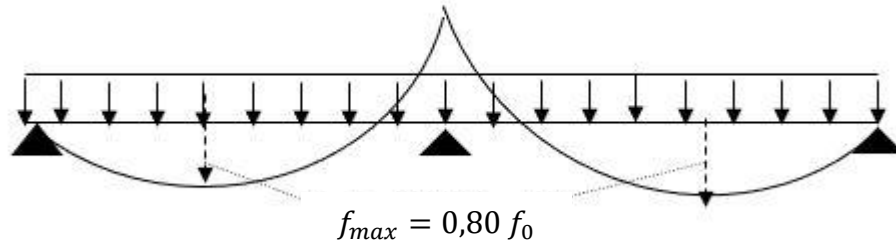
$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{640}{1000} + 0,5 = 11,4 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 34,95 \times (6400)^4}{384 \times 3,125 \times 10^9 \times 10818,87} = 22,58 \text{ mm}$$

$f_{max} = 22,58 \text{ mm} > f_{adm} = 11,4 \text{ mm}$ ..... La condition n'est pas vérifiée.

**Remarque**

La flèche n'est pas vérifiée lorsque on suppose que la poutre est isostatique, ayant une seule travée avec  $M_o = \frac{qL^2}{8}$ ; mais en réalité la poutre considérée est une poutre continue (voir Figure II.5), avec un moment maximum  $M_{max}=0,80M_o$  ce qui donne  $f_{max}=0,80f_o$ .



**Figure II.5 : flèche maximale d'une poutre continue**

D'où :

$$f_{max} = 0,80f_o = 0,85 \times 22,58 = 18,07 \text{ mm}$$

**f<sub>max</sub> = 18,07 mm > f<sub>adm</sub> = 11,4 mm** .....la condition n'est pas vérifiée.

➤ Donc on augmente la section et on prend **PP01 (30×60)**

$$G_p = 0,30 \times 0,60 \times 25 = 4,5 \text{ kN/ ml.}$$

$$G_{pt} = 5,59 \times \left( \frac{4,76}{2} + \frac{4,04}{2} \right) = 24,6 \text{ kN/ ml.}$$

$$Q_{pt} = 1,5 \times \left( \frac{4,76}{2} + \frac{4,04}{2} \right) = 6,6 \text{ kN/ ml}$$

$$q = G_p + G_{pt} + Q_{pt} = 35,7 \text{ kN / ml.}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0,3)(0,60)^3}{12} = 5,4 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{640}{1000} + 0,5 = 11,4 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 35,7 \times (6400)^4}{384 \times 5,4 \times 10^9 \times 10818,87} = 13,35 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 0,80 f_o = 0,80 \times 13,35 = 10,68 \text{ mm}$$

**f<sub>max</sub> = 10,68 mm < f<sub>adm</sub> = 11,4 mm**..... La condition est vérifiée.

❖ **Le choix de la section b × h = 30 × 60 cm<sup>2</sup> est maintenu.**

**b) Poutre porteuse (principale) PP 02 : (Etage courant)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b = 30cm \geq 20 cm} \quad \text{vérifié} \\ \mathbf{h = 45cm \geq 30 cm} \quad \text{vérifié} \\ \mathbf{\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4} \quad \text{vérifié} \end{array} \right.$$



▪ **Vérification de la rigidité :**

$$G_p = 0,30 \times 0,45 \times 25 = 3,375 \text{ kN/ml}$$

$$G_{pt} = 5,59 \times \left(\frac{4,76}{2}\right) = 13,30 \text{ kN/ml.}$$

$$G_{mur} = 2,81 \times (3,06 - 0,45) = 7,3341 \text{ kN/ml.}$$

$$G_{balcon} = 5,7 \times 1,2 = 6,84 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_{pt} = 1,5 \times \left(\frac{4,76}{2}\right) = 3,57 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{balcon} = 3,5 \times 1,2 = 4,2 \text{ KN/m}$$

Tel que  $q = G_{total} + Q_{total} = 38,62 \text{ kN / ml.}$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0,3)(0,45)^3}{12} = 2,28 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{640}{1000} + 0,5 = 11,4 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 38,62 \times (6400)^4}{384 \times 2,28 \times 10^9 \times 10818,87} = 34,20 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 0,80 f_0 = 0,80 \times 34,20 = 27,36 \text{ mm}$$

$f_{max} = 27,36 \text{ mm} > f_{adm} = 11,4 \text{ mm}$ ..... La condition n'est pas vérifiée.

Donc on augmente la section et on prend **PP (30×65)**

$$G_p = 0,30 \times 0,65 \times 25 = 4,88 \text{ kN/ml.}$$

$$G_{pt} = 5,59 \times \left(\frac{4,76}{2}\right) = 13,30 \text{ kN/ml.}$$

$$G_{mur} = 2,81 \times (3,06 - 0,65) = 6,7721 \text{ kN/ml.}$$

$$G_{balcon} = 5,7 \times 1,2 = 6,84 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_{pt} = 1,5 \times \left(\frac{4,76}{2}\right) = 3,57 \text{ KN/m}$$

$$Q_{balcon} = 3,5 \times 1,2 = 4,2 \text{ KN/m}$$

Tel que  $q = G_{total} + Q_{total} = 39,56 \text{ kN / ml.}$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0,3)(0,65)^3}{12} = 6,87 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{640}{1000} + 0,5 = 11,4 \text{ m}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 39,56 \times (6400)^4}{384 \times 6,87 \times 10^9 \times 10818,87} = 11,63 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 0,80 f_0 = 0,80 \times 11,63 = 9,30 \text{ mm}$$

$f_{max} = 9,30 \text{ mm} < f_{adm} = 11,4 \text{ mm}$ ..... La condition est vérifiée.

❖ **Le choix de la section  $b \times h = 30 \times 65 \text{ cm}^2$  est maintenu.**

c)-Poutres secondaire : L = 5 m (RDC, Etage courant, Terrasse)

$$\begin{array}{lll} \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} & 33,33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm} & \rightarrow h = 40\text{cm} \\ 0,3h < b < 0,7h & 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 & \rightarrow b = 30\text{cm} \end{array}$$

▪ Vérification de la rigidité :

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

Tel que  $q = G_p = 3 \text{ kN / ml}$ .

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0,3)(0,4)^3}{12} = 1,6 * 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 10 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 3 \times (5000)^4}{384 \times 1,6 \times 10^9 \times 10818,87} = 1,41\text{mm}$$

$f_{max} = 1,41 \text{ mm} < f_{adm} = 10 \text{ mm}$ ..... La condition est vérifiée

❖ Le choix de la section  $b \times h = 30 \times 40\text{cm}^2$ .

d)-Poutres secondaire : L = 5 m (RDC)

$$\begin{array}{lll} \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} & 33,33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm} & \rightarrow h = 40\text{cm} \\ 0,3h < b < 0,7h & 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 & \rightarrow b = 30\text{cm} \end{array}$$

▪ Vérification de la rigidité :

$$G_p = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ kN/m}$$

$$G_{mur} = 2,81 \times (3,06 - 0,4) = 7,4746 \text{ kN / ml.}$$

$$G_{balcon} = 5,7 \times 1 = 5,7 \text{ kN / ml.}$$

$$Q_{balcon} = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ KN/m}$$

Tel que  $q = G_{total} + Q_{total} = 19,47\text{kN / ml}$ .

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0,3)(0,4)^3}{12} = 1,6 * 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 10 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 19,47 \times (5000)^4}{384 \times 1,6 \times 10^9 \times 10818,87} = 9,15\text{mm}$$

$f_{max} = 9,15 \text{ mm} < f_{adm} = 10 \text{ mm}$ ..... La condition est vérifiée.

❖ Le choix de la section  $b \times h = 30 \times 40\text{cm}^2$ .

e)-Poutres secondaire):  $L = 5\text{ m}$  (Terrasse) :

$$\begin{array}{lll} \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} & 33,33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm} & \rightarrow h = 40\text{cm} \\ 0,3h < b < 0,7h & 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 & \rightarrow b = 30\text{ cm} \end{array}$$

$$G_p = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3\text{ kN/m}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 1,72\text{ kN/ml.}$$

$$\text{Tel que } q = G_{\text{total}} = 4,72\text{ KN/ml}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0,3)(0,40)^3}{12} = 1,6 * 10^{-3}\text{ m}^4.$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 10\text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \times 4,72 \times (5000)^4}{384 \times 1,6 \times 10^9 \times 10818,87} = 2,22\text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} = 2,23\text{ mm} < f_{\text{adm}} = 10\text{ mm} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

❖ Le choix de la section  $b \times h = 30 \times 40\text{cm}^2$ .

f)-Poutre porteuse (principale) PP :  $L=6,4\text{m}$  (Étage courant)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{ cm} \quad \text{vérifié} \\ h = 55\text{cm} \geq 30\text{ cm} \quad \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{55}{30} = 1,83 < 4 \quad \text{vérifié} \end{array} \right.$$

▪ Vérification de la rigidité :

$$G_p = 0,30 \times 0,55 \times 25 = 4,125\text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{pt}} = 5,59 \times \left(\frac{4,9}{2}\right) = 13,7\text{ kN/ml.}$$

$$G_{\text{mur}} = 2,81 \times (3,06 - 0,55) = 7,0531\text{ kN/ml.}$$

$$Q_{\text{pt}} = 1,5 \times \left(\frac{4,9}{2}\right) = 3,68\text{ KN/ml}$$

$$\text{Tel que } q = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 28,56\text{ kN / ml.}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0,3)(0,55)^3}{12} = 4,159 * 10^{-3}\text{ m}^4.$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{640}{1000} + 0,5 = 11,4\text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \times 28,56 \times (6400)^4}{384 \times 4,159 \times 10^9 \times 10818,87} = 13,87\text{mm}$$

$$f_{max} = 0,80 f_0 = 0,80 \times 13,87 = 11,096 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 11,096 \text{ mm} < f_{adm} = 11,4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

❖ **Le choix de la section  $b \times h = 30 \times 55 \text{ cm}^2$**

**G)-Poutre porteuse (principale) PP : L=6,4m (Terrasse)**

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} & \text{vérifié} \\ h = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} & \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{55}{30} = 1,83 < 4 & \text{vérifié} \end{cases}$$

▪ **Vérification de la rigidité :**

$$G_p = 0,30 \times 0,55 \times 25 = 4,125 \text{ kN/ml}$$

$$G_{pt} = 6,63 \times \left(\frac{4,9}{2}\right) = 16,24 \text{ kN/ml.}$$

$$G_{\text{Acrotère}} = 1,72 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_{pt} = 1 \times \left(\frac{4,9}{2}\right) = 2,45 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Tel que } q = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 24,57 \text{ kN/ml.}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0,3)(0,55)^3}{12} = 4,159 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{640}{1000} + 0,5 = 11,4 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 24,53 \times (6400)^4}{384 \times 4,159 \times 10^9 \times 10818,87} = 11,91 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 0,80 f_0 = 0,80 \times 11,91 = 9,54 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 9,53 \text{ mm} < f_{adm} = 11,4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

❖ **Le choix de la section  $b \times h = 30 \times 55 \text{ cm}^2$**

**H)-Poutre porteuse (principale) PP : L=6,4m (Terrasse)**

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} & \text{vérifié} \\ h = 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} & \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{60}{30} = 2 < 4 & \text{vérifié} \end{cases}$$

▪ **Vérification de la rigidité :**

$$G_p = 0,30 \times 0,60 \times 25 = 4,5 \text{ kN/ml}$$

$$G_{pt} = 6,63 \times \left(\frac{4,76}{2}\right) = 15,78 \text{ kN/ml.}$$

$$G_{\text{Acrotère}} = 1,72 \text{ kN/ml.}$$

$$G_{\text{balcon}} = 5,7 \times 1,2 = 6,84 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_{\text{balcon}} = 3,5 \times 1,2 = 4,2 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_{\text{pt}} = 1 \times \left(\frac{4,76}{2}\right) = 2,38 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Tel que } q = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 35,42 \text{ kN / ml.}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0,3)(0,60)^3}{12} = 5,4 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{640}{1000} + 0,5 = 11,4 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \times 35,42 \times (6400)^4}{384 \times 5,4 \times 10^9 \times 10818,87} = 13,24 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} = 0,80 f_0 = 0,80 \times 13,24 = 10,59 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} = 10,61 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 11,4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

❖ **Le choix de la section  $b \times h = 30 \times 60 \text{ cm}^2$ .**

Les poutres	RDC	Etage courant	Etage Terrasse
Poutre porteuse	60 × 30	55 × 30	55 × 30
	55 × 30	60 × 30	60 × 30
		65 × 30	
Poutre secondaire	40 × 30	40 × 30	40 × 30

**Tableau II.1 : Prédimensionnement des poutres**

### II.2.3. Prédimensionnement des poteaux :

#### II.2.3.1 Principe :

Les poteaux sont prédimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité par étage, c'est-à-dire le poteau central. Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charges. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

#### II.2.3.2 Etapes de prédimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de compression à chaque niveau. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la résistance.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** », et l'**E.L.S vis-à-vis des contraintes et des déformations.**

**a. Loi de dégression:**

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

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  [1]

Avec

n: Nombre d'étage.

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

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

Niveau des planchers	Charge	Σ	Σ charge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	Q <sub>0</sub>	Σ <sub>0</sub> = Q <sub>0</sub>	1
7 <sup>ème</sup>	Q <sub>03</sub>	Σ <sub>01</sub> = Q <sub>0</sub> + Q <sub>EC</sub> = 1 + 1,5	2,5
6 <sup>ème</sup>	Q <sub>04</sub>	Σ <sub>02</sub> = Q <sub>1</sub> + 0,95Q <sub>EC</sub> = 2,5 + (0,95 × 1,5)	3,925
5 <sup>ème</sup>	Q <sub>05</sub>	Σ <sub>03</sub> = Q <sub>2</sub> + 0,90Q <sub>EC</sub> = 3,925 + (0,9 × 1,5)	5,275
4 <sup>ème</sup>	Q <sub>06</sub>	Σ <sub>04</sub> = Q <sub>3</sub> + 0,85Q <sub>EC</sub> = 5,275 + (0,85 × 1,5)	6,55
3 <sup>ème</sup>	Q <sub>07</sub>	Σ <sub>05</sub> = Q <sub>4</sub> + 0,80Q <sub>EC</sub> = 6,55 + (0,8 × 1,5)	7,75
2 <sup>ème</sup>	Q <sub>08</sub>	Σ <sub>06</sub> = Q <sub>5</sub> + 0,75Q <sub>EC</sub> = 7,75 + (0,75 × 1,5)	8,875
1 <sup>er</sup>	Q <sub>09</sub>	Σ <sub>07</sub> = Q <sub>6</sub> + 0,714Q <sub>EC</sub> = 8,875 + (0,714 × 1,5)	9,946
RDC	Q <sub>10</sub>	Σ <sub>08</sub> = Q <sub>7</sub> + 0,69Q <sub>EC</sub> = 9,946 + (0,69 × 1,5)	10,981
S. SOL	Q <sub>11</sub>	Σ <sub>09</sub> = Q <sub>8</sub> + 0,67Q <sub>EC</sub> = 10,981 + (0,67 × 1,5)	11,986

**Tableau II.2 : Dégression des charges d'exploitation**

**b. Prédimensionnement des Poteaux :**

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

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (2.1)$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression).  
 $N_u = 1,35N_G + 1,5 N_Q$   
 $G$  : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.  
 $Q$  : charge d'exploitation qui sollicite le poteau.
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).

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

$\lambda$  : L'élancement du poteau considéré  $\lambda = \frac{L_f}{i}$ ; on prend  $L_f = L_0 = h_e$

$$\lambda = \frac{h_0 \times \sqrt{12}}{a} \text{ (Section rectangulaire)}$$

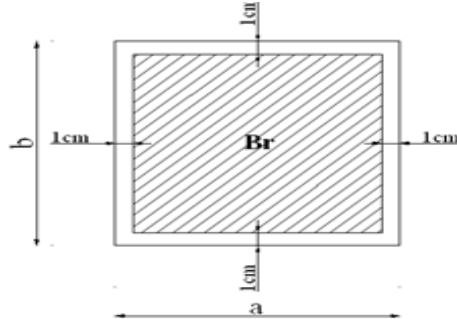
- $a$  : petite dimension de la section de béton du poteau.
- $L_f$  : longueur de flambement.
- $i$  : rayon de giration de la section du béton seul avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- $I$  : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement.
- $B$  : aire totale de la section du poteau.
- $A_s$  : section d'acier minimale (9%B).
- $f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours .... $f_{C28}=25\text{MPa}$ .
- $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers ..... $f_e = 400 \text{ MPa}$ .
- $B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

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

- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, tel que :
 
$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1,0 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$



**Figure II.6 : Section réduite du poteau rectangulaire**

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (2.1) la valeur de  $B_r$  :

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

- $B$  : aire totale de la section du poteau.
- $A_s$  : section d'acier minimale (9%B).
- $f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours .... $f_{c28}=25\text{MPa}$ .
- $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers ..... $f_e = 400 \text{ MPa}$ .
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b=1,50$ ).....situation durable.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s=1,15$ ).....situation durable.

On obtient :

$$B_r \geq 0,065 N_u$$

$[N_u]$  : [MN]

$[B_r]$  : [m<sup>2</sup>]

**c. Le minimum requis par « RPA99 ver 2003 ».**

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA 99 version 2003** (zone III).



$$\min(a, b) \geq 30\text{cm}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$0.25 < \frac{a}{b} < 4.$$

Avec :

(**a ; b**) : dimensions de la section.

**h<sub>e</sub>** : hauteur d'étage.

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

### II.2.3.3. Poteau central :

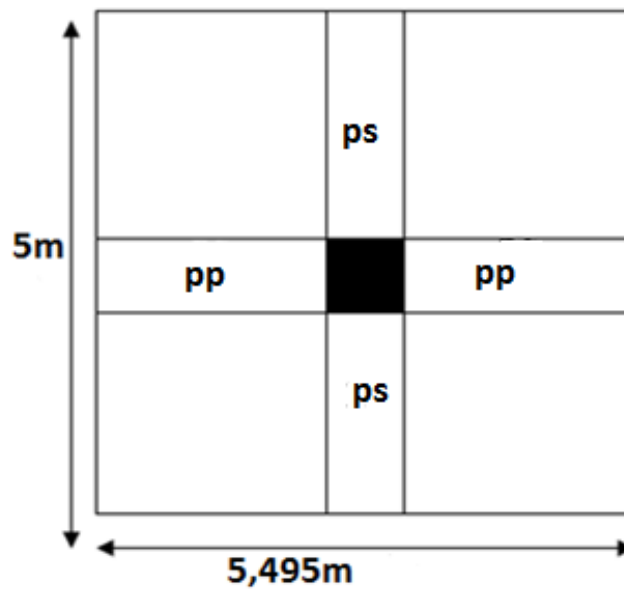


Figure II.7 : Section reprise par le poteau

$$S_{\text{Plancher}} = 5,2 \times 4,7$$

$$S_{\text{plancher}} = 24,44 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Totale}} = 5,495 \times 5$$

$$S_{\text{Totale}} = 27,48 \text{ m}^2$$

## a) Détermination des charges :

**Poids du Terrasse :**

Poids plancher terrasse.....	$G_{pt} = 6,63 \times 24,44 = 162,03 \text{ kN}$
Poids de poutre principale.....	$G_{pl} = 0,3 \times 0,6 \times 25 \times 5,2 = 23,4 \text{ kN}$
Poids de poutre secondaire.....	$G_{pt} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4,7 = 14,1 \text{ kN}$

---


$$G_T = 199,53 \text{ kN}$$

$$Q = 1 \times 27,48 \rightarrow Q_T = 27,48 \text{ kN}$$

$$N_U = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow N_U = 310,59 \text{ kN}$$

**Poids du 7<sup>ème</sup> étage :**

poids de plancher Terrasse .....	$G = 162,03 \text{ kN}$
Poids de poutre principale.....	$G_{pl} = 23,4 \text{ kN}$
Poids de poutre secondaire .....	$G_{pt} = 14,1 \text{ kN}$
Poids de poteaux estimé.....	$G_{pot} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ kN}$

---


$$G_T = 206,415 \text{ kN}$$

$$Q = (2,5 \times 27,48) + 27,48 \rightarrow Q_T = 96,18 \text{ kN}$$

$$N_U = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow N_U = 422,93 \text{ kN}$$

et ainsi de suite.....

- Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

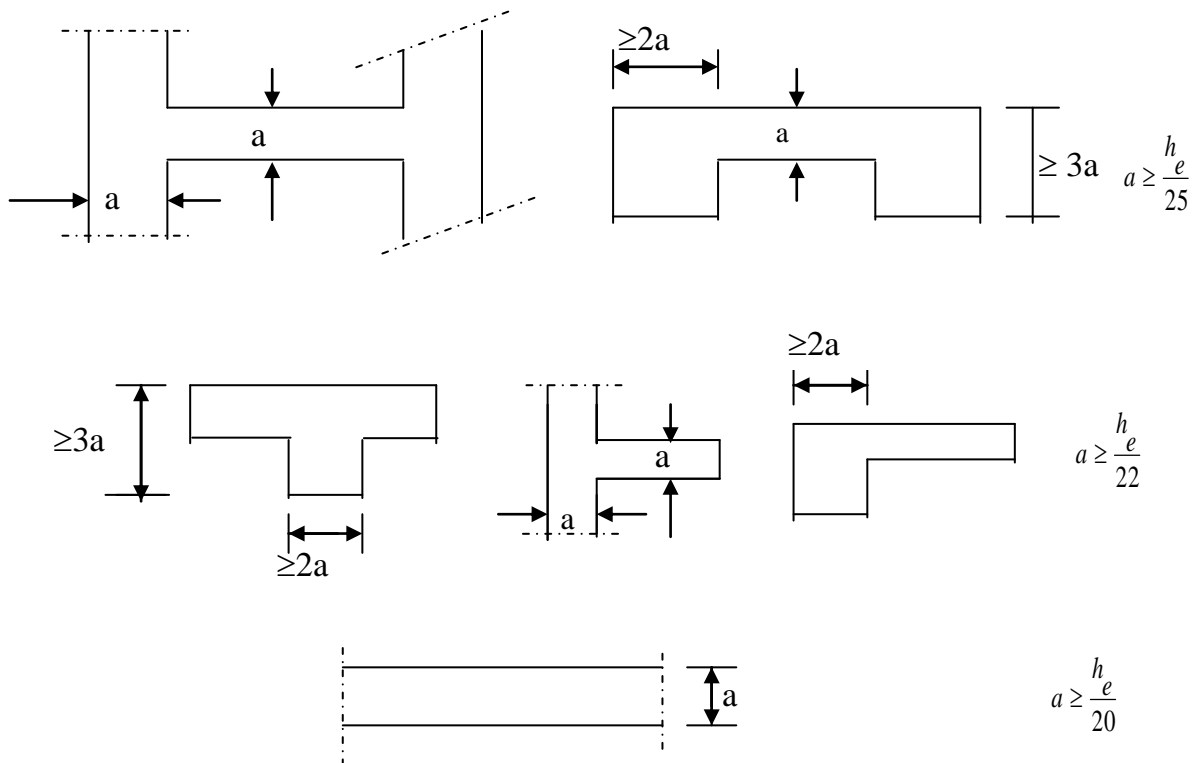
Étages	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	Choix	RPA	obs.
7 <sup>ème</sup>	206,415	96,18	422,93	274,90	18,58	40×40	30 × 30	ok
6 <sup>ème</sup>	387,42	204,04	829,077	538,90	25,21	45×45	30× 30	ok
5 <sup>ème</sup>	568,415	348,997	1290,86	839,05	30,96	45×45	30×30	ok
4 <sup>ème</sup>	749,41	528,99	1805,189	1173,37	36,25	50×50	30×30	ok
3 <sup>ème</sup>	930,405	741,96	2368,99	1539,84	41,24	50×50	30×30	ok
2 <sup>ème</sup>	1111,4	985,85	2979,165	1936,46	46,00	55×55	30×30	ok
1 <sup>er</sup>	1292,395	1259,17	3633,49	2361,77	50,60	55×55	30×30	ok
R.d.C	1560,93	1560,93	4330,47	2814,81	55,05	60×60	30×30	ok
S.Sol	1648,28	1890,31	5060,64	3289,416	59,35	60×60	30×30	ok

Tableau II.3 : Calcul et vérification de poteau central

#### II.2.4. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Leur pré dimensionnements se fera conformément à l'article (7.7.1) du l'RPA 99 version2003.

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



**Figure II.8 : Coupes de voiles en plan**

- Dans notre cas, l'ensemble des voiles sont raidis sur un seul coté ; par conséquent le prédimensionnement des voiles se fait par la condition suivante :

$$a \geq \max \left\{ 15\text{cm}, \frac{h_e}{22} \right\}$$

Pour le R.D.C :  $h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$ .

$$a \geq \max \{ 15\text{cm}, 12,09 \text{ cm} \}$$

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

Pour les autres étages :  $h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$ .

$a \geq \max \{15 \text{ cm}, 12,09 \text{ cm}\}$

$a \geq 15 \text{ cm}$

*Conclusion :*

On adoptera :  $a = 20 \text{ cm}$  pour l'ensemble des étages

**III.1. Introduction :**

Dans ce chapitre, nous nous intéresserons au calcul des différents éléments secondaires constituant notre bâtiment à savoir : l'acrotère, balcon, escalier, plancher

**III.2. Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère sera calculée comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse ; elle sera soumise à son poids propre et une poussée latérale de 1 kN/ml, due à la main courante.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur au niveau de la section dangereuse à l'endroit de l'encastrement.

