



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N<sup>o</sup> de séria :.....

## Mémoire de fin d'études

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

**Spécialité : Génie civil**

**Option : Génie civil**

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE  
D'HABITATION ( R+15 ) AVEC UN  
CONTREVENTEMENT MIXTE**

Réalisé par :

-AYADI Moustafa

-MOKHNACHI Ali

Dirigé par :

- Dr BOUHADRA ABEL HAKIM

Membres de jury :

-MENASRIA Abderrahmane MAA. Président

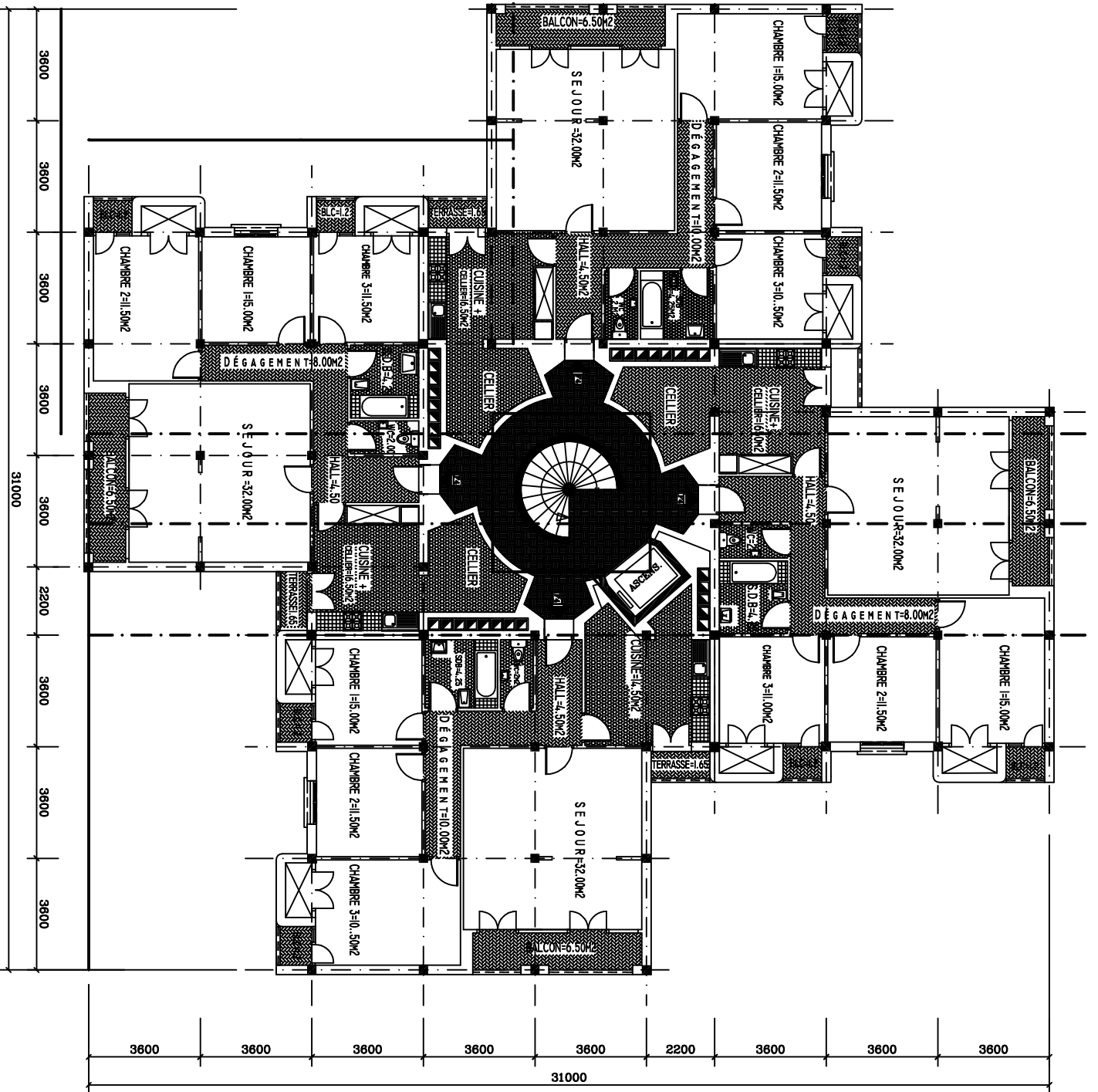
-REBAI Bilal MAA. Examineur

-BENADDI HACHEMI MAA. Examineur

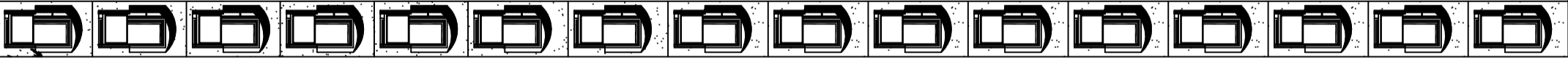
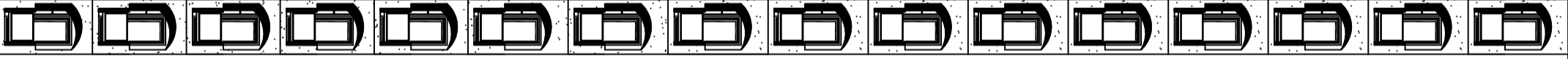
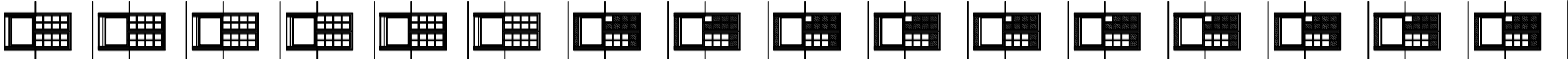
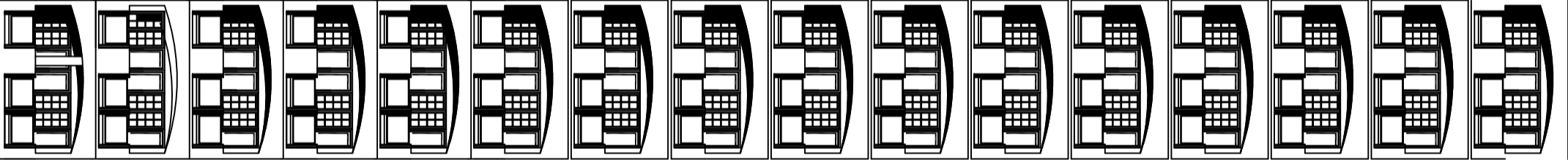
*Présenté le 27/06/2016*