- largeur :  $l = 1 \text{ m}$
- hauteur :  $h = 0,50 \text{ m}$
- épaisseur :  $e = 0,10 \text{ m}$

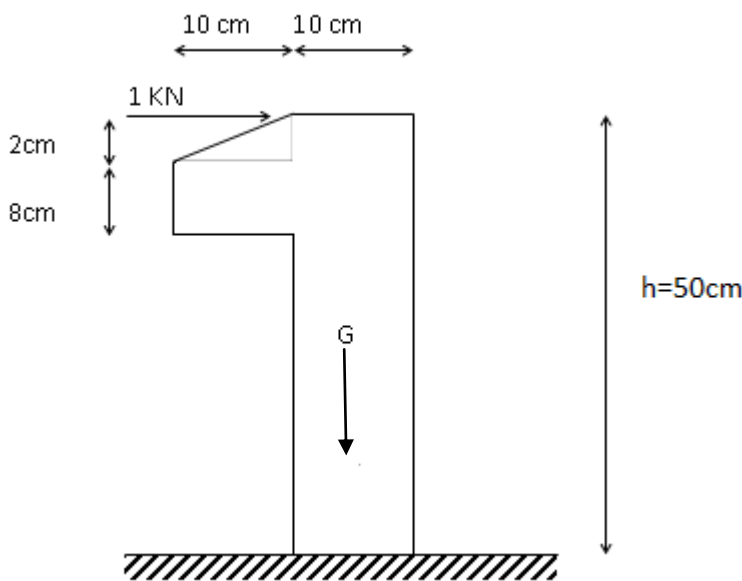


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

**III.2.1. Evaluation des charges :**

**a- Charges permanentes**

- Surface de l'acrotère :

$$S = (0,1 \times 0,5) + (0,1 \times 0,08) + \frac{0,1 \times 0,02}{2} = 0,059 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,059 = 1,48 \text{ kN}$$

- Revêtement par du mortier ( $e=1,5 \text{ cm}$  ;  $\rho= 18 \text{ kN/m}^3$ )

$$G = \rho_{mc} \cdot e \cdot L_{mc} = (18) \times (0,015) \times (50 + 40) \cdot 10^{-2} = 0,243 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\underline{G_T = 1,72 \text{ kN/ml}}}$$

**b- Charge d'exploitation**

On prend en considération l'effet de la main courante, donc :

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml.}$$

**c- Action des forces horizontales ( $F_p$ )**

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p = 4AC_p W_p$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau [4-1] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{zone III} \\ \text{groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,25$$

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau [6-1] [ $C_p=0,8$ ].

$W_p$  : Poids de l'acrotère = **1,72 kN.**

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,72 = \mathbf{1,376 \text{ kN.}}$$

**III.2.2. Calcul des efforts :**

Pour une bande de 1m de largeur :

**E.L.U :**

$$Q_u = \text{Max} ( 1,5Q ; F_p ) = \text{Max} ( 1,5\text{kN} ; 1,376\text{kN} ) = 1,5 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,35G = 2,32 \text{ kN}$$

$$M_u = Q_u \cdot h = 1,5 \times 0,50 = 0,75 \text{ kN.m}$$

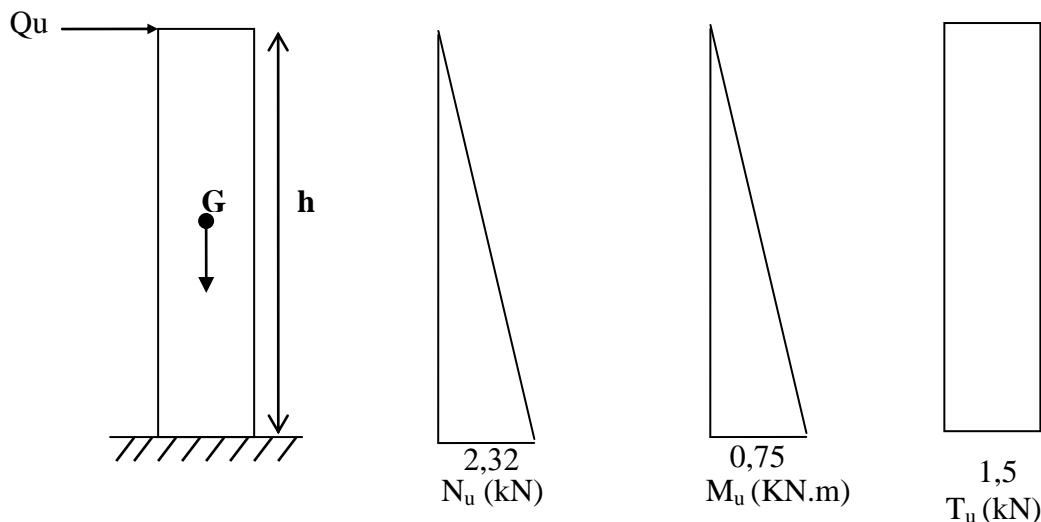
$$T_u = Q_u = 1,5 \text{ kN}$$

**E.L.S :**

$$N_{\text{ser}} = G_T = 1,72 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ser}} = Q \times h = 1,0 \times 0,5 = 0,50 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = Q = 1,0 \text{ kN}$$



**Figure III.2 : diagrammes des efforts à l'ELU**

**III.2.3. Ferrailage de l'acrotère :**

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donnée par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section rectangulaire avec :

$h = 10\text{cm}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 347,826\text{ MPa}$  ;  $c = c' = 2\text{cm}$  ;  $d = 8\text{cm}$  ;  
 $f_e = 400\text{ MPa}$

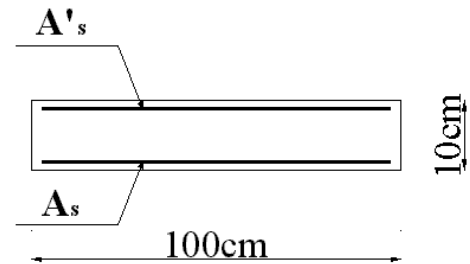
a. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2,32} = 32,33\text{ cm} \left. \vphantom{e_0} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

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  $M_f$ .



b. Calcul du moment fictif " $M_f$ " :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

$$= 0,75 + 2,32 \left( \frac{0,1}{2} - 0,02 \right)$$

$$= 0,819\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,0090$$

$\mu < \mu_R = 0,391 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0135$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 79,57\text{cm}$$

$$A_s = 0,23\text{ cm}^2$$

III.2.4. Vérification de la section d'acier

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

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

On a :

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa}; f_e E400; b = 100\text{cm}; d = 8\text{ cm}$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm}^2; 1,09\text{cm}^2 \} = 1,09\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour  $5T6 = 1,41\text{cm}^2$

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

- Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow$$

$$0,35\text{cm}^2 \leq A_r \leq 0,71\text{cm}^2$$

On choisit  $3T6$  par face  $A_r = 0,85\text{cm}^2$



III.2.5. Vérification à L'E.L. S :

a- Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,29m = 29cm$$

On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c'$$

La section est partiellement comprimée (SPC).

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

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 32cm \Rightarrow C = -24cm \quad (c < 0)$$

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

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

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

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -1203,21 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 14596,4399 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -4,5 \times 10^7$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,91 \Rightarrow \phi = 155,51^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 40,05$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -39,64cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 24,75cm$$

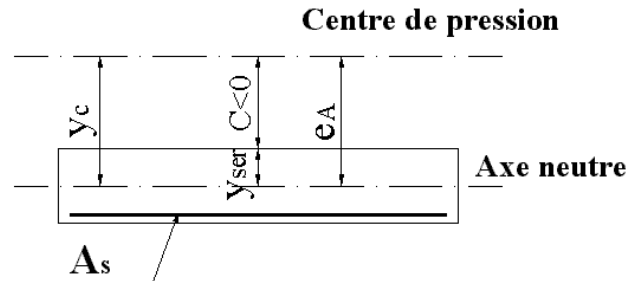
$$y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 14,90cm$$

La solution qui convient est :  $y_c = 45,66cm$

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

$$0 < y_{ser} = 24,75 - 24 = 0,75 \text{ cm} < 8cm$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 0,75cm \\ y_c = 24,75cm \end{cases}$$



b- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 3609,097 \text{ cm}^4, n = 15$$

c- Vérification des contraintes

c.1. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{1,993 \times 10^3 \times 24,75 \times 10}{3609,097 \times 10^4} \right) \times 46,6 = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

c.2. Contraintes de l'acier :

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 200 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma = 15 \left( \frac{1,993 \times 10^3}{3609,097 \times 10^4} \times 24,75 \times 10 \right) (8 - 4,66) \times 10 = 6,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad \text{Vérifié}$$

$$\sigma'_s = 15 \left( \frac{1,993 \times 10^3}{3609,097 \times 10^4} \times 24,75 \times 10 \right) (4,66 - 2) \times 10 = 5,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad \text{Vérifié}$$

III.2.6. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{80 \times 10^3} = 0,01875 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

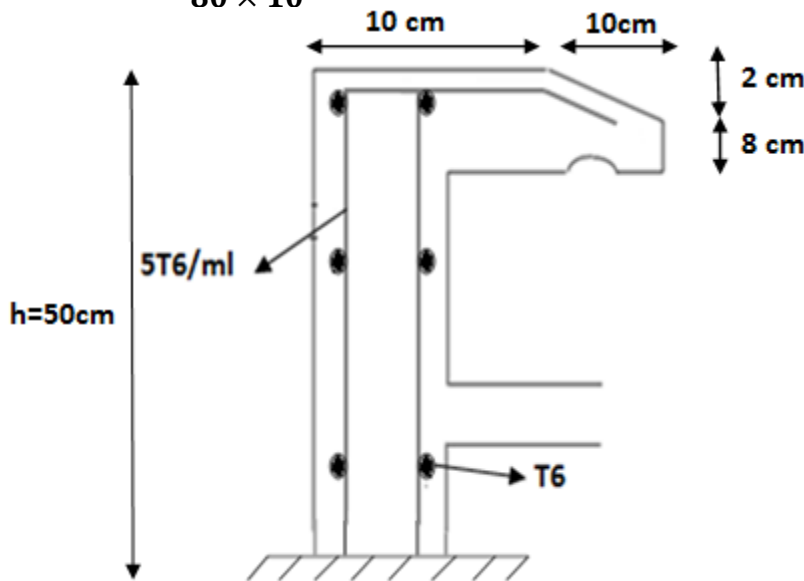


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère

### III.3. Calcul des balcons :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est réalisé en dalle pleine encastrée dans la poutre, entouré d'une rampe ou un mur de protection ; il est assimilé à une console qui dépasse de la façade du bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le balcon est soumis à :

- Son poids propre.
- Une charge d'exploitation.
- Une Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps
- Un moment à l'extrémité dû à la main courante

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

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique  $e \geq 12\text{cm}$
- Sécurité en matière d'incendie  $e = 11\text{cm}$  pour 2 heures de coup feu.

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

#### Remarque :

Le ferrailage du balcon sera calculé sur le balcon de la plus grande portée qui est de **1,50m**

#### III.3.1. Evaluation des charges

##### 1- Charges permanentes et charges d'exploitation (G,Q)

Pour une bande de 1 m :

**Charge permanente :**

$$G \times 1\text{m} = 5,7 \times 1 = 5,7 \text{ kN/m}$$

**Charge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}$$

Donc :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,94 \text{ kN/m}$$

##### 2- Charge concentrée F :

Le balcon supporte la charge d'un mur en briques creuses de 1m de hauteur

Poids propre du mur en brique creuses :

$$F = (0,36 \times 2) + 0,90 = 1,62 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où } F_u = 1,35F = 2,19 \text{ KN}$$

##### 3- Moment dû à la main courante :

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

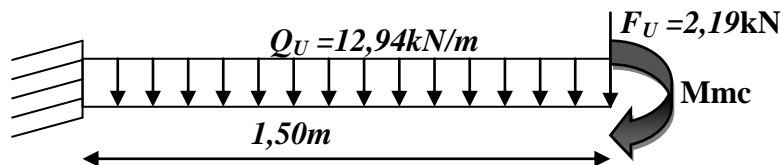


Figure III .4 : Schéma statique du balcon

3-Combinaison des charges :

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>q(kN/ml)</i>	<b>12,95</b>	<b>9,2</b>
<i>F(kN)</i>	<b>2,19</b>	<b>1,62</b>
<i>Mmc</i>	<b>1,5</b>	<b>1</b>

Tableau III.1 : Combinaison des charges du Balcon

4-Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement :

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

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>M (kNm)</i>	<b>19,35</b>	<b>13,78</b>
<i>T (kN)</i>	<b>21,62</b>	<b>15,42</b>

Tableau III.2 : les efforts internes

III.3.2. Calcul de ferrailage :

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

Données :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $d = 13,5 \text{ cm}$   
 $\sigma_s = 347,82 \text{ MPa}$

<b>Mu (kN.m)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>\mu &lt; \mu_R</math></b>	<b>As' (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b>Z (mm)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>le choix</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>esp (cm)</b>
17,85	0,075	OUI	0	0,078	130,788	3,92	5T12	5,65	20

Tableau III.3 : Ferrailage du balcon

$$S_t \leq \min \begin{cases} (33\text{cm et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22\text{cm et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases} \quad [1]$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{Espacement vérifié}$$

**Armatures de répartition :**

$$\frac{As}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{As}{2} \quad 1,41 \leq A_{rep} \leq 2,82 \quad \text{On prend } 5T8/ml \text{ (2,51cm}^2\text{)}$$

**III.3.3. Vérifications :**

**a- Condition de non fragilité**

$$As_{min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times (2,1/400)$$

$$As_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Alors :  $As_{choisie} = 5,65 \text{ cm}^2 > As_{min} = 1,59 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u^{max} < \tau_u^-$$

$$\tau_u^{max} = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{21,62 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Alors :  $\tau_u^{max} < \tau_u^-$  ..... Condition vérifiée.

**c- Vérification vis-à-vis de l'ELS**

**c1 . Vérification des contraintes :**

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

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

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

Avec :  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_s = \text{Min}(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e); 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$M_{ser}$ (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (Mpa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
13,78	5,6	4,01	9781,97	5,64	vérifié	185,98	OK

**Tableau III.4 : Vérification des contraintes**

**c2. Vérification de la flèche :**

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

1.  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > 0,0625$  vérifié
2.  $\frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 4,185 \times 10^{-3} \leq 0,01$  vérifié
3.  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq 0,1$  vérifié

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

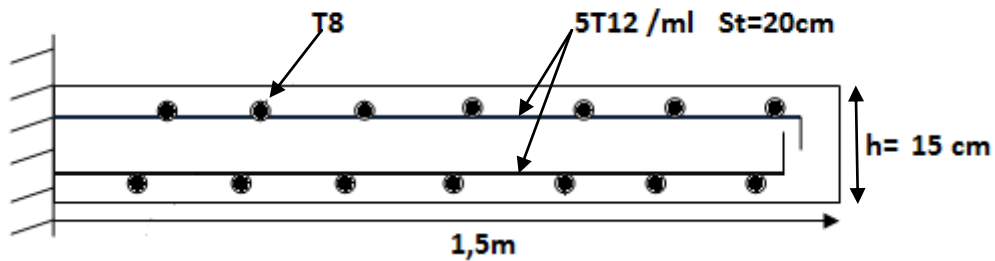


Figure III.5 : Ferrailage de balcon

**Remarque :**

Le balcon est ferrillé par une double nappe d'armatures pour reprendre un éventuel soulèvement lors d'un séisme

**III.4 Calcul des escaliers :**

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant la liaison de deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la volée viendra s'appuyer sur les paliers.

dans notre cas nous avons un seul type d'escalier :

- escalier à deux volées.

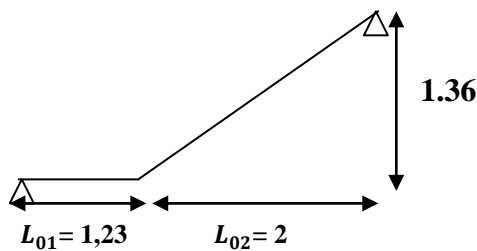


Figure III.6 : Schéma de l'escalier

**II.4.1. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

Avec :

$$L = L_{01} + L_{02} = 1,23 + 2,10 = 3,13 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 11 \text{ cm} \leq e \leq 16,65 \text{ cm}$$

On prend donc l'épaisseur **e=15cm**

Le palier et la volée auront la même épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$

**II.4.2. Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,36}{2,1} = 0,65 \Rightarrow \alpha = 32,93^\circ$$

**II.4.3. Evaluation des charges :****a-Palier :****Charges permanentes :**

- poids propre de palier :  $\rho_b \cdot e = 25 \cdot 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- poids propre des revêtements :

- Couche de sable (2cm) .....	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) .....	$20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage (2cm) .....	$20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Enduit plâtre (2cm) .....	$\frac{10 \times 0,02 = 0,20 \text{ kN/m}^2}{1,52 \text{ kN/m}^2}$

$$\Rightarrow G_P = 3,75 + 1,52 = 5,27 \text{ kN/m}^2$$

**Charge d'exploitation :**

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

**b-Volée :****Charges permanentes:**

- Poids propre de la volée :  $(25 \times 0,15) / \cos 32,93 = 4,47 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la marche :  $(\rho \times h) / 2 = (25 \times 0,17) / 2 = 2,125 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre des revêtements :  $1,52 \text{ kN/m}^2$
- Poids du garde corps :  $0,6 \text{ kN/mL}$  (d'après le D.T.R)

$$\Rightarrow G_V = 8,72 \text{ kN/m}^2$$

**Charge d'exploitation :**

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

**II.4.4. Combinaison des charges :**

Le chargement de l'escalier pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Combinaison	Volée	Palier
$q_u$ (E.L.U)	15,52	10,86
$q_s$ (E.L.S)	11,22	7,77

**Tableau III.5 : Chargement sur l'escalier**

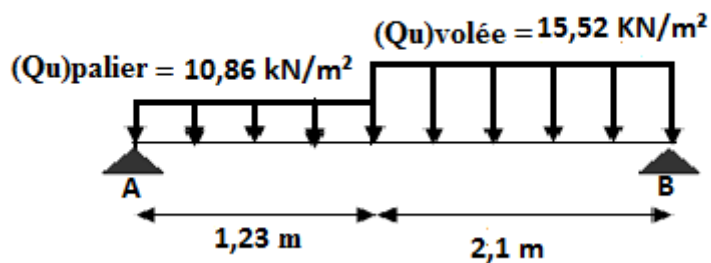
**III.4.5. Calcul des armatures :**

Le ferrailage longitudinal se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur :

$f_{c28} = 25MPa$  ;  $f_{bc} = 14,17MPa$  ;  $f_{t28} = 2,1MPa$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $d=0,9h=13,5cm$

$\gamma_s = 1,15$  ;  $F_e=400MPa$

**a/ armatures longitudinales**



**Figure III.7 : schéma statique de l'escalier**

**b) Calcul des efforts**

❖ **ELU :** Avec :  $R_A = 21,17KN$  ;  $R_B = 24,78 KN$   
 $M_{max} = 20,59KNm$  ;  $T_{max} = 20,54 KN$

❖ **ELS :** Avec :  $R_A = 15,22 KN$  ;  $R_B = 17,90 KN$   
 $M_{max} = 14,27kKNm$  ;

Le moment en travée :  $M_t = 0,85M_{max}$

- Le moment en appui :  $MA = 0,3M_{max}$

	$M$ (ELU) KN.m	$M$ (ELS) KN.m
En travée	17,514	12,130
En appui	6,17	4,281



- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur

Avec :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; f_e = 400 \text{ MPa}; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

	<b>Mu</b> <b>KN.m</b>	$\mu$	$\alpha$	Z	As'	As (cm <sup>2</sup> )	Le choix	As <sup>adopté</sup>
<b>Travée</b>	17,514	0,068	0,088	130,248	0	3,90	4T12	4,52
<b>Appui</b>	6,17	0,024	0,030	133,38	0	1,49	4T8	2,32

Tableau III.6 : Calcul de Ferrailage

Espacement :

En travée :  $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

On prend : 1T12 → St=20cm

Sur appui :  $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : 1T8 → St=20cm

**III 4.6. Vérifications :**

**a- Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$  .....vérifiée

Sur appui :  $A_s = 2,32 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$  .....vérifiée

**b- Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable}) [1]$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{20,54 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,152 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

**c- Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,152 \text{ MPa} < \pi \cdot 0,05 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d- Vérification des contraintes :

- Position de l'axe neutre

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

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

Avec :

$$n=15 ; c'=3\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s'=0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- En appuis :

$$M_a = 0,3 \times M_{ser} = 0,3 \times 14,27 = 4,281\text{kN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 14,27 = 12,130\text{kN.m}$$

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

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Travée</b>	12,130	4,52	3,65	8199,03	15	Vérifiée
<b>Appui</b>	4,281	2,32	2,57	4167,69	15	Vérifiée

Tableau III.7 : Vérification des contraintes

e- Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{333} = 0,045 \leq 0,0625 \text{ non vérifiée} \\ \frac{4,52}{100 \times 13,5} = 0,00335 \leq 0,0105 \text{ vérifiée} \\ 0,071 \leq 0,085 \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

- Armature de répartition :

- En travée :  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 2,26\text{cm}^2/\text{ml}$

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

- Sur appui :  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,58\text{cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 1,16\text{cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 4T6= 1,13 cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>= 20 cm

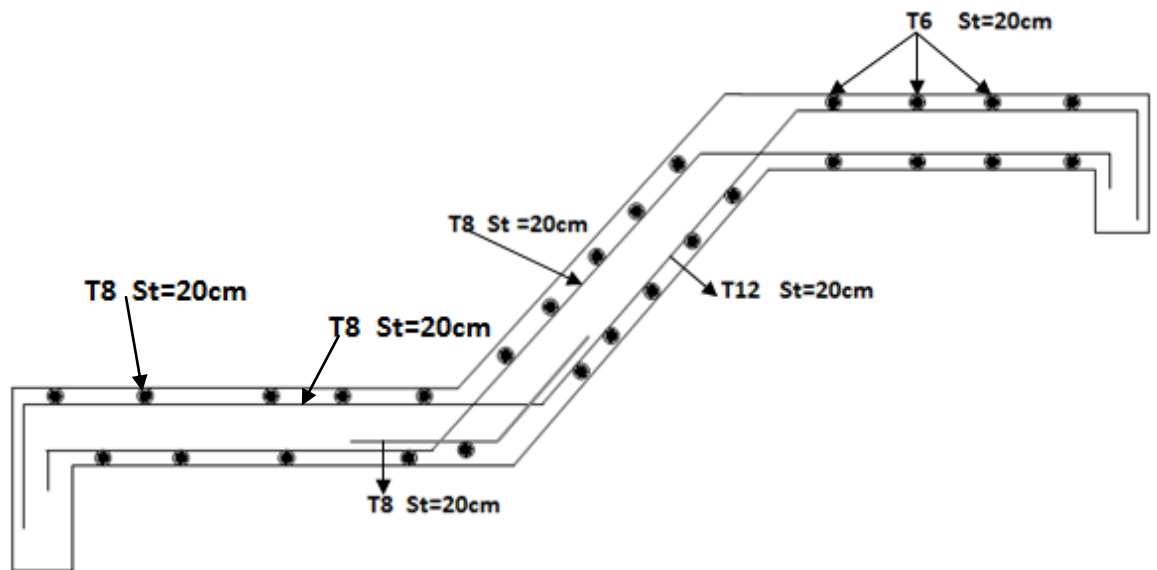


Figure III.8 : Schéma de ferrailage de l'escalier à deux volées

### III.5 Calcul des planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure ; ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs ; ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

**III.5.1 Dalle en corps creux :**

Le calcul des dalles en corps creux se fera sur les différents niveaux :

- Plancher terrasse.
- Plancher étage courant (habitation)
- Plancher de R.d.C.

**III.5.1.1 Calcul des poutrelles :**

Les poutrelles de notre structure sont préfabriquées, le calcul se fera en deux étapes : avant et après le coulage de la dalle de compression.

**a/ 1<sup>er</sup> phase : Avant le coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

**a.1 Charges**

- poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$ .
  - poids propre du corps creux (16 cm) :  $0.65 \times 0.95 = 0.617 \text{ kN/ml}$
  - surcharge due à l'ouvrier =  $1 \text{ kN/ml}$
- $G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kN/ml}$
- $Q = 1 \text{ kN/ml}$

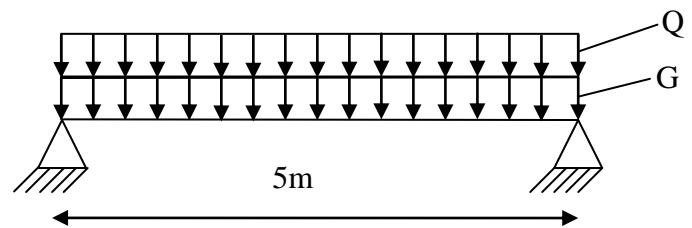


Figure III.9: Schéma statique d'une poutrelle isostatique

**a.2 Moment fléchissant :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (0.74) + 1.5 \times (1) = 2.5 \text{ kN / ml}$$

$$M_0^u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times (5)^2}{8} = 7,81 \text{ kN / ml}$$

$$M_0^u = 7,81 \text{ KN / ml}$$

**a.3 Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \cdot (5)}{2} = 31,25 \text{ kN}$$

**a.4 Calcul du ferrailage :**

La poutrelle travaille en flexion simple

$$b = 12\text{cm}; \quad d = 3,6\text{cm} ; \quad c = 0,4\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_0}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,81 \times 10^6}{120 \times (36)^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{7,81 \times 10^6}{120 \times (36)^2 \times 14,17} = 3,544$$

On a  $\mu = 3,54 \gg \mu_1 = 0,371 \rightarrow A'_s \neq 0$

Section armée par des armatures tendues et comprimées, la faible hauteur de la poutrelle ne nous permet pas de placer les armatures de compression ; on doit prévoir un système d'étayement placé sous les poutrelles préfabriquées avant le coulage

### **b/ 2<sup>ème</sup> phase : Après le coulage de la dalle de compression**

Le calcul se fera après coulage de la dalle de compression en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis et supportant :

- Son poids propre
- Une partie du plancher
- Charge d'exploitation

#### **III.5.1.1.1 Détermination des efforts internes :**

La méthode forfaitaire est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

1.  $Q \leq (2.G, 500\text{N/m}^2)$
2. Inertie constante
3. Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_x}{l_{x+1}} \leq 1,25$$

4. Fissuration non préjudiciable

**Dans notre cas la 3<sup>ème</sup> et la 4<sup>ème</sup> condition ne sont pas vérifiées, par conséquent on ne peut pas utiliser la méthode forfaitaire**

On utilise le logiciel SAP2000 pour obtenir les efforts internes (M , T) dans les travées et les appuis , la poutrelle reprend les charges suivants :

#### **❖ Les charges des poutrelles de plancher courant :**

$$G = 5,59 \times 0,65 = 3,63 \text{ kN/m.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ kN/m.}$$

#### **❖ Les charges des poutrelles de plancher Terrasse :**

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

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

III.5.1.1.2 Ferrailage des poutrelles de plancher courant :

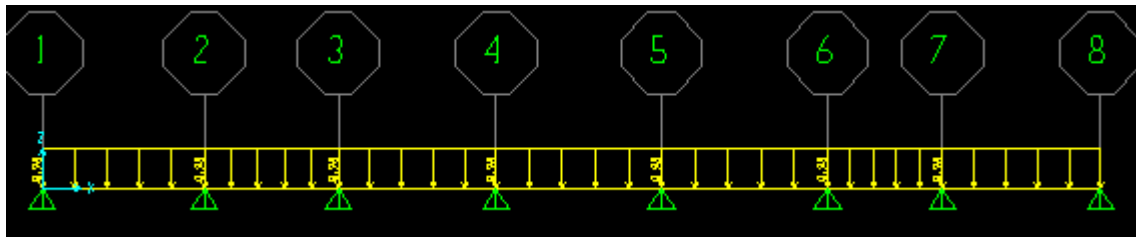


Figure III.10 : schéma statique de la poutrelle a plusieurs travées

Diagramme des Moments à l'E.L.U

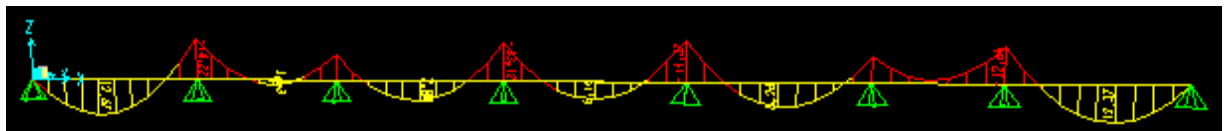


Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U



Diagramme de moment à l'E.L.S

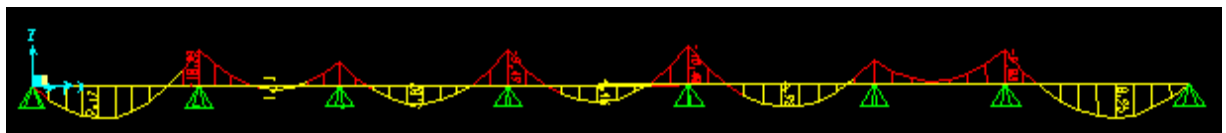
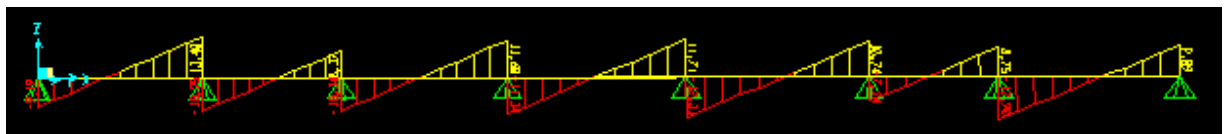


Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.S



1/ Ferrailage longitudinal des poutrelles de l'étage courant :

a. Ferrailage longitudinal en travée :

le moment repris par la table est donné par :

$$M_{table} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 13,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{tu} = 12,67 \text{ kN.m} \Rightarrow M_{ut} < M_{table}$$

=>L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ( b x h)

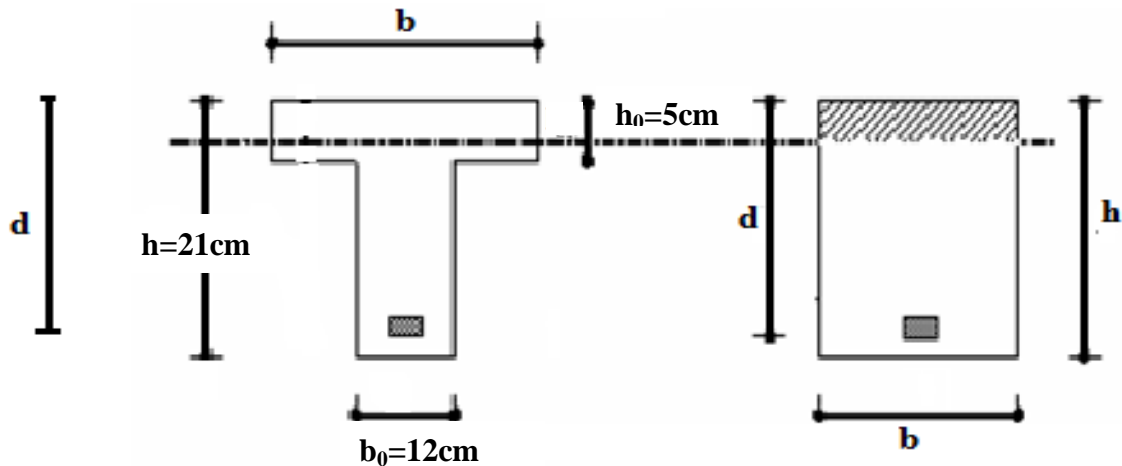


Figure III.11 : Section rectangulaire et section en “Té” en travée

Type	M <sub>U</sub> [kN.m]	μ	A's [cm <sup>2</sup> ]	α	Z [cm]	A <sub>s</sub> calculée [cm <sup>2</sup> ]	A <sup>choisi</sup> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>i</sub> Adoptée [cm <sup>2</sup> ]
1	12,67	0,038	0	0,048	185,37	1,96	3T10	2,17

Tableau III.8 : Section d'armatures longitudinales en travée

On adopte 3T10 ⇒ A<sub>S</sub> = 2,17 cm<sup>2</sup>.

→ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 1,35 < A_s = 2,17\text{cm}^2$$

**b. Ferrailage longitudinal aux appuis :**

Moment sur appuis : M<sub>a</sub> = -14,37kN.m

Type	M <sub>U</sub> [kN.m]	μ	A's [cm <sup>2</sup> ]	α	Z [cm]	A <sub>s</sub> calculée [cm <sup>2</sup> ]	A <sup>choisi</sup> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>i</sub> Adoptée [cm <sup>2</sup> ]
1	14,37	0,044	0	0,056	184,766	2,24	2T12	2,26

Tableau III.9 : Section d'armatures longitudinales aux appuis

on adopte 2T12 ⇒ A<sub>S</sub> = 2,26 cm<sup>2</sup>.

→ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 < A_s = 2,26\text{cm}^2$$

2/ Ferrailage longitudinal des poutrelles de étage Terrasse :

a. Ferrailage longitudinal en travée :

$M_t = 13,50 \text{ KN.m}$

Type	$M_U$ [kN.m]	$\mu$	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\alpha$	Z [cm]	$A_s$ calculée [cm <sup>2</sup> ]	$A$ choisi [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ Adoptée [cm <sup>2</sup> ]
1	13,50	0,041	0	0,0052	185,07	2,09	3T10	2,17

Tableau III.10 : Section d'armatures longitudinales en travée

on adopte 3T10  $\Rightarrow A_s = 2,17 \text{ cm}^2$ .

→ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 < A_s = 2,17 \text{ cm}^2$$

b. Ferrailage longitudinal aux appuis :

Moment sur appuis :  $M_a = -15,32 \text{ kN.m}$

Type	$M_U$ [kN.m]	$\mu$	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\alpha$	Z [cm]	$A_s$ calculée [cm <sup>2</sup> ]	$A$ choisi [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ Adoptée [cm <sup>2</sup> ]
1	15,32	0,046	0	0,06	184,464	2,38	1T14+1T12	2,67

Tableau III.11 : Section d'armatures longitudinales aux appuis

On adopte 1T14+1T12  $\Rightarrow A_s = 2,67 \text{ cm}^2$ .

→ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 < A_s = 2,67 \text{ cm}^2$$

III.5.1.1.3 Vérification vis avis de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

a.1- plancher Terrasse :

$T_{U \max} = 19,74 \text{ kN}$

la vérification du cisaillement se traduit par :

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

Tel que :  $\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_U^{\max}}{b_0.d} = \frac{19,74.10^3}{120.189} = 0,87 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  ----- Vérifiée



**Au voisinage des appuis :**

$$\frac{T_U^{Max}}{0,9.b_0.d} = \frac{19,74.10^3}{0,9.120.189} = 0,97 < 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,66 MPa \text{ ----- Vérifiée}$$

**a .2- planchers courant :**

$$T_{U \max} = 18,51 \text{ kN}$$

la vérification du cisaillement se traduit par :

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

$$\text{tel que : } \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{T_U^{\max}}{b_0.d} = \frac{18,51.10^3}{120.189} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa} \text{ ----- Vérifiée}$$

**Au voisinage des appuis :**

$$\frac{T_U^{Max}}{0,9.b_0.d} = \frac{18,51.10^3}{0,9.120.189} = 0,91 < 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,66 \text{ MPa} \text{ ----- Vérifiée}$$

**b. Vérification de la contrainte du béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Le calcul du moment d'inertie se fait par la formule suivante :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s (d - y)^2 + 15A'_s (y - c')^2$$

**Tableau III.12 : Vérification de la contrainte du béton à L'E.L.S**

Type des poutrelles	Position	M <sub>s</sub> [kN.m]	Y [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)
Terrasse	Travée	9,86	3,87	8608,89	4,43	15
	Appui	-11,19	4,52	11554,26	4,38	15
Courante	Travée	9,17	3,87	8608,9	4,12	15
	Appui	-10,40	3,95	8912,05	4,61	15

-Le ferrailage adopté pour les poutrelles est schématisé ci-dessous

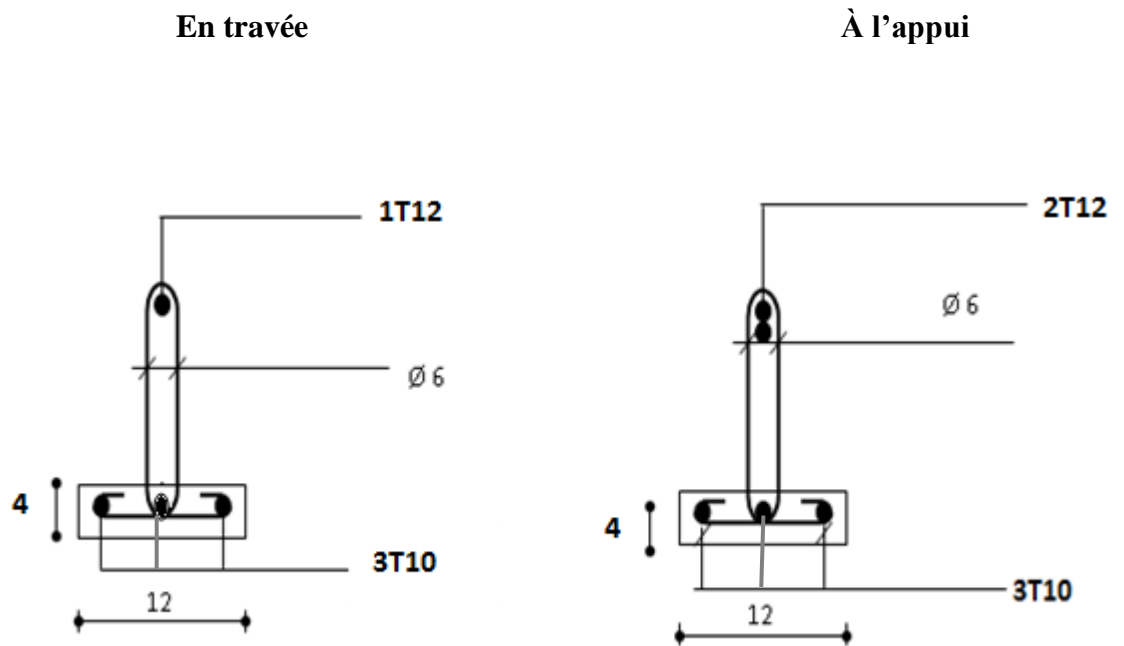


Figure III.12 : Ferrailage des poutrelles sur les différents étages courants

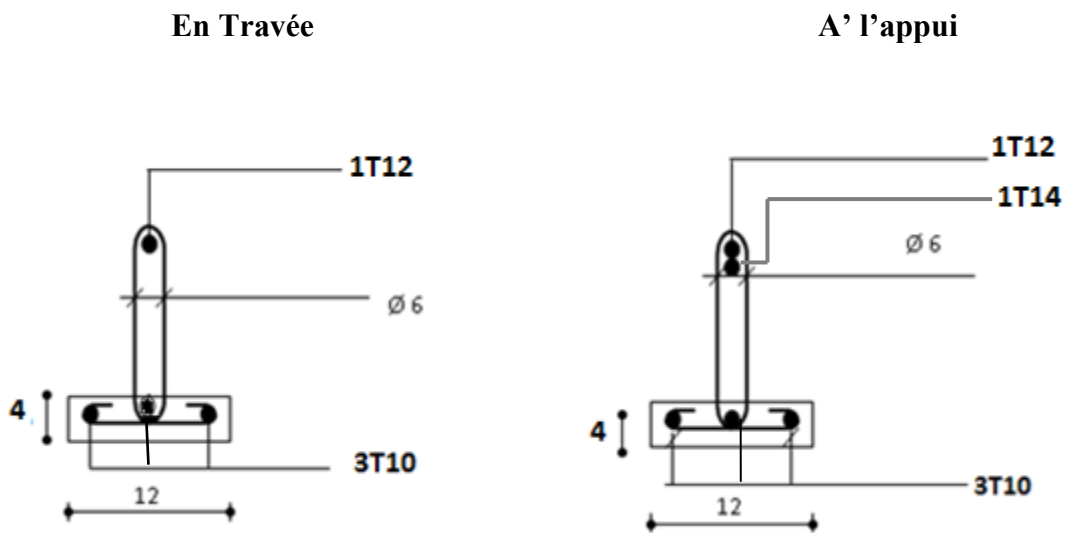


Figure III.13 : Ferrailage des poutrelles sur le plancher Terrasse

III.5.1.2 Ferrailages de la dalle de compression

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

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :  $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e}$  avec : ( $L_1$  en cm).

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :  $L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65 \text{ cm}$ ).

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

$A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A_2 = A_1/2$$

On a :  $L_1 = 65 \text{ cm}$

$f_e = 400 \text{ MPa}$  quadrillage de T.S.520.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$5T6 \rightarrow A_l = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

▪ **Armatures de répartition :**

Les armatures de répartition  $A_r$  doivent vérifiées :

$$\frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2} \quad 0,35 \leq A_r \leq 0,71$$

On prend 4T6  $\rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

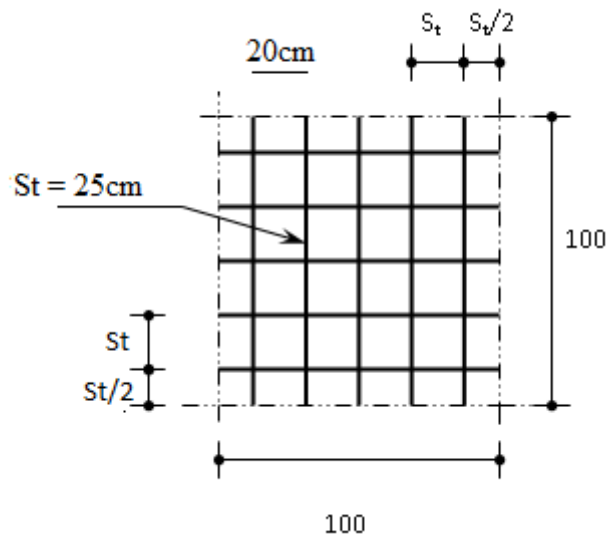


Figure III.14 : Ferrailage de la dalle de compression

**VII.1. Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service.

En structures, on est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et on doit opérer des choix en prenant en compte :

- Taux de travail sur le sol.
- Genre de structure (souple, rigide).
- Type de fondations et leur ancrage

De plus, des considérations d'ordre économique et d'impact sur l'environnement sont à respecter

**VII.2. Choix du type de fondations :**

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- ❖ Stabilité de l'ouvrage
- ❖ Facilité d'exécution (coffrage)
- ❖ Économie (ferraillage, béton)

**VII.3. Facteurs intervenant dans le calcul des fondations :**

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu lors du calcul des fondations, on peut citer :

- ❖ La contrainte du sol ( $\sigma_{sol}$ ).

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage a donné une contrainte admissible égale à **2 bars**.

- ❖ La classification de sol.
- ❖ La réponse du sol et la réponse de la structure.
- ❖ Les efforts transmis à la base..

**VII.4. Calcul des fondations :**

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes

- Radier général

Chaque étape fera l'objet de vérification

#### VII.4.1. Semelle isolée :

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Semelle}} \leq \sigma_s$$

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_s = 2727,671 \text{ KN}$$

$$\text{D'ou: } S_{Semelle} \geq \frac{2727,671}{200} \Rightarrow S = 13,68 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S_{Semelle}} \Rightarrow A = \sqrt{13,68} = 3,69 \text{ m} \Rightarrow B = 3,70 \text{ m}$$

La vérification de l'interférence entre deux semelles se traduit par :

$$\text{Il faut vérifier que : } L_{min} \geq 1,5 \times B$$

Tel que :  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas,  $L_{min} = 4,04 > 1,5 \times 3,70 = 5,55 \dots \dots$  **Non vérifié par conséquent on a un chevauchement des semelles isolées**

#### VII.4.2. Semelles filantes :

##### a. Hypothèse de Calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

##### b. Étapes de Calcul

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 :  $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_{Si}$  de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$$S = B \times L$$

**B**: Largeur de la semelle.

**L**: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B <sup>choisie</sup> (m)	S (m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	11140,27	35,17	1,58	1,6	56,272
<b>B</b>	13457,94	34,02	1,97	2	68,04
<b>C</b>	13457,94	33,09	2,01	2,1	69,489
<b>D</b>	13328,28	31,93	2,04	2,1	67,058
<b>E</b>	7005,351	15,68	2,23	2,3	36,062
<b>F</b>	6233,643	15,68	1,98	2	31,36
<b>G</b>	4677,96	15,68	1,49	1,5	23,52
<b>H</b>	4259,32	16,06	1,32	1,4	22,484
$S_{sem} = \sum S$					<b>374,82</b>

**Tableau VII.1 : Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante**

**c. Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_{sem}}{S_{bat}} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_{sem}}{S_{bat}} = 52\% > 50\% \quad \text{avec} \quad S_{sem} = 374,82 \text{ m}^2 \quad S_{bat} = 718,659 \text{ m}^2$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ❖ Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- ❖ La réduction des tassements différentiels.
- ❖ La facilité d'exécution.

### VII.4.3. Radier général :

#### VII.4.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sur 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 ; dans notre cas, on optera pour un **radier nervuré** (plus économique que pratique) **renversé**.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

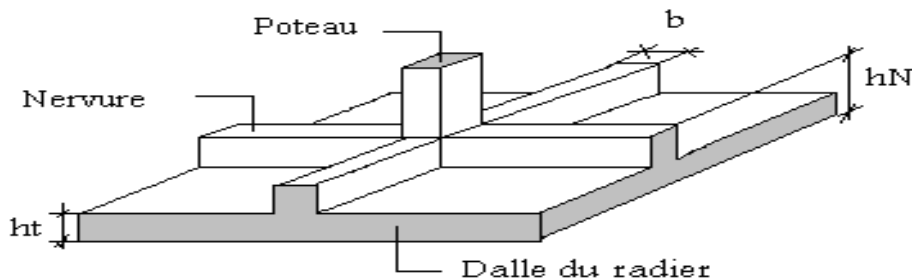


Figure VII.1 : Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux

#### VII.4. 3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que :  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \implies S_{nec} \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de la superstructure et du sous-sol.

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 114836,166 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } S_{nec} \geq 571,68 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = S_{bâtiment} = 718,659 \text{ m}^2$$

## VII.4.3.3. Prédimensionnement de radier :

## a. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

$L_{max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 6,40m \quad ; \quad 25,6cm \leq h_1 \leq 32cm \quad \rightarrow \quad h=40cm$$

## b. Dimensionnement des nervures :

## b 1. Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{640}{10} = 64 \text{ cm} \quad \text{d'ou } b = 65 \text{ cm}$$

Donc on opte  $b=65 \text{ cm}$

## b 2. Hauteur de la nervure :

## • Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a :

$$L_{max} = 6,40 \text{ m}$$

$$42,67 < h_n < 64 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_1 = 50 \text{ cm}$$



**Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

**I:** Inertie de la section transversale du radier ( $I = \frac{bh^3}{12}$ )

**E<sub>b</sub>:** Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E_b=20000\text{MPa}$ ).

**b=I:** Largeur de la semelle par bande d'un mètre ( $b=1\text{m}$ ).

**K:** Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ). On pourra par exemple adopter pour **K** les valeurs suivantes :

- $K=0,5 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E_b}}$$

**AN:**

$$K=4 [\text{kg/cm}^3]$$

$$L_{max} 6,40\text{m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 6400}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 100,92\text{cm} \Rightarrow h_n = 110\text{cm}$$

**Le choix final :**

- Épaisseur de la dalle du radier **h=40 cm**
- Les dimensions de la nervure :  $\begin{cases} h_n = 110 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{cases}$

**VII.4.3.4. Caractéristiques géométriques du radier :****a. Position du centre de gravité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 13,73\text{m} \\ Y_G = 12,17\text{m} \end{array} \right.$$

**b. Moments d'inertie :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 62597,657\text{m}^4 \\ I_{yy} = 55729,433\text{m}^4 \end{array} \right.$$

**VII.4.3.5. Vérifications Nécessaires :****VII.4.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

$e_0$  : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

$M_r$  : Moment de renversement dû aux forces sismiques.

$N_r$  : effort normal de la structure

$B$  : largeur du radier.

$$Mr = M_0 + V_0 \cdot h$$

$M_0$  : moment à la base de la structure

$V_0$  : effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'ancrage de la structure

$M_0, V_0$  sont tirés à partir du fichier **SAP2000 V14**

$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + N_{ser}(\text{infrastructure})$

$$N_{ser} = 83594,169 \text{ kN}$$

- Suivant le sens xx :

$$B_x = 35,16 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_x}{4} = 8,79 \text{ m}$$

$$M_0 = 100773,6475 \text{ kN} \quad V_0 = 8693,582 \text{ kN} \quad h = 2,77 \text{ m}$$

$$Mr = 100773,6475 + 8693,582 \times 2,77 = 124854,8696 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{124854,8696}{83594,169} = 1,49 \text{ m} \leq \frac{B_x}{4} = 8,79 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Suivant le sens yy :

$$B_y = 31,94 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_y}{4} = 7,98 \text{ m}$$

$$M_0 = 119636,9755 \text{ kN} \quad V_0 = 8998,148 \text{ kN} \quad h = 2,77 \text{ m}$$

$$Mr = 119636,9755 + 8998,148 \times 2,77 = 144561,8454 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{144561,8454}{83594,169} = 1,73 \text{ m} \leq \frac{B_y}{4} = 7,98 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Conclusion :

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

#### VII.4.3.5.2. Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ , les contraintes du sol sont données par :

- a. Sollicitation du premier genre : On doit vérifier que :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{83594,169}{718,659} = 116,31 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 116,31 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- b. Sollicitation du second genre :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

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

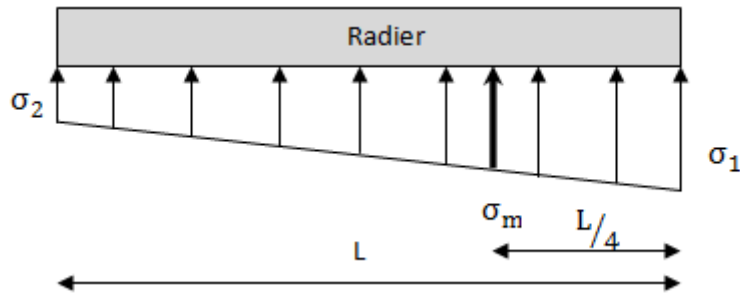


Figure VII.2 : Contraintes sous le radier

Avec :

$$\begin{cases} I_{xx} = 62597,657 \text{m}^4 \\ I_{yy} = 55729,433 \text{m}^4 \end{cases}$$

- **ELU:**

$N_u = N_u$  (structure) +  $N_u$  (infrastructure)

$N_u = 114336,166 \text{ kN}$

M : le moment de renversement.

♦  $M_{xx} = 124854,86964 \text{ kN.m}$

♦  $M_{yy} = 144561,8454 \text{ kN.m}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Sens x-x</b>	186,48	116,33	168,943
<b>Sens y-y</b>	190,66	107,8	169,945
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Tableau VII.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU

**Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS:**

$$N_S = 83594,169 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Sens x-x</b>	143,71	73,56	126,9
<b>Sens y-y</b>	147,89	65,04	127,18

Tableau VII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS

**Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**VII.4.4. Ferrailage de la dalle 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 charges.

- Ferrailage de la dalle du radier :**

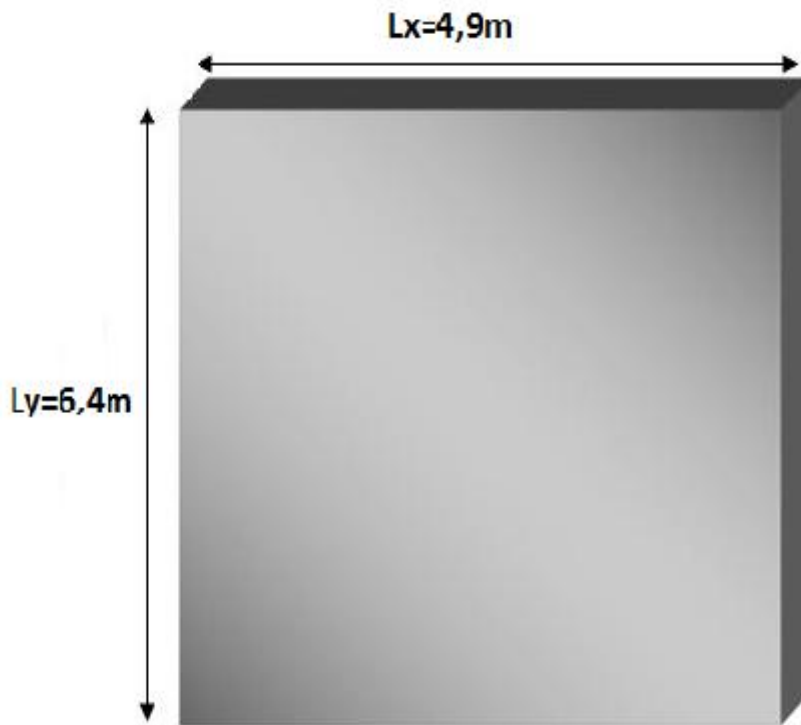
- Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 168,943 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 126,172 \text{ kN/m}$$

**a.2 Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.



**Figure VII.3 : Panneau de la dalle du radier**

**a.3 Calcul des moments :**

Pour le calcul, on suppose que les panneaux reposent sur les nervures ; d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis comme suit :

- **Panneau de rive**

- Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{array} \right.$$

- Moment sur appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \end{array} \right.$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (appui intermédiaire)}$$

- **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée : 
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$$

- Moment sur appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

Le panneau le plus sollicité est un panneau de rive dans le sens yy et intermédiaire dans le sens xx .

Alors :  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,9}{6,4} = 0,76 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 246,62 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 130,07 \text{ kN.m}$$

**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 209,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 110,56 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5M_x = 123,31 \text{ kN.m}$$

**Ferraillage de la dalle :**

**b = 100cm ; h = 40cm ; d = 36cm ;  $f_c = 500 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 435 \text{ Mpa}$**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(mm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	209,63	0,114	0	0,152	338,11	14,25	3,47	8T16	12
	y-y	111,027	0,060	0	0,0773	348,87	7,28	3,47	5T14	20
<b>Appuis</b>	x-x	123,31	0,067	0	0,087	347,47	8,15	3,47	6T14	15

**Tableau VII.4 : Ferraillage des panneaux du radier**

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

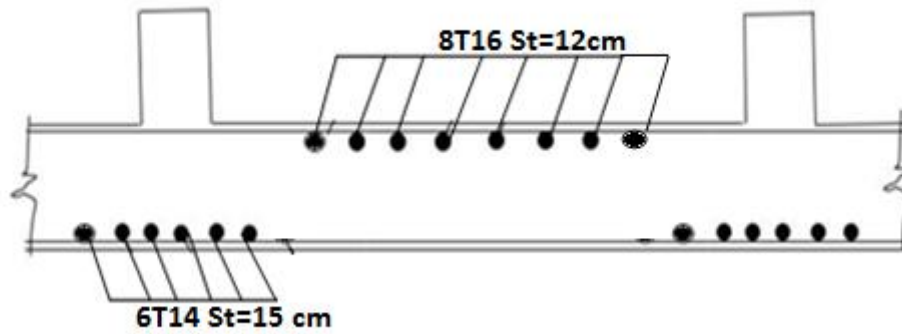


Figure VII.4 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier (sens xx)

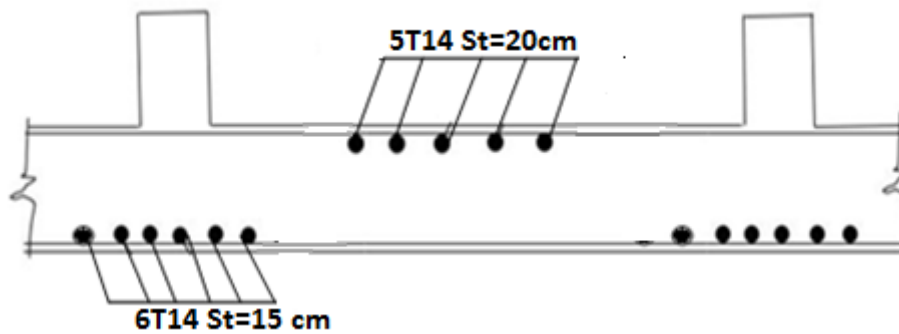


Figure VII.5 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier (sens yy)

VII.4.5. Ferrailage des nervures :

VII.4.5.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifié 99** » [1]

On a :  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$



- Sens X-X :

$$L_{\max}=6,40\text{m} ; q = \frac{168,943 \times Sr}{L}$$

$$q=469,81\text{kN/ml} ; M_0=2405,43\text{kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t=0,75M_0 = 1804,073\text{kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a=0,50M_0 = 1202,72\text{kN.m}$$

### b.2 Calcul des armatures :

$$b=65 \text{ cm}; h=110 \text{ cm}; d=99 \text{ cm.}$$

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	1804,073	0,089	0,117	943,67	43,94	6T25+6T20	48,3
<b>Appuis</b>	1202,72	0,133	0,179	919,12	30,08	6T20+6T16	30,91

Tableau VII.5 : Ferrillage des nervures (sens x-x)

- Sens Y-Y :

$$L_{\max}=4,9\text{m} ; q = \frac{168,943 \times Sr}{L} \text{ Tapez une équation ici.}$$

$$q=392,71 \text{ kN/ml} ; M_0=1178,62\text{kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t=0,85M_0 = 1001,83\text{kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a=0,50M_0 = 589,31\text{kN.m}$$

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (mm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	1001,83	0,110	0,208	0,146	24,7	6T25	29,45
<b>Appuis</b>	589,31	0,065	0,118	0,084	14,15	6T20	15,71

Tableau VII.6 : Ferrillage des nervures (sens y-y)

## VII.4.5.2. Vérifications nécessaires :

## 1- Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,22 \text{ cm}^2$$

## 2- Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins  $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$H_{\text{nerovre}} = 110 - 40 = 70 \text{ cm} \rightarrow A_p = 3 \times 0,7 = 2,1 \text{ cm}^2$$

On choisit  $A_p = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

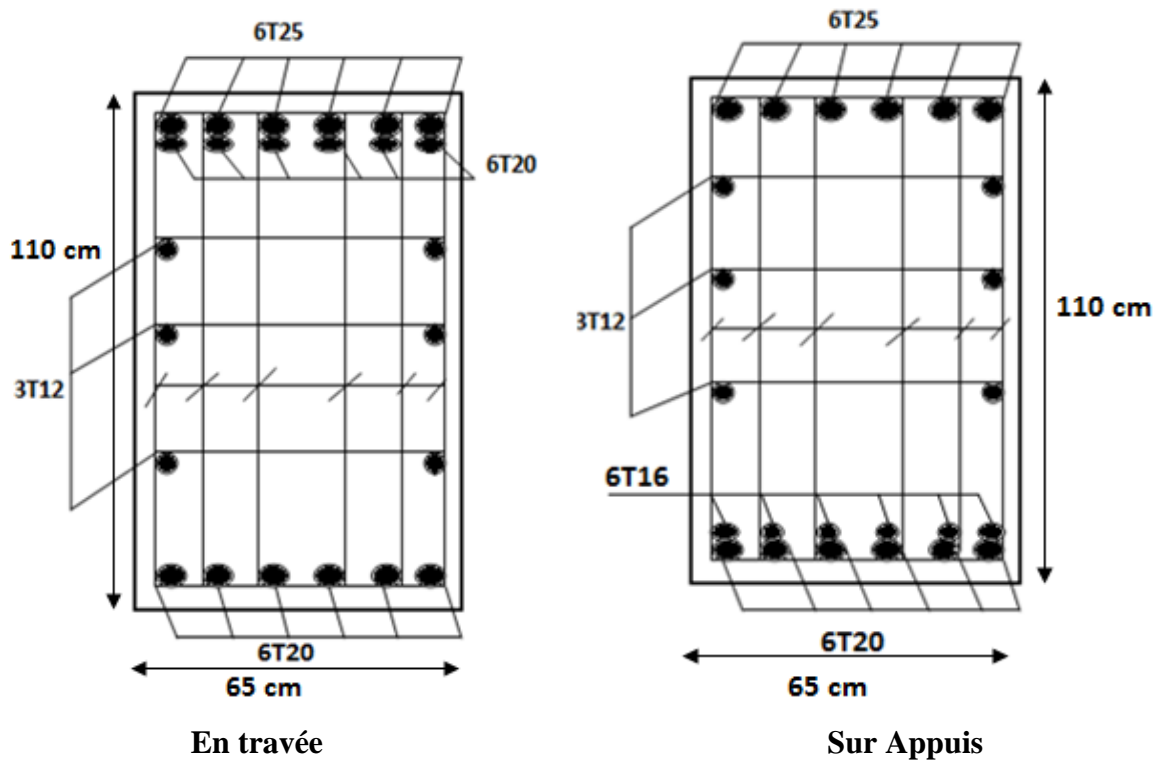


Figure VII.6 : Ferrailage des nervures suivant X-X

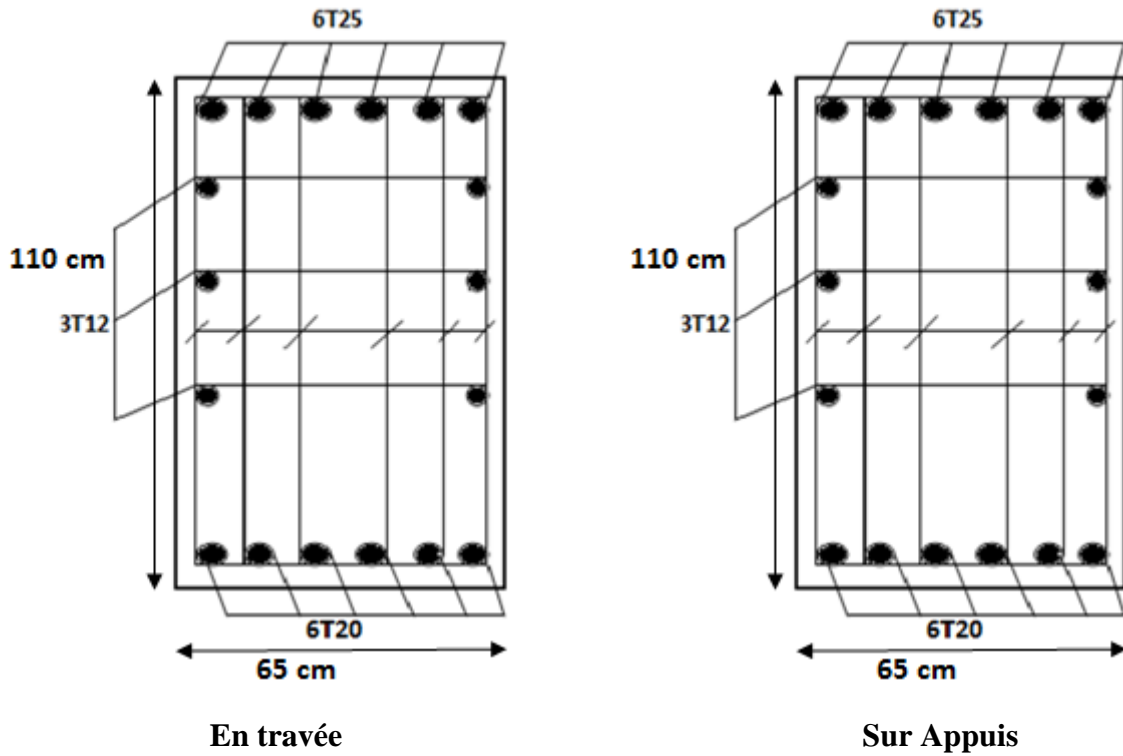


Figure VII.7 : Ferrailage des nervures suivant Y-Y

**VII.5. Voile périphérique :**

**VII.5.1. Introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

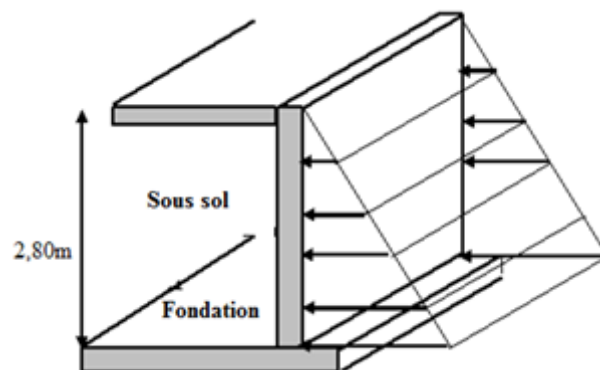


Figure VII.8 : Evaluation des charges de voile périphérique

**VII.5.2. Prédimensionnement :**

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$
  - Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

**VII.5.3. Evaluation des charges :**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=2,22\text{m}$  ;  $L_y=6,4\text{m}$ ;  $e = 20\text{cm}$ .



**Figure VII.9 : Poussées des terres**

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ ).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 27.07^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.374$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 16,6 \text{ kN/ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 16,6 = 22,41 \text{ kN/ml}$$

**VII.5.4. Effort dans le voile périphérique :**

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,22}{6,4} = 0,35 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

- **Moments en travées :**

$$M_t = 0,85M_0 \quad \text{Avec} \quad M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_a = 0,5M_0$$

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{22,41 \times 2,22^2}{8} = 13,81 \text{ KN.m}$$

- $M_T = 0,85M_0 = 11,74 \text{ KN.m}$

- $M_a = 0,5M_0 = 6,91 \text{ KN.m}$

**VII.5.5. Ferrailage du voile périphérique:**

b=100cm ; h=20cm ; d=0,9h=18cm ;  $f_c=500\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=435\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (kNm)	M	A	Z(mm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	11,74	0.025	0.031	177,77	1,51	2×4T12	2x4,52	25
<b>Appuis</b>	6,91	0,015	0.018	178,70	0,89	2×4T12	2x4,52	25

**Tableau VII.7 : Ferrailage du voile périphérique**

- **Remarque :**

Les voiles de contreventement du sous sol seront ferrillés de la même manière que ceux du R.d.C.

**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 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 structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **SAP2000**.

**IV.2. Equation du mouvement :« présentation théorique de l'étude sismique »**

L'équation du mouvement d'une structure à plusieurs degrés de liberté amortie forcée s'écrit par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{p(t)\} \dots \dots \dots (4.1)$$

Avec :

- [M] : Matrice de masse de la structure.
- [K] : Matrice de rigidité de la structure.
- [C] : Matrice d'amortissement de la structure.
- {x(t)} : Vecteur déplacement de la structure.
- {ẋ(t)} : Vecteur vitesse de la structure.
- {ẍ(t)} : Vecteur accélération de la structure.
- {p(t)} : Vecteur force appliquée a la structure.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois (3) méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Dans notre cas l'étude sismique sera conduite par l'analyse spectrale.

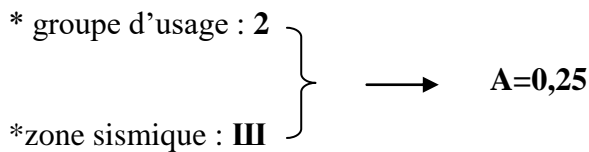
L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse (accélération, vitesse, déplacement). Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure.

**IV.3. Spectre de réponse :**

Le spectre de réponse défini dans le **RPA99** sera appliqué à notre structure suivant les deux (2) directions horizontales ; ce spectre de réponse représentant l'action sismique, est défini comme suit :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \dots \dots \dots (4.2)$$

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



Catégorie S<sub>3</sub> → site meuble → T<sub>2</sub>=0,50 sec ; T<sub>1</sub>=0,15 sec.

**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. [Tableau 4.3 RPA99/version2003]

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système portiques plus maçonnerie rigide (**R=4**).

**Q** : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [2]$$

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

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

Critère q	Observée (o/n)	Pq
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,05
<b>Q= 1+∑ P<sub>q</sub></b>		<b>1.20</b>

Tableau IV.1 : Facteur de qualité



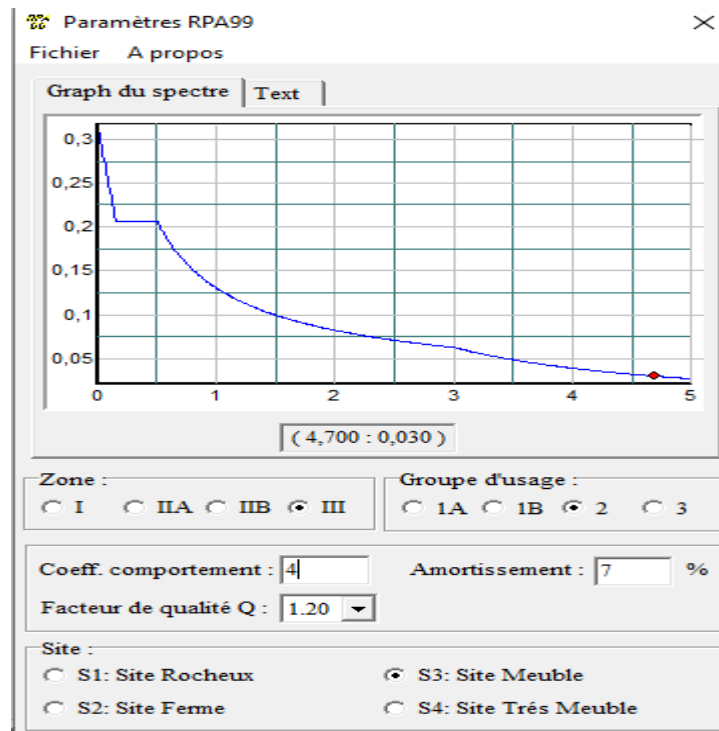


Figure IV.1 : Spectre de réponse

IV.4. Conception de modèle initial :

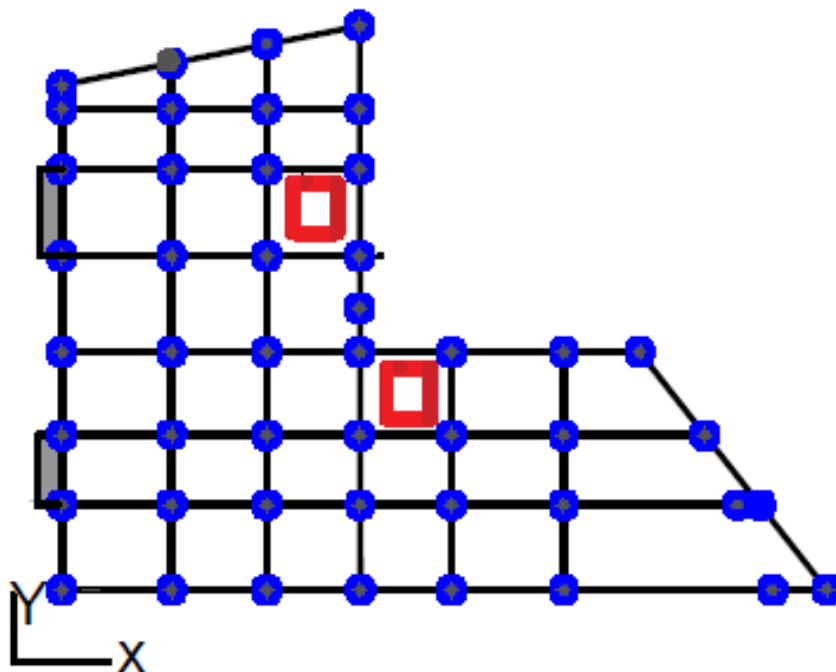


Figure IV.2: modèle initial

IV.4.1. Caractéristiques dynamiques de modèle initiale :

Modes	Période (sec)	Facteur de participation massique modale					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,915556	0,06666	0,19259	9,049E-07	0,06666	0,19259	9,049E-07
2	0,883104	0,06761	0,54393	5,616E-07	0,13426	0,73653	0,000001467
3	0,852616	0,60945	0,01008	0,000009931	0,74371	0,7466	0,0000114
4	0,301965	0,01195	0,000059	2,049E-07	0,75566	0,74666	0,0000116
5	0,27916	0,000020	0,12782	0,00001029	0,75568	0,87448	0,00002189
6	0,265102	0,11844	0,000003	0,00002158	0,87413	0,87448	0,00004348
7	0,168907	0,00382	0,00114	6,288E-07	0,87795	0,87562	0,0000441
8	0,143602	0,00074	0,05256	0,00001977	0,87869	0,92818	0,00006387
9	0,134613	0,05029	0,00034	0,00002968	0,92898	0,92852	0,00009355
10	0,113222	0,00196	0,00107	0,00002747	0,93094	0,92959	0,00012

Tableau IV.2 : Caractéristique dynamiques de modèle initiale

IV.5. Conception de premier modèle :

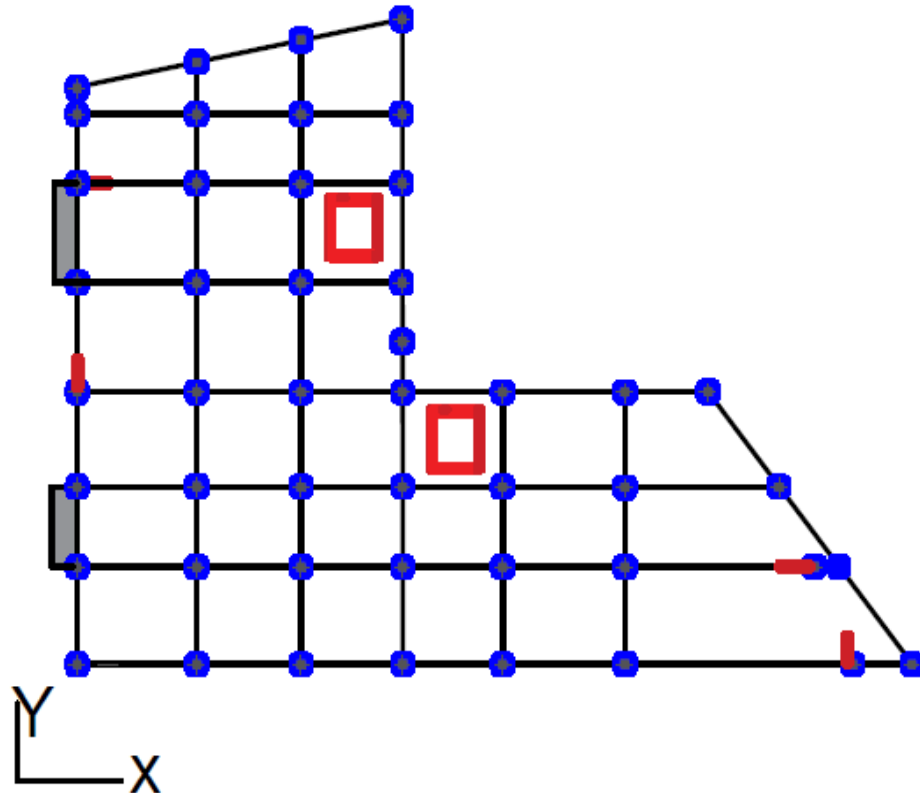


Figure IV.3: premier modèle

### IV.5.1. Caractéristiques dynamiques de premier modèle :

Les résultats des caractéristiques dynamiques sont regroupés dans le tableau suivant :

Modes	Période (sec)	Facteur de participation massique modale					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,907635	0,00703	0,52829	2,901E-07	0,00703	0,52829	2,901E-07
2	0,777425	0,62951	0,04891	8,011E-08	0,63653	0,5772	3,702E-07
3	0,699442	0,08716	0,1574	6,509E-07	0,7237	0,73459	0,00000101
4	0,282668	0,00228	0,08866	0,00000137	0,72598	0,82325	0,00000248
5	0,235354	0,09898	0,02406	0,00000391	0,82497	0,84731	0,00000638
6	0,212821	0,0429	0,02508	2,504E-07	0,86787	0,87239	0,00000659
7	0,143498	0,00182	0,0331	0,00000373	0,86969	0,90549	0,00001034
8	0,116244	0,02901	0,01774	0,00002056	0,8987	0,92323	0,00003091
9	0,104155	0,02838	0,00697	0,00003301	0,92708	0,9302	0,00006392
10	0,097916	0,000086	0,0000209	0,24344	0,92717	0,93022	0,24351

**Tableau IV.3 : Caractéristique dynamiques de premier modèle**

#### - Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale  $T = 0,907635s. \gg \gg 1,3 T_{RPA} = 0,53s$
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du 9<sup>ème</sup> mode suivant les deux directions
- Le premier mode est un mode proche d'une translation suivant y-y.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant une diagonale.

#### Conclusion :

On doit revoir la conception de notre structure par :

- Une augmentation du nombre de voiles
- Une nouvelle disposition des voiles

Plusieurs conceptions de la structure ont été entamées ; mais la structure présente toujours une période fondamentale plus grande que la limite imposée par le RPA99.

L'ajout d'autres voiles de contreventement sur la périphérie de la structure est impossible dans notre cas par la présence d'ouvertures imposées par le bureau d'études ; pour cette raison on a pris la décision d'augmenter la section des poteaux ; le choix des sections des poteaux est le suivant :

Niveaux	Section des poteaux	
	Avant	Choix
Sous-sol + R.d.c	60×60	65×65
1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup> étage	55×55	60×60
3 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	50×50	55×55
5 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	45×45	50×50
7 <sup>ème</sup> étage à la terrasse	40×40	45×45

Tableau IV.4: Nouvelles sections des poteaux

La structure finale est présentée ci-après :

#### IV.6. Conception de modèle final :

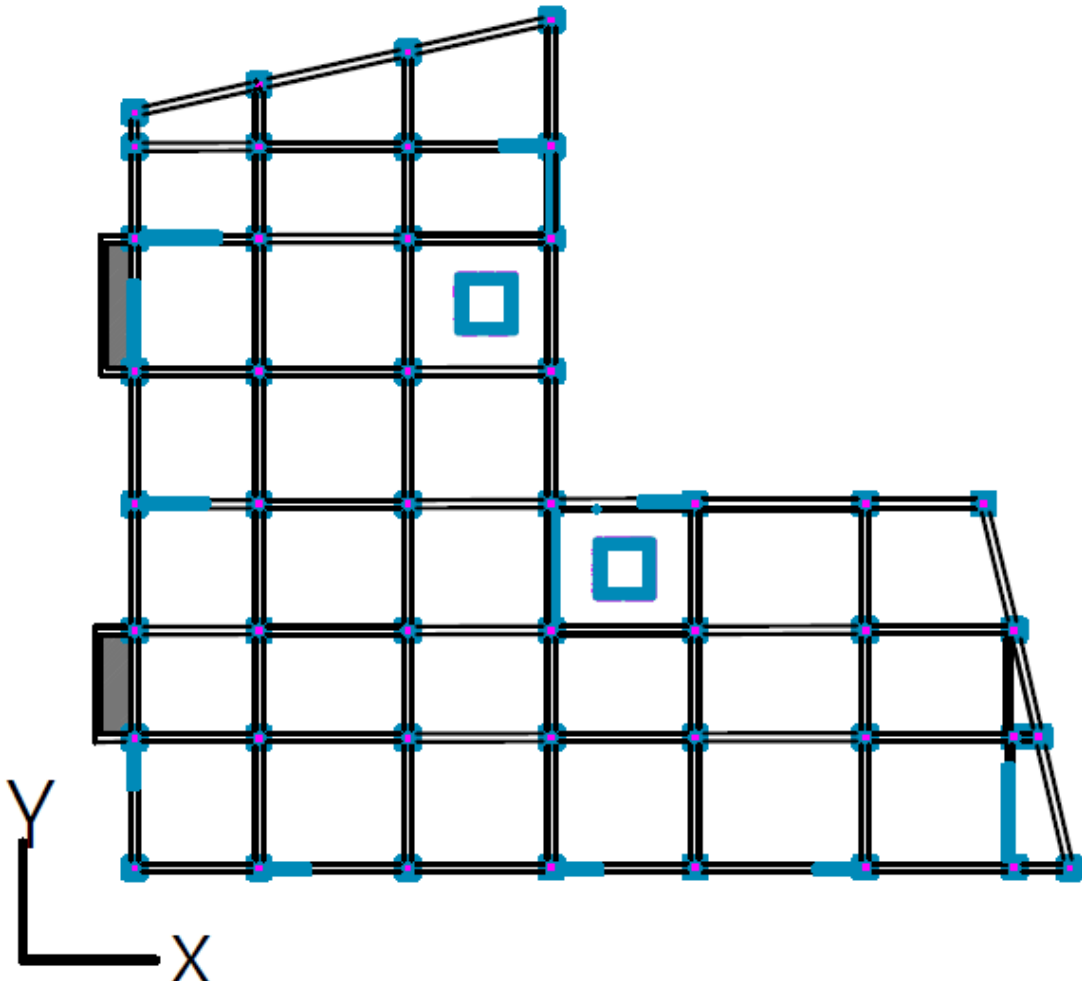


Figure IV.4: Modèle final

IV.6.1. Caractéristique dynamiques propres :

Modes	Période (sec)	Facteur de Participation Massique					
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,754839	0,48279	0,21468	0,000000122	0,48279	0,21468	0,000000122
2	0,739671	0,20828	0,5134	3,62E-09	0,69107	0,72808	1,256E-07
3	0,635616	0,03681	0,00047	0,000002696	0,72789	0,72855	0,000002821
4	0,22776	0,07549	0,05056	0,000004049	0,80338	0,77912	0,00000687
5	0,22011	0,05516	0,0875	0,000000477	0,85853	0,86662	0,000007347
6	0,187898	0,01034	0,0062	0,00001025	0,86888	0,87282	0,00001759
7	0,11354	0,01915	0,03023	0,00001117	0,88803	0,90305	0,00002876
8	0,108239	0,0339	0,02409	3,208E-07	0,92193	0,92714	0,00002908
9	0,091687	0,00429	0,0025	0,06486	0,92621	0,92964	0,06489
10	0,091243	0,00126	0,00168	0,14213	0,92748	0,93132	0,20702

Tableau IV.5 : Caractéristiques dynamiques du modèle final

- Constatations :

L’analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale  $T = 0,754s$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode suivant les deux directions
- Le premier mode est un mode proche d’une translation suivant x-x.
- Le deuxième mode est un mode de translation pure suivant y-y.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

V.6.1.1. Détermination de la force (V) :

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

$W_i$  : Le poids concentré au niveau du centre masse pour chaque plancher “ i ”;

$W_{Gi}$  : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau “ i ”;

$W_{Qi}$  : Surcharges d’exploitation au niveau “ i ”;

$B$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation.

$\beta = 0,2$  (bâtiment d’habitation, bureau ou assimilés). (Tableau 4.5) [2]

Donc :

$$\begin{cases} V_X = \frac{A \times D_X \times Q}{R} W = \frac{0,25 \times 2,11 \times 1,20}{4} W = 0,158W \\ V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q}{R} W = \frac{0,25 \times 2,11 \times 1,20}{4} W = 0,158W \end{cases}$$

**IV.6.1.2. Résultantes des forces sismiques :**

D'après le fichier des résultats de **SAP 2000** on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_{SAP}^x = 8780,706 \text{ kN} \\ F_2 = V_{SAP}^y = 9061,473 \text{ kN} \end{cases}$$

$$W = 65788,124 \text{ kN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 10410,97 \text{ kN} \\ V^y = 10410,97 \text{ kN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0.8V^x = 8328,776 \text{ kN} \\ 0.8V^y = 8328,776 \text{ kN} \end{matrix}$$

Ce qui donne :

$$V_{SAP}^x = 8780,706 \text{ kN} > 0,8V^x = 8328,776 \text{ kN} \dots\dots \text{vérifié}$$

$$V_{SAP}^y = 9061,473 \text{ kN} > 0,8V^y = 8328,776 \text{ kN} \dots\dots \text{vérifié}$$

**IV.6.1.3. Vérification des déplacements inter-étages :**

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

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

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

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

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

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

$\Delta_K^x$  : déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

Niveaux	U1	$\delta_{eK}^x$	$\delta_K^x$	$\Delta$	$\bar{\Delta}$	
	(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	
24,48	0,027838	2,7838	11,1352	1,1004	3,06	Vérifie
21,42	0,025087	2,5087	10,0348	1,3208	3,06	Vérifie
18,36	0,021785	2,1785	8,714	1,5532	3,06	Vérifie
15,3	0,017902	1,7902	7,1608	1,6992	3,06	Vérifie
12,24	0,013654	1,3654	5,4616	1,774	3,06	Vérifie
9,18	0,009219	0,9219	3,6876	1,6728	3,06	Vérifie
6,12	0,005037	0,5037	2,0148	1,3732	3,06	Vérifie
3,06	0,001604	0,1604	0,6416	0,6416	3,06	Vérifie
0	0	0	0	0	3,06	Vérifie

**Tableau IV.6 : Déplacements inter-étages suivant xx**

Niveaux	U2	$\delta_{eK}^y$	$\delta_K^y$	$\Delta$	$\bar{\Delta}$	
	(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	
24,48	0,025275	2,5275	10,11	0,9528	3,06	Vérifie
21,42	0,022893	2,2893	9,1572	1,1848	3,06	Vérifie
18,36	0,019931	1,9931	7,9724	1,394	3,06	Vérifie
15,3	0,016446	1,6446	6,5784	1,5364	3,06	Vérifie
12,24	0,012605	1,2605	5,042	1,6124	3,06	Vérifie
9,18	0,008574	0,8574	3,4296	1,5356	3,06	Vérifie
6,12	0,004735	0,4735	1,894	1,2816	3,06	Vérifie
3,06	0,001531	0,1531	0,6124	0,6124	3,06	Vérifie
0	0	0	0	0	3,06	Vérifie

**Tableau IV.7 : Déplacements inter-étages suivant yy**

➤ Les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à la limite imposée par le “**RPA99 version 2003**”

**IV.6.1.4. Vérification du critère de l’effort normal réduit :**

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

Avec :

- $N_d$  : l’effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton.
- $B_r$  : l’aire (section brute) de la section de béton .
- $f_{c28}$  : la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours (25 MPa).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poteau	N <sub>d</sub> (kN)	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	ν	Vérification	
				<0,3	Oui
65*65	2825,13	0,4225	0,267	<0,3	Oui
60*60	2388,263	0,36	0,256	< 0,3	Oui
55*55	1490,056	0,3025	0,197	< 0,3	Oui
50*50	780,796	0,25	0,124	< 0,3	Oui
45*45	278,478	0,2025	0,055	< 0,3	Oui

Tableau IV.8 : Vérification de l’effort normal réduit

**IV.6.1.5. Vérification du facteur de comportement :**

Dans nos précédents calculs on a pris **R=4** donc selon le **RPA** il faut justifier ce choix :

$$\left. \begin{array}{l} N_{\text{Total}} = 65814 \text{ kN} \\ N_{\text{Voile}} = 11257 \text{ kN} \end{array} \right\} \longrightarrow N_v < 0.2 N_T$$

**Système 2 (R=4) →** Système de contreventement avec voiles (système 2 ,4b)

**IV.6.1.6. Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ :**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : [2]

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

Avec :

$p_k$ : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$ : Effort tranchant d’étage au niveau ‘K’

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau ‘K’ par rapport au niveau ‘K-1’.

$hk$ : Hauteur d’étage ‘k’ comme l’indique la figure ci-dessous.



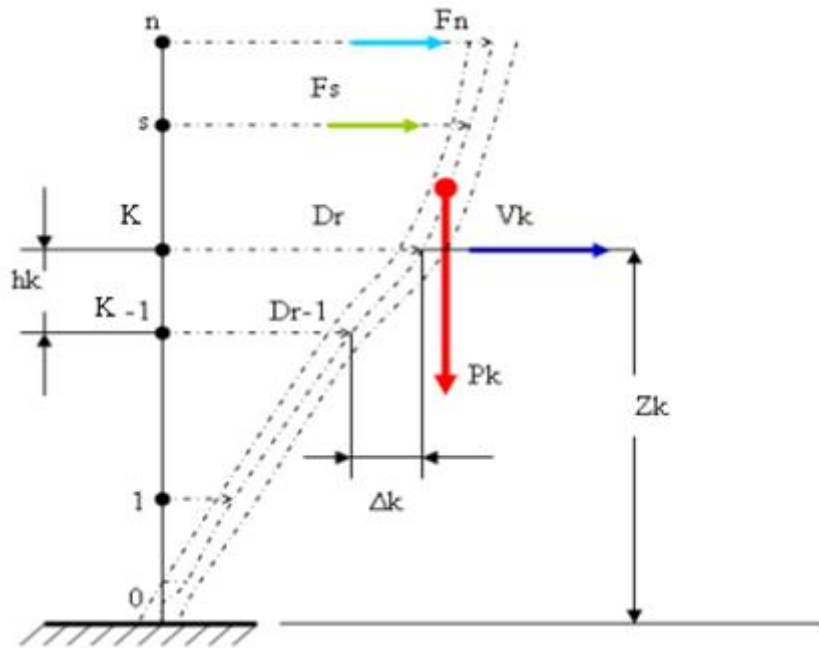


Figure IV.5 : Evaluation des effets du second ordre

Sens x-x :

	$P_K$	$\Delta_K$	$V_K$	$h_K$	$\theta$	Obs	
	(kN)	(cm)	(kN)	(cm)			
7ème	7836	1,1004	2095	306	0,013	<0,1	Vérifié
6ème	15846	1,3208	3808	306	0,017	<0,1	Vérifié
5ème	23848	1,5532	5151	306	0,023	<0,1	Vérifié
4ème	32004	1,6992	6294	306	0,028	<0,1	Vérifié
3ème	40203	1,774	7227	306	0,032	<0,1	Vérifié
2ème	48566	1,6728	7976	306	0,033	<0,1	Vérifié
1er	57068	1,3732	8538	306	0,029	<0,1	Vérifié
RDC	65814	0,6416	8781	306	0,0157	<0,1	Vérifié

Tableau IV.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant l'axe x-x

Sens y-y :

	$P_K$	$\Delta_K$	$V_K$	$h_K$	$\theta$	Obs	
	(kN)	(cm)	(kN)	(cm)			
7ème	7836	0,9528	2000	306	0,012	<0,1	Vérifié
6ème	15846	1,1848	3176	306	0,019	<0,1	Vérifié
5ème	23848	1,394	5202	306	0,02	<0,1	Vérifié
4ème	32004	1,5364	5238	306	0,030	<0,1	Vérifié
3ème	40203	1,6124	6431	306	0,033	<0,1	Vérifié
2ème	48566	1,5356	6678	306	0,036	<0,1	Vérifié
1er	57068	1,2816	7037	306	0,034	<0,1	Vérifié
RDC	65814	0,6124	9062	306	0,014	<0,1	Vérifié

Tableau IV.10 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  suivant l'axe y-y

Vu les résultats obtenus, les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  sont satisfaisantes, d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés.

**VI.1. Introduction :**

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99** et le **RPA99 (version 2003)**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

**VI.2. Ferraillage des poteaux :**

**VI.2.1. Ferraillage longitudinal :**

Le ferraillage longitudinal des poteaux suivra la méthodologie suivante :

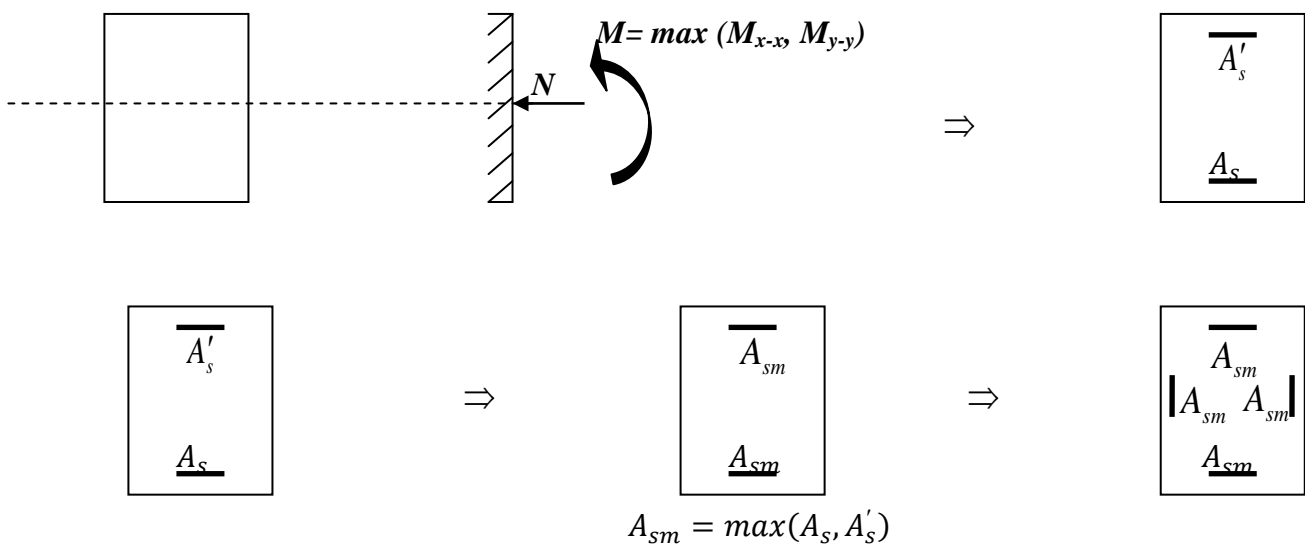
- **Phase 1** : Méthode classique par utilisation du logiciel **BaelR/SOCOTEC** pour calculer le ferraillage longitudinal.
- **Phase 2** : Utilisation du logiciel **SAP2000** option « *design* » pour optimiser le ferraillage longitudinal obtenu par la phase 1.

**a- Utilisation du logiciel BaelR/SOCOTEC :**

Il est à signaler que ce logiciel de calcul de ferraillage longitudinal est plus approprié pour des sections rectangulaires soumises à la flexion composée sur un seul plan seulement.

Le calcul du ferraillage des poteaux s'effectue suivant le plan ou le moment de flexion est important, le poteau sera considéré soumis au couple  $[N; \max(M_{x-x}; M_{y-y})]$ .

Le ferraillage longitudinal obtenu sera réparti sur le deuxième plan, comme l'indique le schéma suivant :

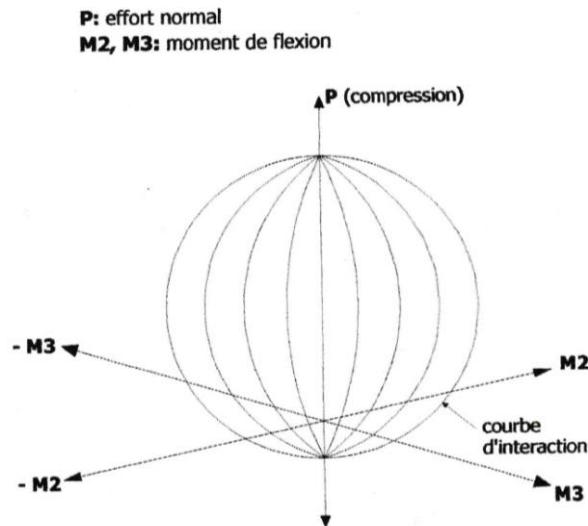


**Figure VI.1 : Ferraillage d'une section rectangulaire par le logiciel BaelR/SOCOTEC**

**b-Utilisation du logiciel SAP2000 / Design (P-M-M) :**

La capacité **P-M-M**, d'une section en béton armé donnée, consiste en une enveloppe composée d'un ensemble de courbes d'interaction ; chaque courbe d'interaction **P-M-M** correspond à une position donnée de l'axe neutre.

La courbe d'interaction P-M-M définit l'ensemble des points de coordonnées (**P**, **M<sub>2</sub>**, **M<sub>3</sub>**) qui peuvent être repris par la section donnée.



**Figure VI.2 : Enveloppe d'interaction P-M-M d'une section donnée**

**VI.2.2. Calcul du ferrailage longitudinal :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales ; chaque poteau est soumis à un effort normal (**N**) et deux moments de flexion (**M<sub>x-x</sub>**), (**M<sub>y-y</sub>**).

Une section soumise à la flexion composée peut se présenter suivant l'un des trois cas suivants

- Section entièrement tendue : S.E.T.
- Section entièrement comprimée : S.E.C.
- Section partiellement comprimée : S.P.C.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (**ELU**) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (*longitudinal et transversal*) et dans les situations suivantes :

**a) - Situation durable :**

**Béton** :  $\gamma_b = 1,5$  ;

**Acier** :  $\gamma_s = 1,15$  ;

$f_{c28} = 25$  MPa

$f_e = 500$  MPa

**b) - Situation accidentelle :**

**Béton** :  $\gamma_b = 1,15$

**Acier** :  $\gamma_s = 1$

$f_{c28} = 25$  MPa

$f_e = 500$  MPa

et en fonction du type de sollicitation :

- **Combinaisons selon le BAEL 91 modifié 99 :**

*Situation durable :*

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

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

- **Combinaisons selon RPA99 version 2003**

*Situation accidentelle*

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : action du séisme représentée par sa composante horizontale.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $N^{max}, M_x^{corr}, M_y^{corr}$
- $N^{min}, M_x^{corr}, M_y^{corr}$
- $M_x^{max}, N^{corr}, M_y^{corr}$
- $M_y^{max}, N^{corr}, M_x^{corr}$ ;

#### VI.2.2.1. Recommandations selon RPA 99 version 2003 :

D'après le **RPA99**, pour une zone sismique **III**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (**HA**), droites et sans crochet ; elles doivent avoir :

- Un diamètre minimal  $\varnothing_L = 12 \text{ mm}$
- Une longueur minimale de **50**  $\varnothing_I$  en zone de recouvrement
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm**.
- La détermination de la section doit satisfaire les conditions suivantes :
  - En zone de recouvrement  $0,9\% \leq A_s/B \leq 6\%$
  - En zone courante  $0,9\% \leq A_s/B \leq 4\%$

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

B : La section du poteau.

#### VI.2.2.2. Méthode de calcul du ferrailage longitudinal :

Pour le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, on a suivi les étapes suivantes :

- 1- Détermination des efforts ( $N, M_{xx}, M_{yy}$ ) à partir de l'analyse conduite par le **SAP2000**.
- 2- Choix des efforts ( $N, M_{xx}, M_{yy}$ ) les plus défavorables.
- 3- Utilisation du logiciel **BaelR/SOCOTEC**, pour la détermination du ferrailage longitudinal suivant le plan le plus défavorable. Ce ferrailage sera placé sur le 2<sup>ème</sup> plan, on obtient le ferrailage final reparti d'une manière symétrique par rapport à la section (voir figure VI.1).
- 4- Le ferrailage final a été comparé avec  $A_{smin}$  **RPA99 Version2003**.

- 5- Le ferraillage longitudinal est à nouveau calculé par le logiciel SAP2000/DESIGN.
- 6-Optimisation du ferraillage longitudinal des poteaux par adoption du ferraillage Long, minimum entre l'étape (4) et l'étape (5).
- 7-Le ferraillage longitudinal adopté sera vérifié par le logiciel SOCOTEC à l'E.L.S.

**Remarque :**

On a aboutit à des sections d'armatures importantes dans les poteaux ; pour réduire ces sections, on a opté pour des aciers de nuance FeE500 au lieu de FeE400. Cette nuance d'acier sera généralisée à l'ensemble des éléments de la structure.

**Exemple : (Poteau 65×65 )**

- 1- Nous extrayons les efforts suivant d'après le logiciel **SAP2000** :

Units: KN, m, C

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C

Element: 1957  
 Station Loc 3,060  
 Section ID poteau1  
 Combo ID 0,8G+Ey

Material Partial Factors of Safety GammaC=1,15 GammaS=1

L=3,060  
 B=0,650 D=0,650 dc=0,057  
 E=32164000,0 Fyk=500000,000 fck,cyl=25000,000 Light Wt. Shr. Fac.=1,000 Fyw=500000,000  
 RLLF=1,000

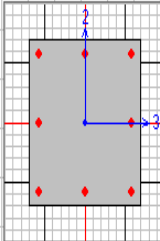
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3						
	Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
	0,004	-1057,056	245,326	37,432	34,354	34,354

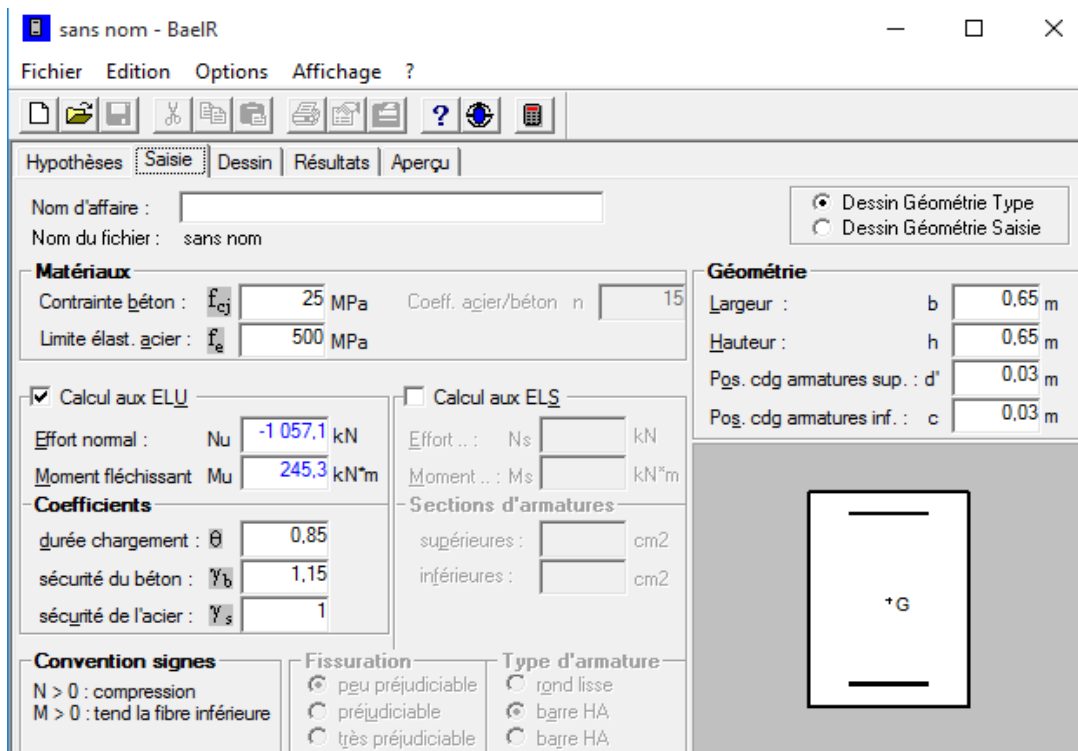
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
	Mi Moment	Madd Moment	Ma Moment	Beta Factor	L Length	
Major Bending(M3)	0,000	0,000	0,000	1,000	3,060	
Minor Bending(M2)	0,000	0,000	0,000	1,000	3,060	

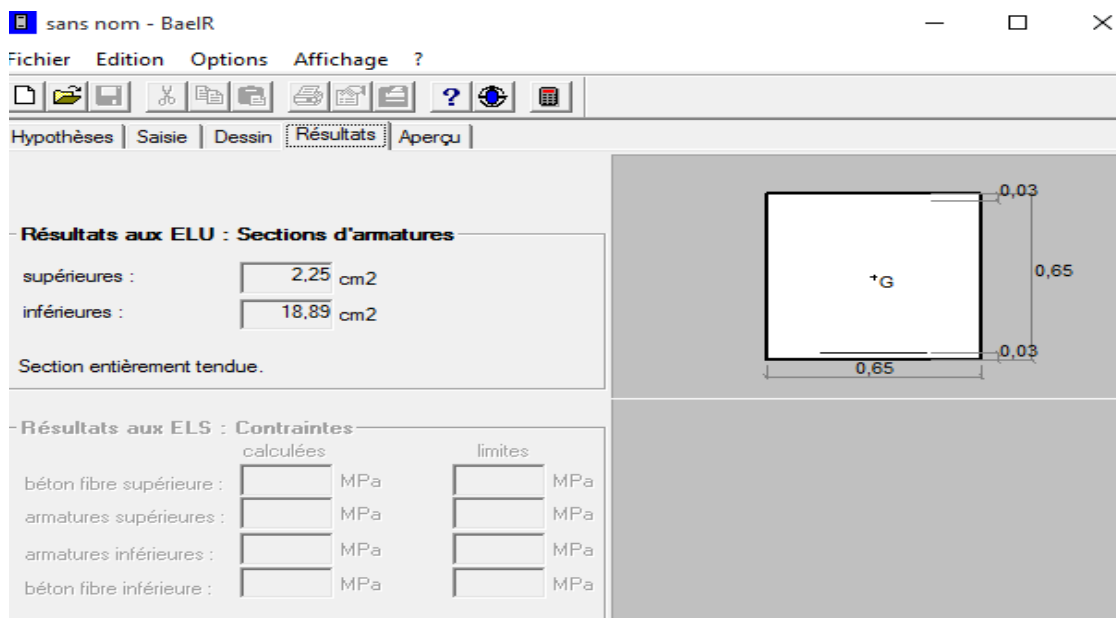
SHEAR DESIGN FOR U2,U3				
	Design Rebar	Shear Uu	Shear Uc/GammaC	Shear Us/GammaS
Major Shear(U2)	0,000	22,516	555,263	0,000
Minor Shear(U3)	1,757E-04	116,700	69,806	46,894



2-Saisie des données dans le logiciel **BaelR/SOCOTEC** :



3-Calcul du ferraillage longitudinal par le logiciel **BaelR/SOCOTEC** :



Le ferraillage longitudinal des poteaux, ainsi que les vérifications des contraintes (béton ; acier) sont présentés dans les tableaux suivants :

Poteaux (cm*cm)	N (kN)	Mxx (kN.m)	Myy (kN.m)	BaelR/SOCOTEC			RPA 0.9%B (cm <sup>2</sup> )	Désigne/SAP2000	
				As Calculé / face (cm <sup>2</sup> )	As choisie / face (cm <sup>2</sup> )	As totale choisie (cm <sup>2</sup> )		As <sup>SAP</sup> (cm <sup>2</sup> )	As totale Choisie (cm <sup>2</sup> )
65*65	-1057,056	245,326	37,354	18,89	6T20 (18,85)	20T20 (62,83)	38,025	43,45	16T20 (50,27)
65*65 (relié à un voile)	-3042,511	-183,842	39,27	36,66	6T25 + 3T20 (38,87)	20T25 +12T20 (135,87)	38,025	80,018	12T25+8T20 (84,04)
60*60	-876,763	248,800	50,824	17,96	6T20 (18,85)	20T20 (62,83)	32,4	43,88	12T20+4T16 (45,74)
60*60 (relié à un voile)	-1913,396	-76,370	-39,257	21,96	5T25 (24,54)	16T25 (78,54)	32,4	52,95	12T20+8T16 (53,78)
55*55	-210,304	33,779	284,597	13,53	5T20 (15,71)	16T20 (50,27)	27,225	33,95	12T20 (37,70)
55*55 (relié à un voile)	-39,252	-311,138	-10,775	13	5T20 (15,71)	16T20 (50,27)	27,225	32,057	12T20 (37,70)
50*50	62,349	26,813	212,677	8,91	5T16 (10,05)	16T16 (32,17)	22,5	22,067	12T16 (24,13)
50*50 (relié à un voile)	3,372	-219,453	-6,668	9,79	5T16 (10,05)	16T16 (32,17)	22,5	22,87	12T16 (24,13)
45*45	52,640	-50,022	-175,590	8,35	6T14 (9,14)	20T14 (30,79)	18,225	23,116	12T16 (24,13)
45*45 (relié à un voile)	0,403	-133,540	-3,071	6,63	5T14 (7,7)	16T14 (24,63)	18,225	17,34	12T14 (18,47)

Tableau VI.1 : Ferraillage longitudinal des poteaux



➤ **Remarque 1 :**

La section d'armatures longitudinales des poteaux obtenue par le **Design /SAP2000** est en plus d'être sécuritaire, économique par conséquent les poteaux seront ferrailés (armatures longitudinales) par les sections d'armatures obtenues par le **Design /SAP2000**.

➤ **Remarque 2 :**

Les poteaux des niveaux inférieurs, reliés à des voiles, présentent un ferraillage supérieur à celui des poteaux non reliés à des voiles.

**VI.2.2.3.Vérification des contraintes normales.**

La vérification de l'état limite de service vis-à-vis des contraintes normales sera conduite Par le logiciel Socotec.

Poteaux	N (kN)	M <sub>xx</sub> (kN.m)	M <sub>yy</sub> (kN.m)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
65*65	-93,168	20,78	33,569	0,94 0	<15	12,8 -14,1	500 250
	-2054,58	1,305	0,842	4,4 4,35		65,9 65,3	500
	-93,168	20,78	33,569	0,94 0		12,8 -14,1	500 250
	-1464	-0,4036	35,2726	3,72 2,51		55 38,5	500
65*65 (relié à un voile)	-682,93	-1,074	-16,577	1,14 1,67	<15	17,5 24,7	500
	-1346,27	-2,6698	-17,671	2,49 3,05		37,7 45,5	500
	-1313,95	6,8095	38,0393	2,81 2,6		42,1 39,1	500
	-1313,95	6,8095	38,0393	3,31 2,1		48,9 32,3	500
60*60	-444,908	- 13,1712	-7,6717	0,81 1,36	<15	12,6 20	500
	-751,929	19,6	-28,153	1,25 2,42		19,6 35,4	500
	-1061,23	-2,485	54,1781	3,72 1,46		54,1 23,6	500
	-1787,39	1,8301	3,028	4,42 4,3		66,3 4,3	500

<b>60*60</b> (relié à un voile)	-445,758	-0,4037	-21,724	1,54 0,64	<15	92,4 10,2	500
	-1010,18	-1,2104	-35,199	1,78 3,80		27,1 46,9	500
	-593,394	11,2981	10,3134	1,68 1,21		24,9 18,6	500
	-583,563	6,8105	40,9538	2,28 0,57		32,9 9,87	500
<b>55*55</b>	-270,887	-13,341	-7,678	0,43 1,17	<15	6,99 17	500
	-1269,08	2,3386	2,9799	3,82 3,66		57,2 55	500
	-753,991	22,416	42,9161	2,85 1,6		41,7 24,9	500
	-685,6	3,6375	62,206	3,77 0,29		53,3 7,11	500
<b>55*55</b> (relié à un voile)	-262,498	-0,1437	-21,603	0,17 1,38	<15	3,53 19,8	500
	-653,03	-0,3921	-215,30	1,24 2,6		19,8 37,9	500
	-364,7	16,0835	12,851	1,53 0,63		22,1 10,1	500
	-336,884	6,2081	45,3408	2,29 0		32,1 -2,97	500 250
<b>50*50</b>	-109,458	-13,14	-7,0815	0 0,93	<15	-1,25 -13	250
	-159,908	-9,8601	9,7604	0,2 0,97		3,65 13,9	500
	-284,03	13,81	-2,958	1,36 0,28		19,4 5,12	500
	-342,78	-3,9465	62,306	4,12 0		55,9 -30,9	500 250
<b>50*50</b> (relié à un voile)	-103,816	0,0635	-19,206	0 0	<15	-118,9 -10,3	250
	-341,8	-0,5638	-20,732	0,43 2,06		7,97 29,4	500
	-150,107	-18,226	8,8176	0 1,28		-1,89 -17,9	500 250
	-134,832	5,1705	42,786	2,85 0		-36,6 53,7	250 500
<b>45*45</b>	-34,878	-8,894	-3,3324	0 0,71	<15	9,65 9,21	250 500
	-272,767	3,9708	-3,7139	1,41 1		20,7 15,4	500
	-184,123	32,662	-37,298	2,82 0		37,6 -23,0	500 250
	-179,25	-5,4832	64,382	5,45 0		67,8 -113,4	500 250

45*45 (relié à un voile)	-41,922	0,579	-16,973	0 0,67	<15	-18,4 8,69	250 500
	-119,502	2,8622	-21,08	0 1,95		-17,9 25,9	500
	-51,308	-86,211	-9,961	0 7,84		-323,2 86	250 500
	-58,582	3,273	52,0641	4,82 0		54,6 -175,2	500 250

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à l'aide de logiciel SOCOTEC

**Conclusion :**

Il est très pratique et économique de calculer le ferraillage longitudinal des poteaux par le Design / SAP2000. Ce logiciel détermine le trinôme N, Mxx, Myy le plus défavorable, et par conséquent le ferraillage adéquat.

**VI.3. Ferraillage transversal :**

**VI.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Pour une fissuration préjudiciable, il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 3,75 \text{MPa}$$

Les résultats regroupés dans le tableau suivant :

Section	$T_u^{max}$	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u RPA$ (MPa)	Obs.
65*65	167,12	0,73	3,75	Ok
65*65 Avec voile	141,34	0,62	3,75	Ok
60*60	174,757	0,97	3,75	Ok
60*60 Avec voile	237,178	1,32	3,75	Ok
55*55	193,196	1,41	3,75	Ok
55*55 Avec voile	196,158	1,43	3,75	Ok
50*50	137,885	1,38	3,75	Ok
50*50 Avec voile	133,789	1,34	3,75	Ok
45*45	106,538	1,58	3,75	Ok
45*45 Avec voile	72,303	1,07	3,75	Ok

Tableau VI.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement

**VI.3.2. Calcul du ferraillage transversal :**

Les armatures sont calculées à partir des formules du **RPA 99 (version 2003)** et celle du **BAEL 91 modifié 99** ; elles sont données comme suit :

**a) Selon le RPA 99 :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la relation suivante :

$$A_t \geq \left[ \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e} \right] t$$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant de calcul.

$h$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : la contrainte limite élastique d'armature transversale.

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{si } \lambda_g < 5.$$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau donné par :

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a}$$

$Lf$  : Longueur de flambement.

$$Lf = h.$$

La quantité d'armature transversale minimale  $\frac{A_t}{tb_1}$  en % est comme suit :

$$\text{si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\%$$

$$\text{si } \lambda_g < 5 \rightarrow 0,8\%$$

si  $3 < \lambda_g < 5$  : On interpole les valeurs limites précédentes.

$t$  : espacement des armatures transversales données par :

- Dans la zone nodale :

$$t \leq 10cm$$

en zone III

- Dans la zone courante :

$$t' \leq \min \left( \frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\varphi_l \right)$$

en zone III

**b) Selon BAEL 91 modifié 99 :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3}$$

$\varphi_l$  : diamètre des armatures longitudinales dans les poteaux.

$$S_t = \text{Min}\{15\varphi_l, 40cm, a + 10cm\}$$

Avec :  $a$  = petit côté de la section du poteau.

Le tableau suivant regroupe les résultats des espacements maximum des poteaux :

<i>Section</i>	<b>a (cm)</b>	<b>Barres</b>	<b>Ø<sub>1</sub> (mm)</b>	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	
				<b>Zone nodale</b>	<b>Zone courante</b>
<b>65*65</b>	<b>65</b>	<b>16T20</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>20</b>
<b>65*65 (relié à un voile)</b>	<b>65</b>	<b>12T25+8T20</b>	<b>25</b>	<b>10</b>	<b>25</b>
<b>60*60</b>	<b>60</b>	<b>12T20+4T16</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>20</b>
<b>60*60 (relié à un voile)</b>	<b>60</b>	<b>12T20+8T16</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>20</b>
<b>55*55</b>	<b>55</b>	<b>12T20</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>20</b>
<b>55*55 (relié à un voile)</b>	<b>55</b>	<b>12T20</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>20</b>
<b>50*50</b>	<b>50</b>	<b>12T16</b>	<b>16</b>	<b>10</b>	<b>16</b>
<b>50*50 (relié à un voile)</b>	<b>50</b>	<b>12T16</b>	<b>16</b>	<b>10</b>	<b>16</b>
<b>45*45</b>	<b>45</b>	<b>12T16</b>	<b>16</b>	<b>10</b>	<b>16</b>
<b>45*45 (relié à un voile)</b>	<b>45</b>	<b>12T14</b>	<b>14</b>	<b>10</b>	<b>14</b>

**Tableau VI.4 : Espacement transversal des poteaux**

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Section	A	Lf	$\lambda g$ (%)	Pa	Tu <sub>max</sub>	Zone	St	At <sub>cal</sub>	Choix	As <sub>adp</sub>
	(cm)	(m)			(kN)		(cm)	(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )
65*65	65	3,06	4,71	3,75	167,12	N	10	0,19	8T8	4,02
					-	C	20	-		
65*65 (relié à un voile)	65	3,06	4,71	3,75	141,34	N	10	1,63	10T8	5,03
					-	C	25	-		
60*60	60	3,06	5,1	2,5	174,757	N	10	1,46	8T8	4,02
					-	C	20	-		
60*60 (relié à un voile)	60	3,06	5,1	2,5	237,178	N	10	1,98	10T8	5,03
					-	C	20	-		
55*55	55	3,06	5,56	2,5	193,196	N	10	1,76	6T8	3,01
					-	C	20	-		
55*55 (relié à un voile)	55	3,06	5,56	2,5	196,158	N	10	1,78	6T8	3,01
					-	C	20	-		
50*50	50	3,06	6,12	2,5	137,885	N	10	1,38	6T8	3,01
					-	C	16	-		
50*50 (relié à Un voile)	50	3,06	6,12	2,5	133,789	N	10	1,34	6T8	3,01
					-	C	16	-		

45*45	45	3,06	6,8	2,5	106,538	N	10	1,18	6T8	3,01
					-	C	16	-		
45*45 (relié à Un voile)	45	3,06	6,8	2,5	72,303	N	10	0,80	6T8	3,01
					-	C	14	-		

Tableau VI.5 : Ferraillage transversal des poteaux

**VI.3.3. Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_1$  en zone III.

Pour :

- $\phi = 25\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 125\text{cm}$
- $\phi = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$

➤ Schémas de ferrailage des poteaux :

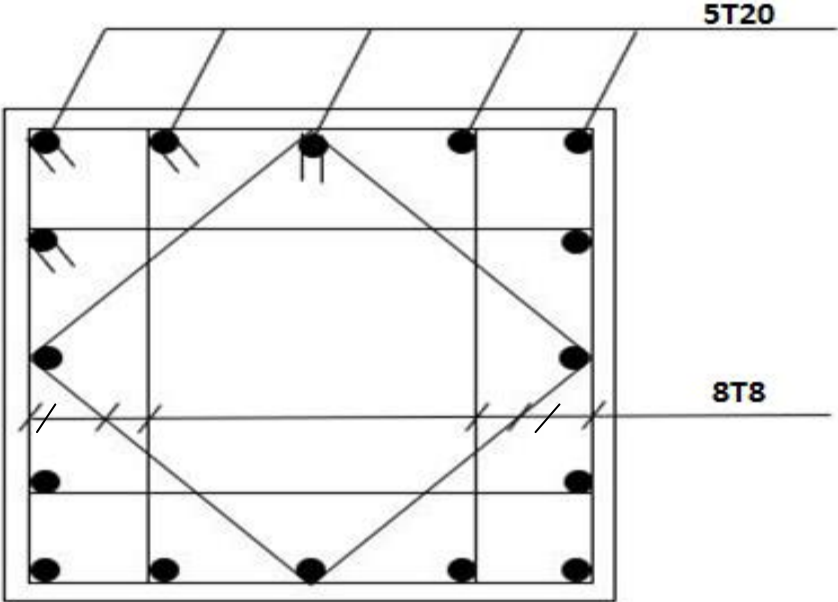


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage du poteau 65×65

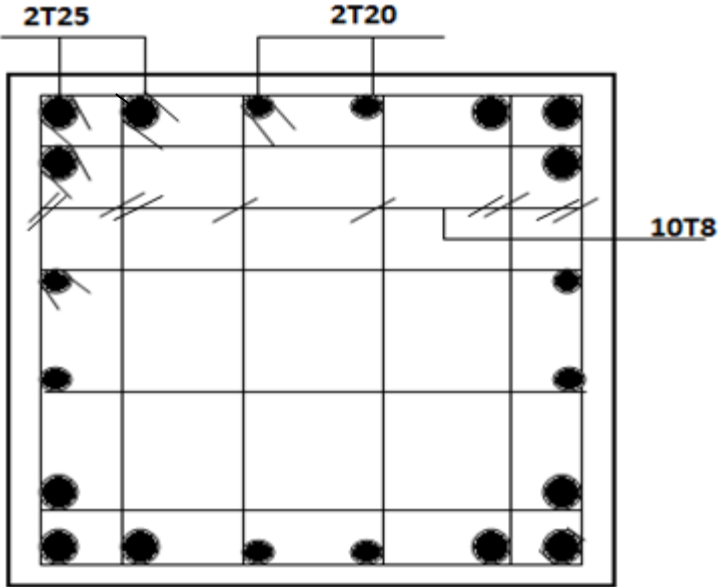


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du poteau 65×65 (relié avec un voile)



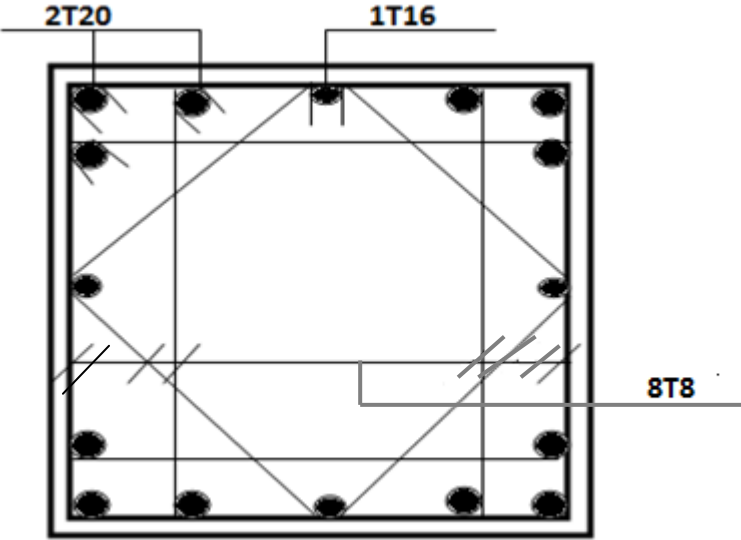


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du poteau 60x60

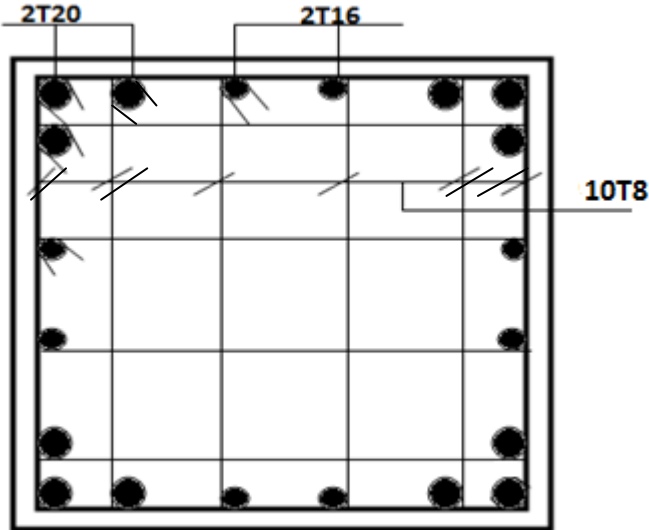


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du poteau 60x60 (relié avec un voile)

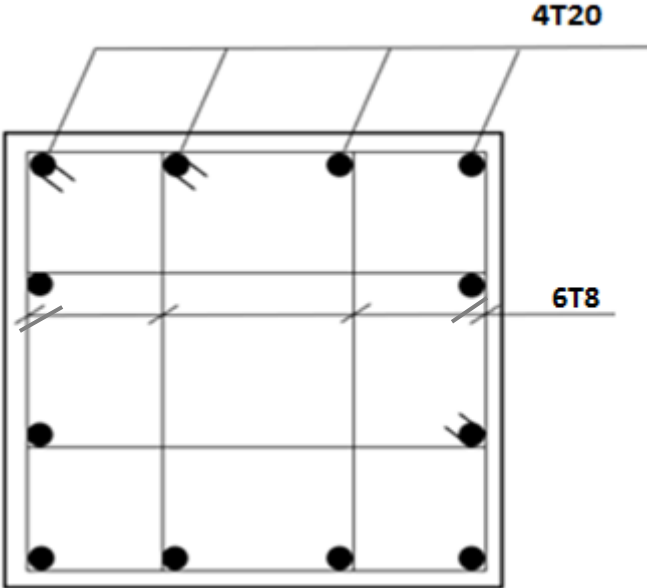


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du poteau 55x55

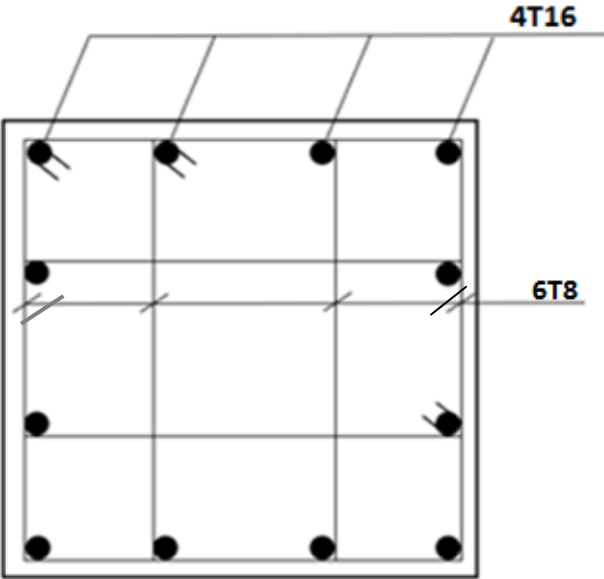


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage du poteau 50x50

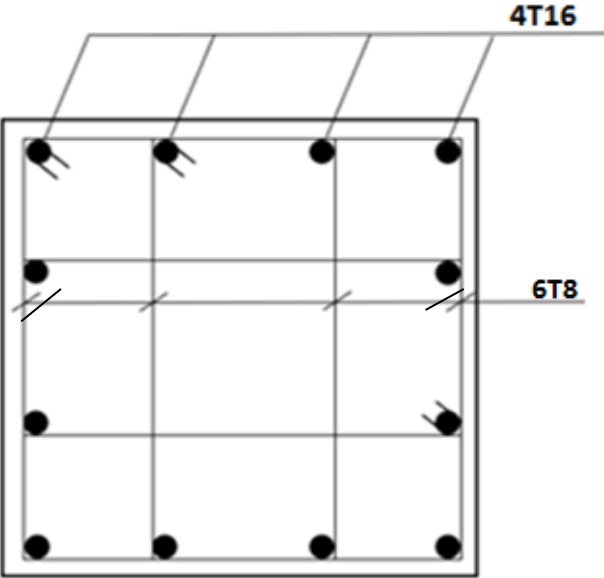


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage du poteau 45x45

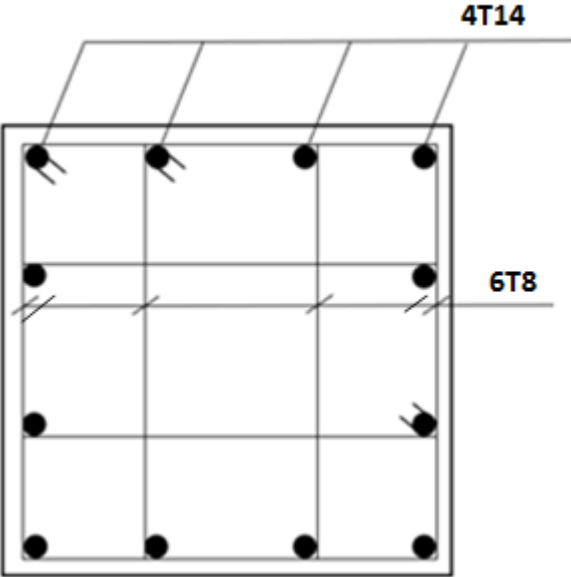


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage du poteau 45x45 (relié à un voile)

**VI.4. Ferrailage des poutres :****VI.4.1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

**a- Selon CBA 93 :**

Situation durable

- **E.L.U:  $1.35 G + 1.5 Q$**
- **E.L.S:  $G + Q$**

**b- Selon RPA 99**

Situation accidentelle

- **$0.8 G \pm E$**
- **$G + Q \pm E$**

La section finale des armatures sera calculée suivant toutes les combinaisons en considération :

- **$M_a^{max}$**  sur appuis.
- **$M_t^{max}$**  en travée.

**VI.4.2. Recommandations selon RPA99 version 2003 :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4%** en zone courante.
  - **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **50Ø** en 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°**

VI.4.3. Calcul de ferraillage

a)-**Etage courant** : les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

Poutres		M	As calculée	0,5% *B	As choisie
		(kN.m)	cm <sup>2</sup>		cm <sup>2</sup>
<b>65*30</b>	<b>Appui</b>	<b>-153,74</b>	<b>15,73</b>	<b>9,755</b>	<b>8T16 (16,08)</b>
	<b>Travée</b>	<b>74,8826</b>	<b>6,79</b>		<b>3T16+3T14</b>
<b>60*30</b>	<b>Appui</b>	<b>-169,0134</b>	<b>17,32</b>	<b>9</b>	<b>9T16 (18,10)</b>
	<b>Travée</b>	<b>88,8174</b>	<b>8,22</b>		<b>3T16+3T14</b>
<b>55*30</b>	<b>Appui</b>	<b>-92,1851</b>	<b>8,65</b>	<b>8,25</b>	<b>3T16+3T14</b>
	<b>Travée</b>	<b>49,5604</b>	<b>4,43</b>		<b>3T16</b>
<b>Ps</b>	<b>Appui</b>	<b>-72,7086</b>	<b>6,67</b>	<b>8,25</b>	<b>3T16+3T14</b>
	<b>Travée</b>	<b>65,445</b>	<b>5,95</b>		<b>3T16</b>

**Tableau VI.6 : Ferraillages des poutres (étage courant)**

b)-**Etage terrasse** : les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

Poutres		M	As calculée	0,5% *B	As choisie
		(kN.m)	cm <sup>2</sup>		cm <sup>2</sup>
60*30	Appui	-169,5693	17,39	9	9T16
	Travée	99,6972	9,34		3T16+3T14
55*30	Appui	-73,9408	6,79	8,25	3T16+3T14
	Travée	47,5065	4,24		3T16
Ps	Appui	-103,4552	9,84	8,25	3T16+3T14
	Travée	43,3496	3,85		3T14

**Tableau VI.7 : Ferraillages des poutres (étage terrasse)**

**VI.4.4. Vérification vis à vis de l'ELS :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$  ,  $N_{ser}$ ) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

**Béton [1] :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

**Acier [1] :**

Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 0.8\zeta_s = 0.8\text{Min} \left( \frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que : 
$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 215 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poutre		$M_{ser}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
		(kN.m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
65*30	Appui	-112,3862	0	15	-126,4	500	Ok
			4,86		63,2	250	Ok
	Travée	54,7123	2,69		33,9	250	Ok
			0		-91,5	500	Ok
60*30	Appui	-122,67	0	15	-134,6	500	Ok
			5,86		76,1	250	Ok
	Travée	65,22	3,35		41,5	250	Ok
			0		-117,4	500	Ok
55*30	Appui	-67,3988	0	15	-134,5	500	Ok
			4,36		53,8	250	Ok
	Travée	36,22	2,83		32,7	250	Ok
			0		-125,2	500	Ok
Ps	Appui	-53,0112	0	15	-104,4	500	Ok
			3,04		36,9	250	Ok
	Travée	47,69	3,72		43,1	250	Ok
			0		-164,8	500	Ok

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'E.L.S (étage courant)

Poutre		$M_{ser}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
		(kN.m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
60*30	Appui	-124	0	15	-130,9	250	Ok
			5,25		76,3	250	Ok
	Travée	72,8848	3,74		46,3	250	Ok
			0		-130,9	250	Ok
55*30	Appui	-54,25	0	15	-108,2	250	Ok
			3,51		43,3	250	Ok
	Travée	34,18	2,72		31,5	250	Ok
			0		-120,4	250	Ok
Ps	Appui	-75,7185	0	15	-149,2	250	Ok
			4,34		52,8	250	Ok
	Travée	39,79	3,56		40	250	Ok
			0		-176,3	250	Ok

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'E.L.S (étage terrasse)

VI.4.5. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

VI.4.5.1. 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 maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$  (Fissuration préjudiciable).



Les résultats regroupés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveaux	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	b.d (cm <sup>2</sup> )	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
65*30	Etage courant	125,77	1860	0,68	2,5	OK
60*30	Etage Courant	159,864	1710	0,93	2,5	OK
	Etage Terrasse	168,778		0,99	2,5	OK
55*30	Etage Courant	99,836	1560	0,64	2,5	OK
	Etage Terrasse	85,278		0,55	2,5	OK
Ps	Etage Courant	89,075	1560	0,57	2,5	OK
	Etage Terrasse	57,705		0,37	2,5	

Tableau VI.10 : Vérification la contrainte de cisaillement

VI.4.5.2. Calcul des armatures transversales

L’acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f<sub>e</sub>=500MPa).

. Selon le BAEL 91 modifié 99 : → 
$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} ; K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_l\right\}$$

φ<sub>l</sub>: Le diamètre minimale des armatures

. Selon le RPA 99 version 2003 : →

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section	St		As <sup>cal</sup>	As <sup>choisie</sup>
	Z.N	Z.C		
65*30	10		1,35	4T8
60*30				
55*30				

Tableau VI.11 : Ferraillage transversal des poutres

**VI.4.6. Vérification de la flèche :**

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

Avec :  $\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$

Tel que :

$f_i$  : La flèche due aux charges instantanées.

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

**Calcul de la flèche due aux déformations différées**

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

**Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

**Remarque :**

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **Flèche/SOCOTEC**.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**1-Etage courant :**

Section	f (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
65*30	1,85	11,4
60*30	1,294	11,4
55*30	0,852	11,4
Ps	0,52	10

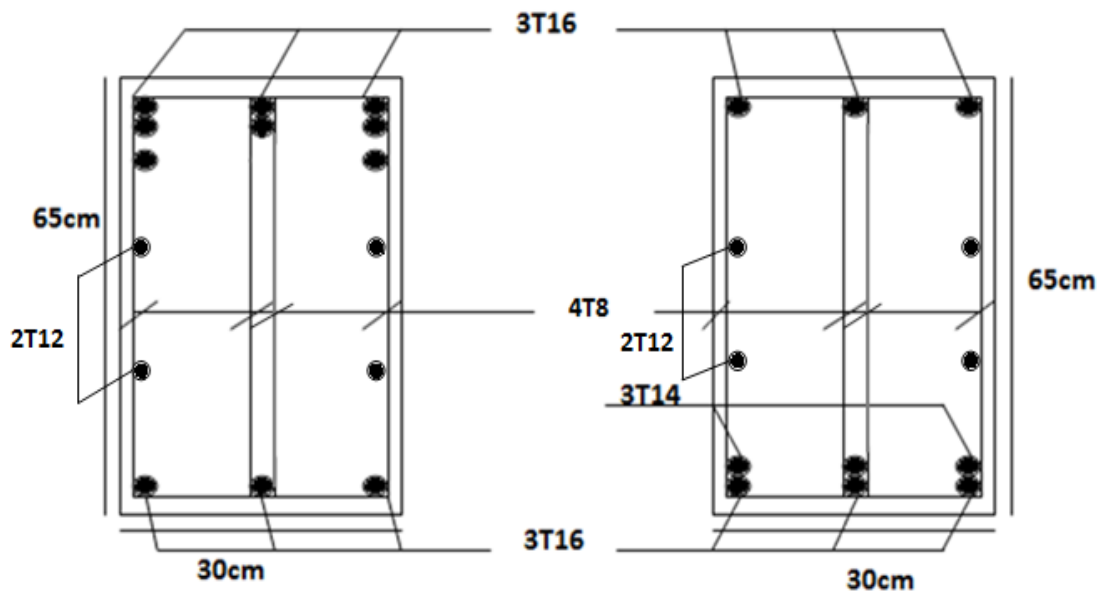
Tableau VI.12 : Vérification de la flèche des poutres (étage courant)

2-Etage Terrasse :

Section	f (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
60*30	2,027	11,4
55*30	4,205	11,4
Ps	0,162	10

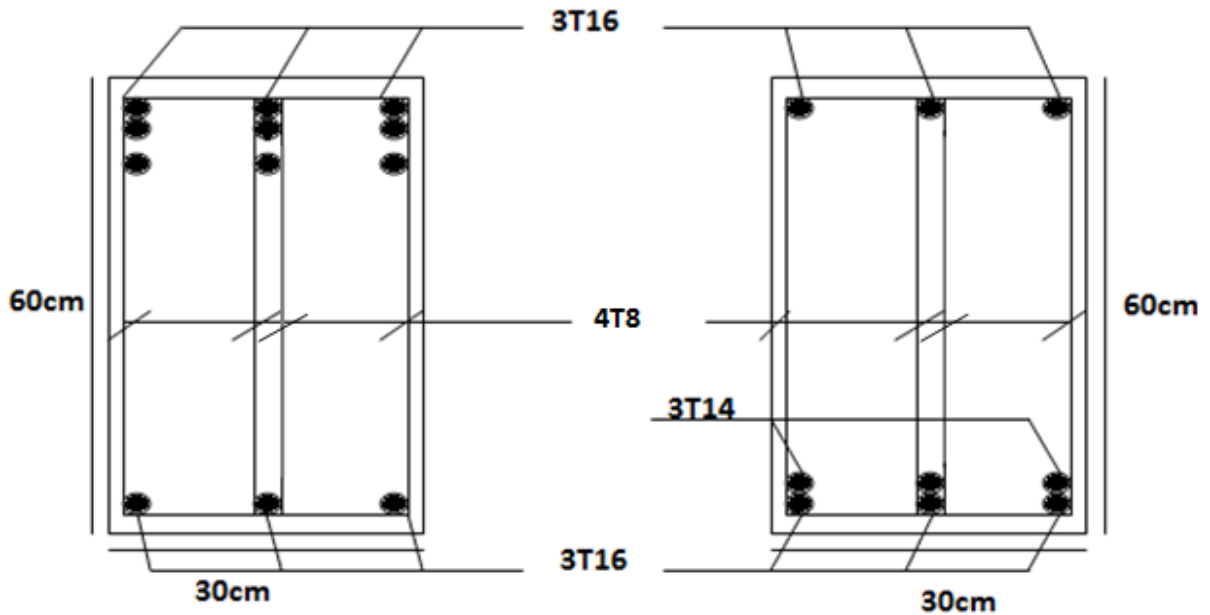
Tableau VI.13: Vérification de la flèche (étage Terrasse)

VI.4.7. Schéma de ferraillage des poutre :



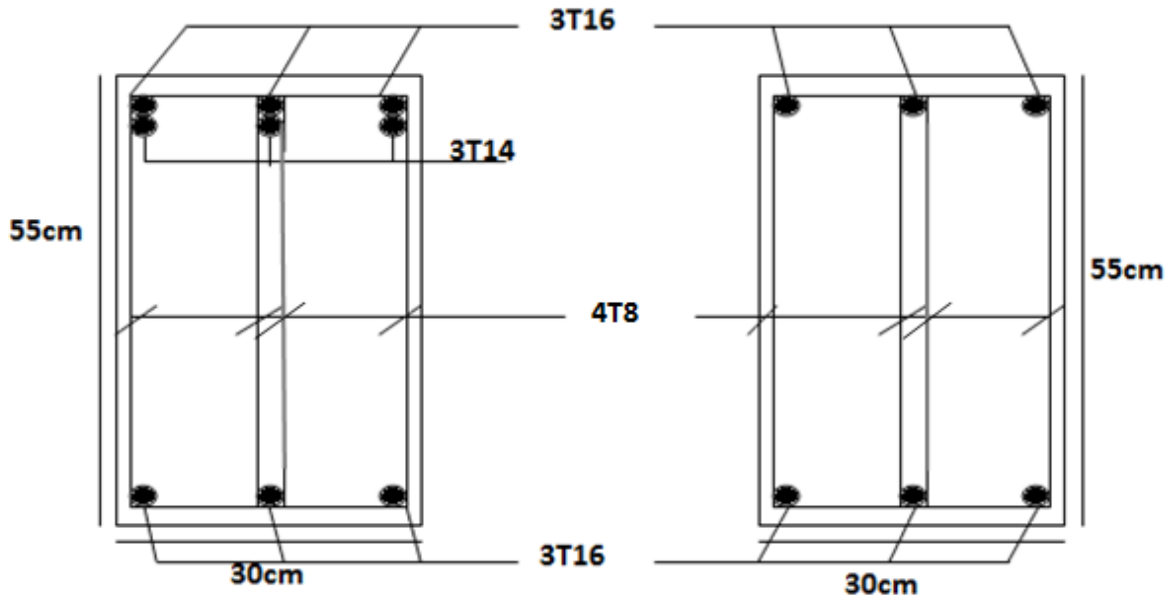
Sur appuis (étage courant)

En travée (étage courant)



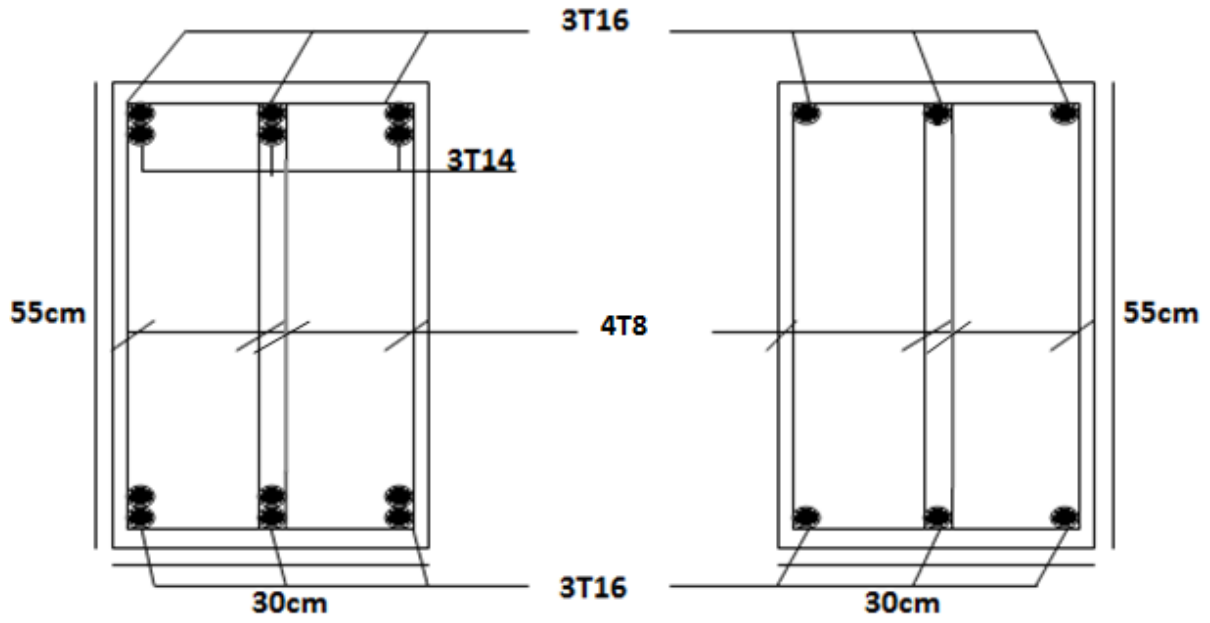
**Sur appuis**  
(étage courant+étage terrasse)

**En travée**  
(étage courant+étage terrasse)



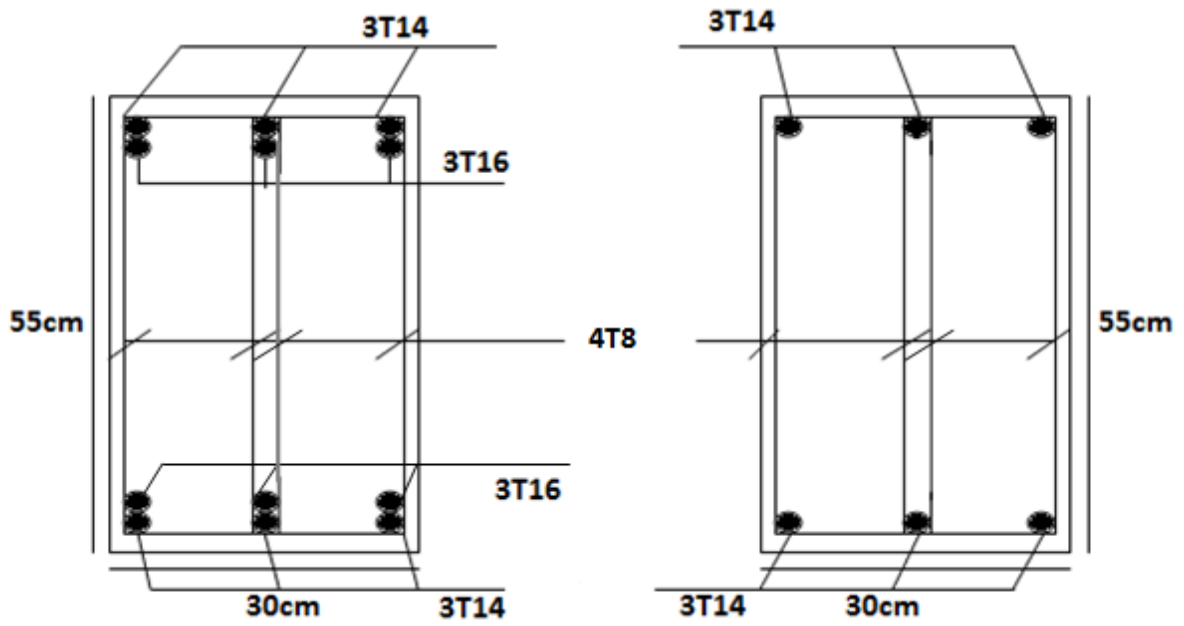
**Sur appuis**  
(étage courant+étage terrasse)

**En travée**  
(étage courant+étage terrasse)



Sur appuis  
(PS , étage courant)

En travée  
(PS , étage courant)



Sur appuis  
(PS , étage terrasse)

En travée  
(PS , étage terrasse)

## VI.5. Ferrailage des voiles

### VI.5.1 Généralités

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 appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage des voiles, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

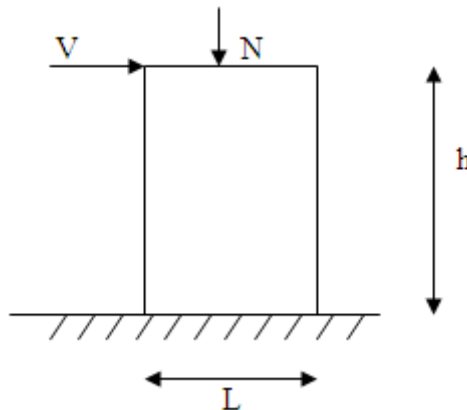
### VI.5.2 .Calcul de Ferrailage des voiles

Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes.

#### ➤ Procédure de ferrailage des trumeaux

##### • Introduction

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La **figure** ci-après montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



**Figure VI.11 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée**

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 des 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 horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

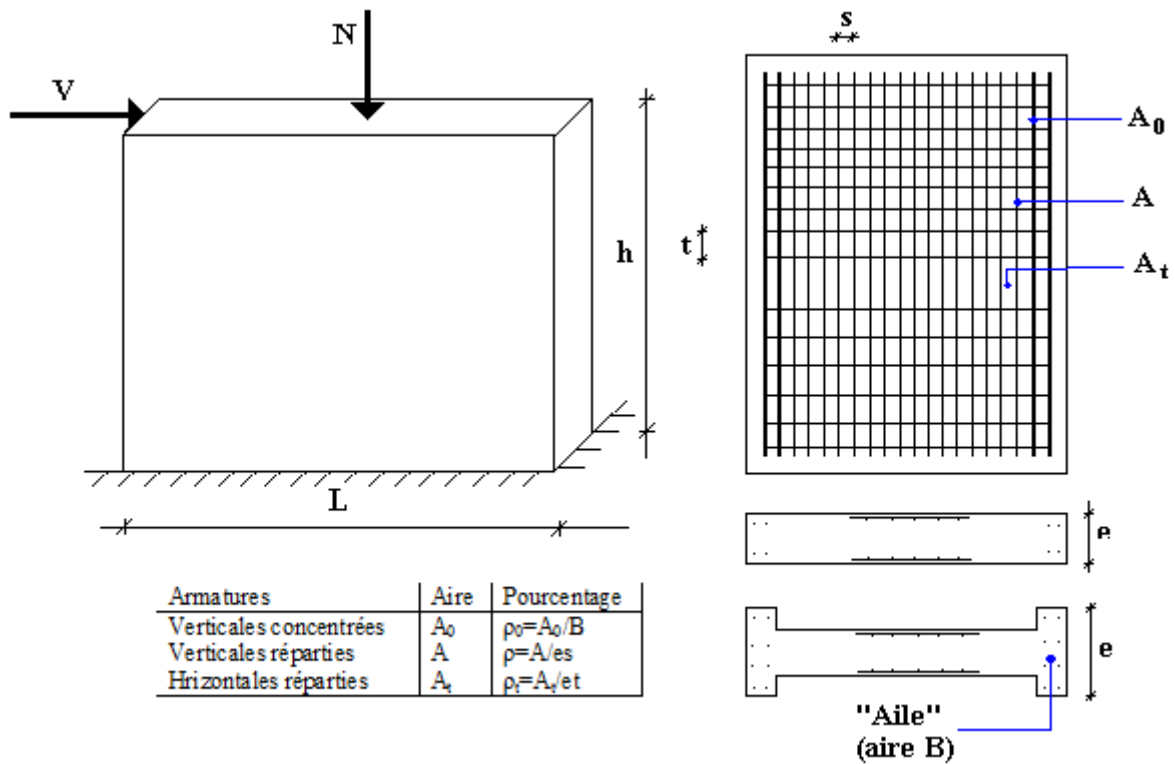


Figure VI.12 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

### VI.5.3. Préconisation du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) :

#### 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 0,2%.
- 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 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compression 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.

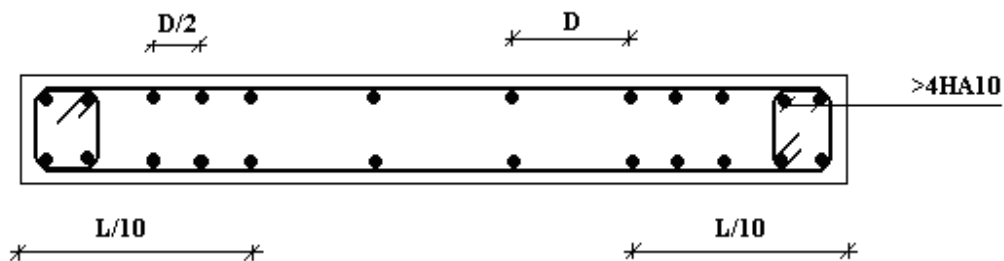


Figure VI.13.: Disposition des armatures verticales dans les voiles



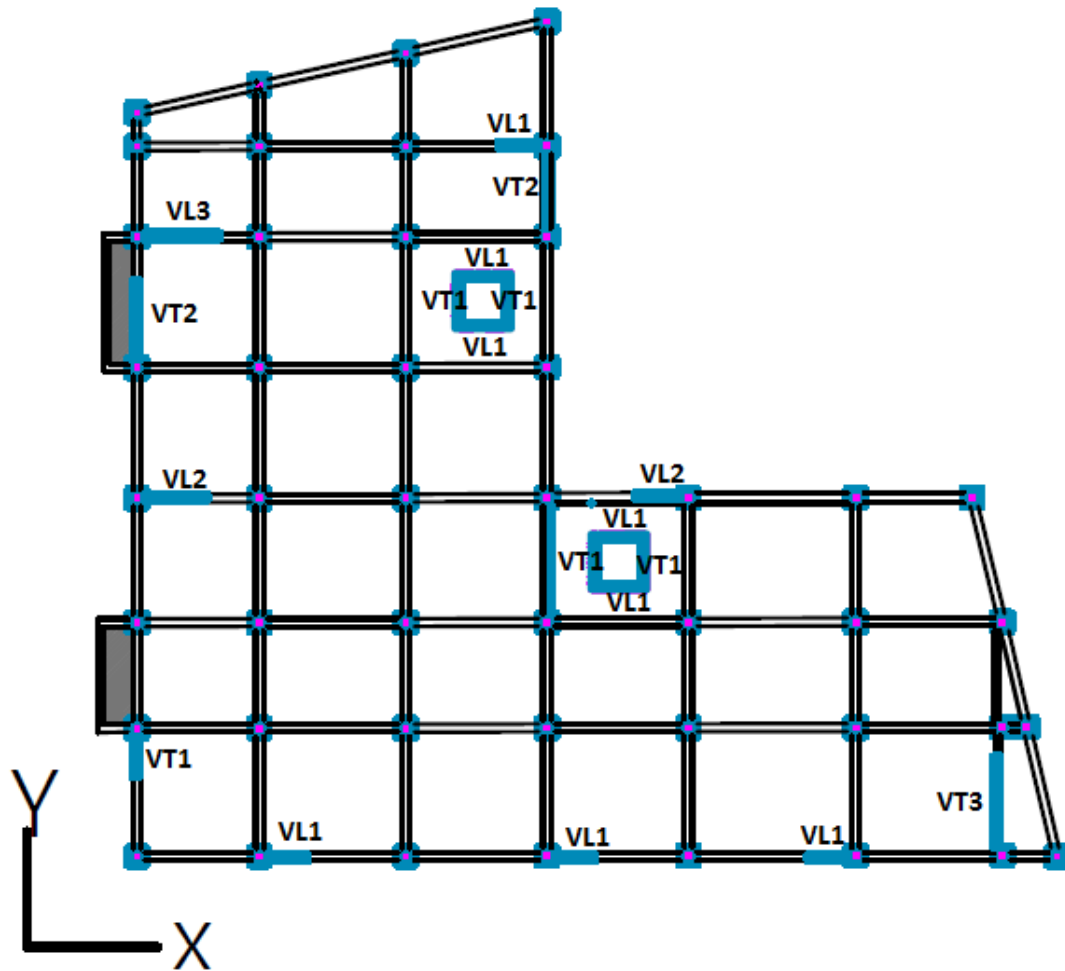


Figure VI.14 : Disposition des voiles

#### VI.5.4. Exemple de calcul :

##### Ferrailage du voile VL1 :

##### 1) Niveau : 0 - 6,12

Soit le voile de longueur

- $L = 1,5\text{m}$
- $a = 0,20\text{m}$  (épaisseur)
- $h_e = 3,06\text{m}$  (hauteur d'étage)

Pour  $S_{22}$  et  $S_{12}$  on lira les valeurs maximales entre les valeurs TOP et BOT, à la base du voile (VL1) on lire sur le fichier du SAP2000 (au niveau du RDC) .

- **Longueur de traction :**

$L_t = L = 1,5\text{m}$  (voile entièrement tendu)

- **Armatures de traction :**

On prend une seule bande par voile  $l_i=1,5$  m

<b>Bande (ou élément de voile)</b>	<b>1</b>
<b>Dimensions (m<sup>2</sup>) (a* l<sub>i</sub>) = S<sub>j</sub></b>	0,3
<b>Contrainte moyenne par bande σ<sub>j</sub> (Mpa)</b>	5,59
<b>Force de traction F<sub>t</sub>(MN) =σ<sub>j</sub>* S<sub>j</sub></b>	1,677
<b>Section d'acier (cm<sup>2</sup>) <math>A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}</math></b> <b>(Situation accidentelle γ<sub>s</sub>= 1)</b>	33,54
<b>Aciers minimaux (cm<sup>2</sup>)</b>	
<b>1. Selon BAEL : 0,1%S<sub>béton</sub></b>	3
<b>2. Selon RPA99 : 0,2 %S<sub>béton</sub></b>	6
<b>Acier total (sur deux faces en cm<sup>2</sup>)</b>	18T16
<b>S<sub>i</sub> : espacement (mm)</b>	20
<b>S ≤ (1.5 a,30cm)</b> <b>S ≤ 27 cm</b>	Vérifié

**Tableau VI.14 : Calcul des armatures longitudinales du voile VL1**

N° des voiles	Hauteur (m)	Si (m <sup>2</sup> )	Lt (m)	$\sigma_j$ (MPa)	Ft (KN)	As (cm <sup>2</sup> )	Choix	St (cm)
VL1	0-6,12	0,3	1,5	5,59	1677	33,54	2× (9T16)	20
	6,12-12,24	0,3	1,5	0,644	193,2	3,864	2× (9T10)	20
	12,24 -24,48	0,3	1,5	0,825	247,5	4,95	2× (9T10)	20
VL2	0-6,12	0,47	2,35	5,79	2721,3	54,426	2× (6T16+10T14)	20
	6,12-12,24	0,47	2,35	2,05	963,5	19,87	2× (6T12 +10T10)	20
	12,24 -24,48	0,47	2,35	1,325	622,75	12,45	2× (6T12+10T10)	20
VL3	0-6,12	0,336	1,68	3,1	1041,6	20,83	2× (2T14+5T12)	20
	6,12-18,36	0,336	1,68	0,09	30,24	0,6048	2× (7T10)	22
	18,36 -24,48	0,336	1,68	0,705	236,88	4,38	2× (7T10)	22
VL4	0-6,12	0,562	2,81	5,5	3091	61,82	2× (4T16+13T14)	15
	6,12-18,36	0,562	2,81	2,465	1385,33	27,70	2× (4T12+13T10)	15
	18,36-24,48	0,562	2,81	1,15	646,3	12,93	2× (4T10+13T10)	15
VT1	0-3,06	0,3	1,5	0,82	246	4,92	2× (9T10)	20
	3,06-12,24	0,3	1,5	0,95	58,8	1,17	2× (9T10)	20
	12,24-24,48	0,3	1,5	0,3	90	1,8	2× (9T10)	20
VT2	0-6,12	0,6	3	2,43	1458	29,16	2× (4T16+9T10)	20
	6,12-12,24	0,6	3	0,73	438	8,76	2× (13T10)	20
	12,24-24,48	0,6	3	0,745	447	8,94	2× (13T10)	20

<b>VT3</b>	0-6,12	0,69	3,45	3,34	2304,6	46,096	<b>2× (4T16 +12T14)</b>	20
	6,12-12,24	0,69	3,45	1,73	1349,4	26,98	<b>2× (20T14)</b>	20
	12,24-24,48	0,69	3,45	0,96	662,4	13,24	<b>2× (20T10)</b>	20

**Tableau VI.15 : Ferraillage longitudinal des voiles**

• **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$  Est donnée par les résultats du logiciel **SAP2000**,

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$ ,

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2})$$

• **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

<i>Aciers de peau</i>	<i>Unité</i>	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
<i>Section minimale</i>	$cm^2$	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
<i>Espacement maximal</i>	$m$	$0,50$	$0,33$

**Tableau VI.16. Aciers supplémentaires**

N° des voiles	Hauteur (m)	S <sub>12</sub>	A <sub>v</sub>	2/3A <sub>v</sub>	A <sup>RPA</sup>	As choisis (cm <sup>2</sup> )	St(cm)
<b>VL1</b>	0-6,12	1,01	1,76	13,41	4,5	<b>2×8T10</b>	10
	6,12-15,3	0,93	1,62	5,2	4,5	<b>2×6T8</b>	15
	15,3-24,48	0,89	1,55	5,2	4,5	<b>2×6T8</b>	15
<b>VL2</b>	0-6,12	1,46	1,75	14,2	7,05	<b>2× 9T10</b>	10
	6,12-15,3	1,57	2,74	7,66	7,05	<b>2× 5T10</b>	20
	15,3-24,48	1,41	2,47	7,66	7,05	<b>2× 5T10</b>	20
<b>VL3</b>	0 - 6,12	1,27	2,22	7,12	5,04	<b>2×8T8</b>	10
	6,12-18,36	1,25	2,19	4,18	5,04	<b>2×6T8</b>	10
	18,36-24,48	1,01	1,76	4,18	5,04	<b>2×6T8</b>	10
<b>VL4</b>	0- 6,12	1,66	2,17	20,98	8,43	<b>2×10T10</b>	10
	6,12-18,36	2,05	2,69	11,27	8,43	<b>2×8T10</b>	15
	18,36-24,48	0,9	1,18	9,42	8,43	<b>2×6T10</b>	15
<b>VT1</b>	0- 6,12	0,63	1,10	5,23	4,5	<b>2× 4T10</b>	20
	6,12-15,3	0,15	0,26	5,23	4,5	<b>2×4T10</b>	20
	15,3-24,48	0,46	0,81	5,23	4,5	<b>2×4T10</b>	20
<b>VT2</b>	0-6,12	0,8	0,14	8,12	9	<b>2×6T10</b>	15
	6,12-15,3	0,86	1,5	6,28	9	<b>2×6T10</b>	15
	15,3-24,48	0,92	1,75	6,28	9	<b>2×6T10</b>	15

<b>VT3</b>	0-6,12	1,07	1,87	14,83	10,35	<b>2×7T12</b>	15
	6,12-15,3	1,27	2,12	12,31	10,35	<b>2×8T10</b>	15
	15,3-24,48	0,57	0,99	6,28	10,35	<b>2×7T10</b>	15

**Tableau VI.17 : Ferraillage horizontal des voiles**

- **Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements)

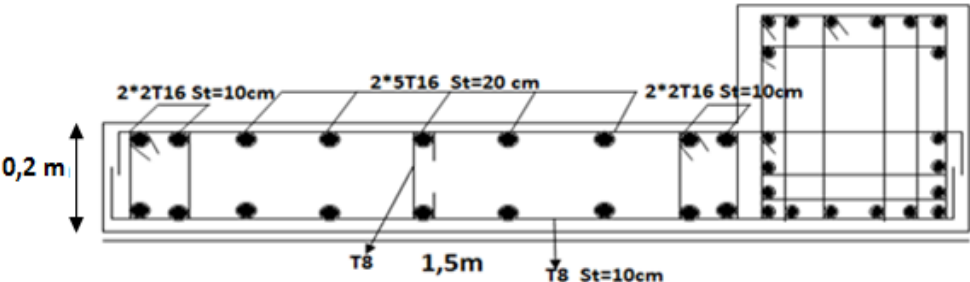
Seuls les aciers verticaux de diamètre  $\varnothing_l$  pris en compte dans le calcul de  $N_{u\ lim}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\varnothing_t$ )

	<b>Nombres d'armatures transversales</b>	<b>Diamètre <math>\varphi_t</math></b>
<b><math>\varphi_l \leq 12\text{mm}</math></b>	<b>4 épingles par m<sup>2</sup> de voile</b>	<b>6mm</b>
<b><math>12\text{ mm} &lt; \varphi_l \leq 20\text{mm}</math></b>	<b>Reprendre toutes les barres verticales</b>	<b>6mm</b>
<b><math>20\text{mm} &lt; \varphi_l</math></b>	<b>Espacement <math>\leq 15\varphi_l</math></b>	<b>8mm</b>

**Tableau VI.18 : Aciers transversaux**

Les schémas de ferraillage des voiles :

Niveau 0÷6,12m



Niveau 6,12÷24,48m

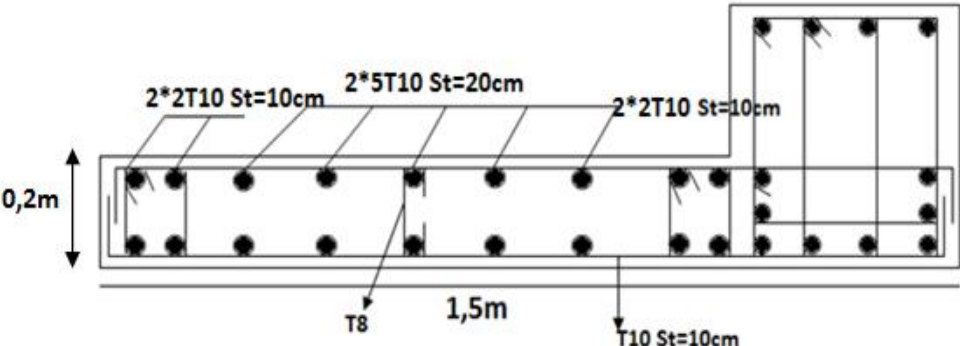
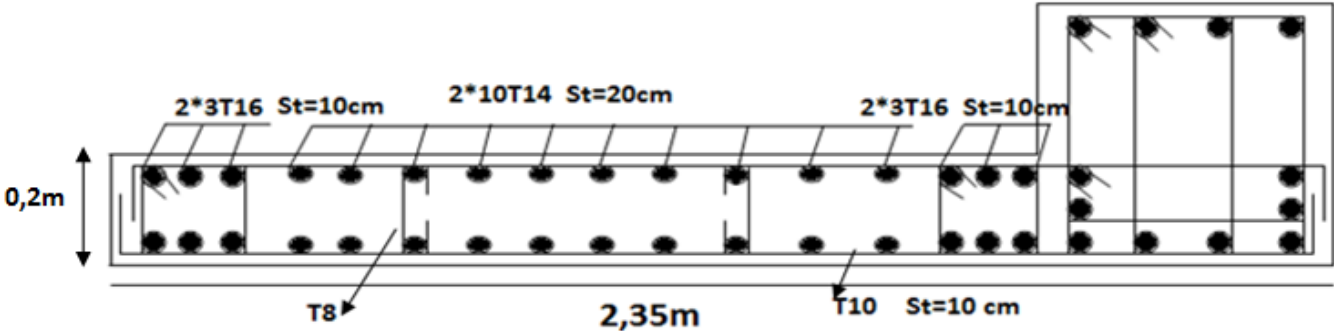


Figure VI.15 : Schéma de ferraillage du voile VL1

Niveau 0÷6,12m



Niveau 6,12÷24,48m

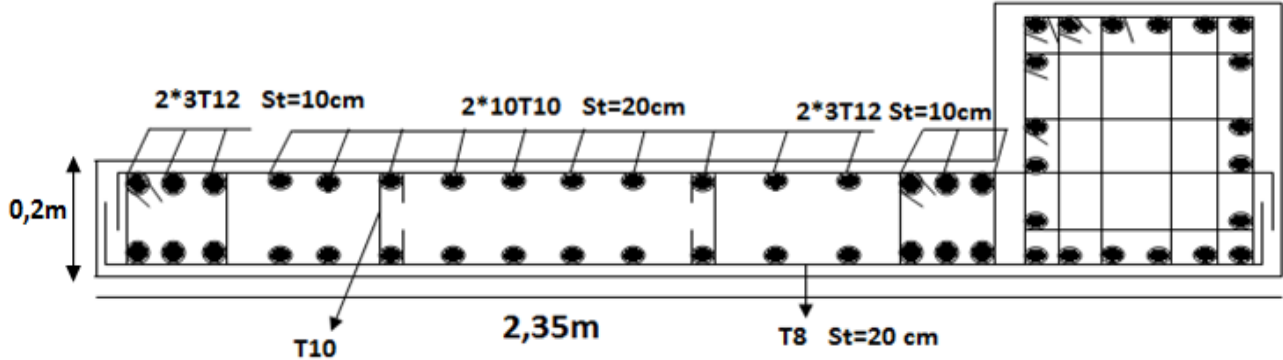
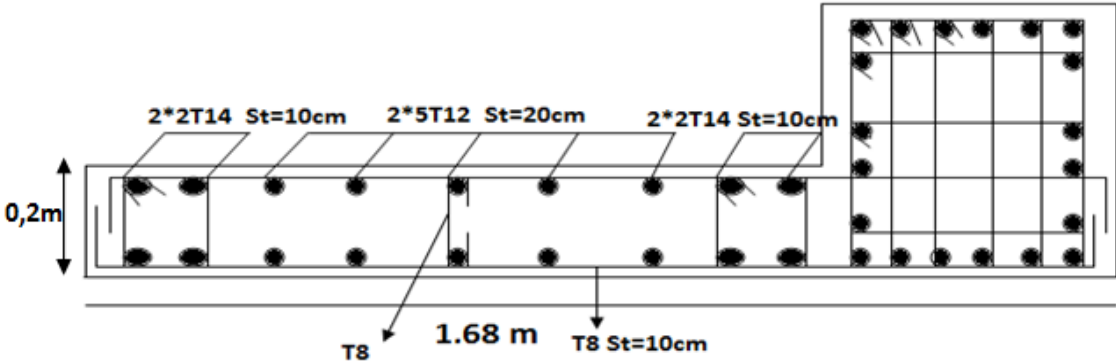


Figure VI.16 : Schéma de ferraillage du voile VL2

Niveau 0÷6,12m



Niveau 6,12÷24,48m

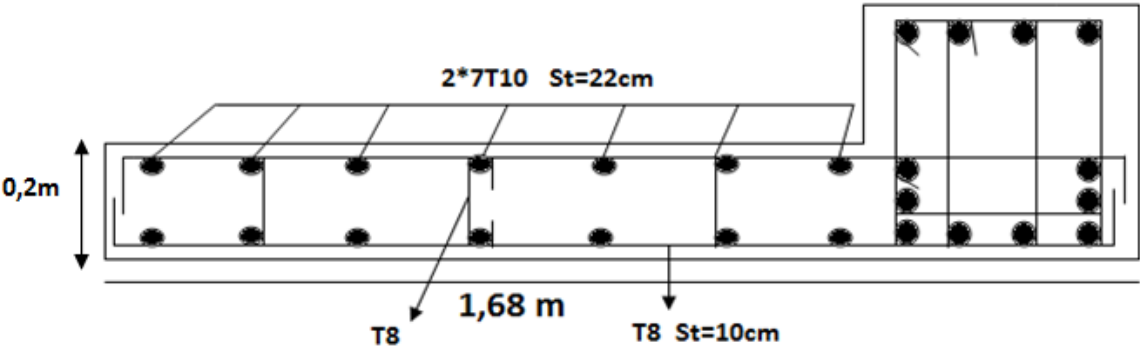
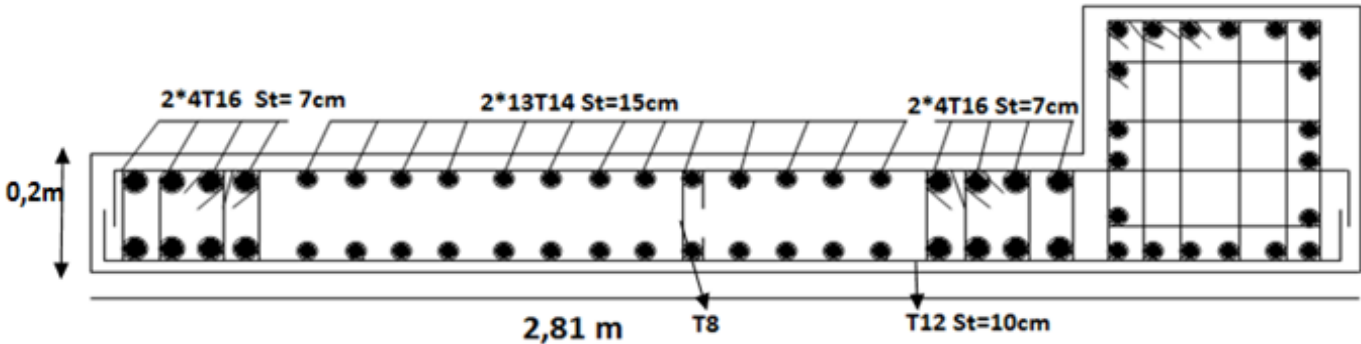


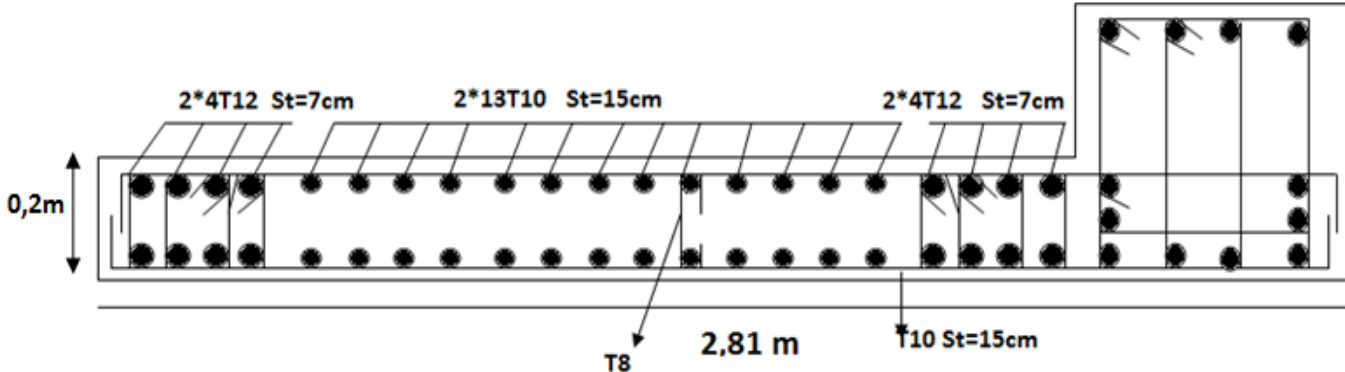
Figure VI.17: Schéma de ferraillage du voile VL3



Niveau 0÷6,12m



Niveau 6,12÷18,36m



Niveau 18,36÷24,48m

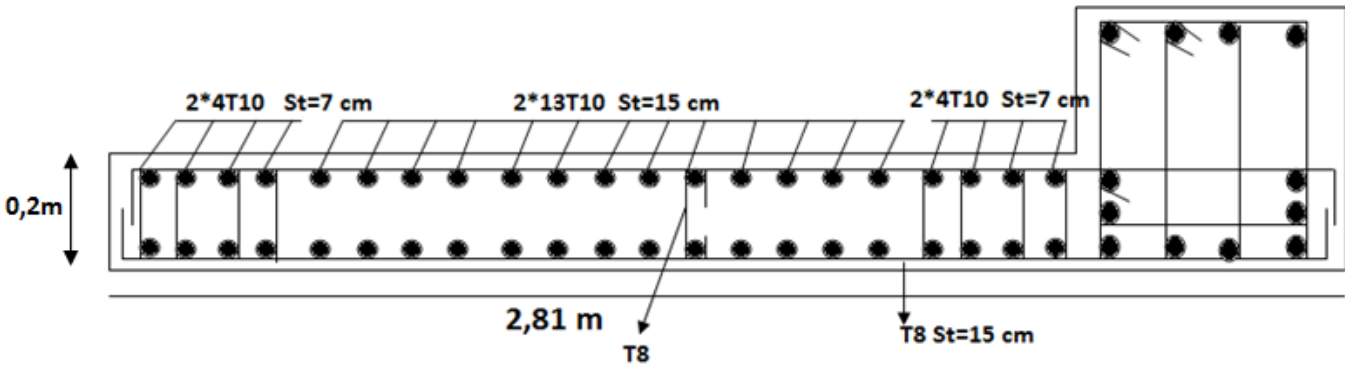


Figure VI.18 : Schéma de ferraillage du voile VL4



## Conclusion générale

Ce projet de fin d'études, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation de master, de les approfondir en nous basons sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique .

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **SAP2000 V14**, nous a permis de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure et des éléments secondaires à savoir :
  - On a extrait les efforts internes à partir de ce logiciel pour ferrailer les poutrelles.
- La structure finale est relativement surdimensionnée, poteaux  $65 \times 65 \text{ cm}^2$  sur l'ensemble du R.d.C ; ceci est dû à plusieurs paramètres :
  - Structure très irrégulière en plan.
  - Impossibilité de placer correctement les voiles de contreventement sur la périphérie de la structure à cause de la présence de grandes baies / ouvertures imposées par le bureau d'étude au niveau du R.d.C.Pour remédier à cela, nous proposons d'augmenter la section des poteaux.
- La méthodologie proposée concernant le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux soumis à la flexion composée ( $N, M_{x-x}, M_{y-y}$ ) à savoir :
  - Calcul du ferrailage par l'option **Design/SAP2000 et le logiciel SOCOTEC** pour les poutres et les poteaux.
  - Vérification de la section ferrillée à l'E.LS par le logiciel **SOCOTEC** s'avère très appropriée (sécurité, économie) et très pratique.
- Le ferrailage des voiles obtenu par la méthode des contraintes est acceptable.
- La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

## Références bibliographiques

[1] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règles de calcul DTU P 18-702. Février 2000

[2] "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003".

[3] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93

[4] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.

[5] Les mémoires de fin d'études :

- ERROUKRMA.B, « Confortement d'une structure en béton armé », HADJ ARAB.A, 2007, université SAAD DAHLAB BLIDA.
- BOUSSEKINE.M ; BOUDIS.A, « Etude d'un complexe culturel en béton armé contreventé par portiques et voiles », BEREDIAFE.B.M, 2016, université SAAD DAHLAB BLIDA.