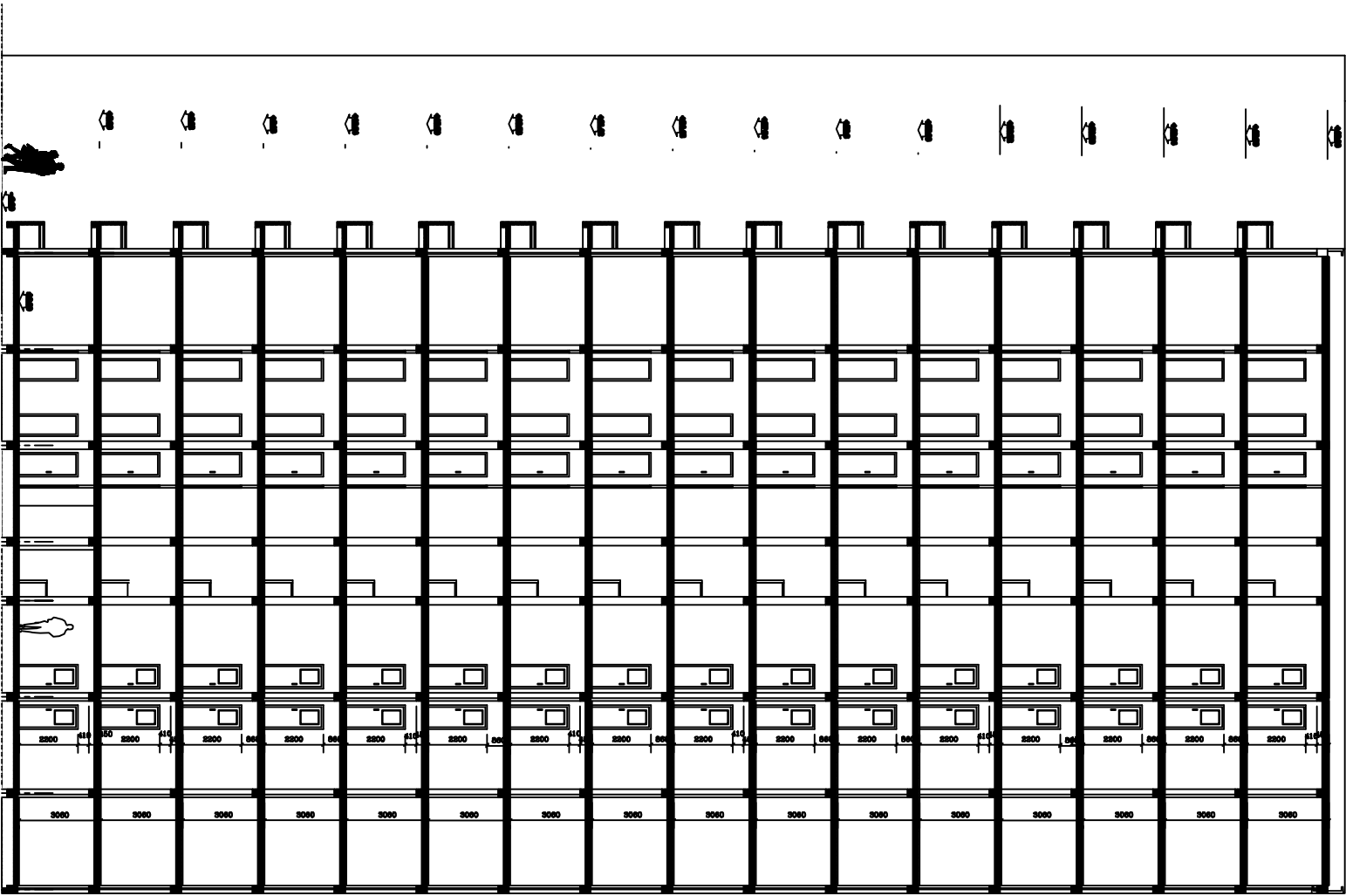






Plan d'étage courant Ech: 1/100





# Remerciement

- ✚ Toute notre parfaite gratitude et remerciement à **Allah** le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.
- ✚ C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur **Abdel Hakim Bouhadra** pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.
- ✚ Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.
- ✚ Nous saisissons également cette opportunité pour remercier tout nos enseignants durant tout notre cursus ainsi que les responsables de l'administration.
- ✚ A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

# DÉDICACES

« وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

*Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation.*

*Toute ma famille : Ayadi et Selaoui.*

*Mes amies.*

*A toute la Promotion 2016.*

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

## Summary

This project presents a detailed study of an irregularly usage domicile building consists of a ground floor + 15 étage implanted in the wilaya of Alger. This study consists of four parts.

**The first part:** is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the prédimensionnement structure and finally the descent of the load.

**The second part:** was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).

**The dynamic study of the structure:** was begin in the third part determined by Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

**-The last part:** includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, and beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, Modifiée99 Algerian seismic regulations and RPA 99 / version 2003.

**Keywords:** building, concrete, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014; RPA 99 / version 2003; BAEL 91 révisée 99.

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un Bâtiment de forme irrégulière à usage d'habitation, constitué par un rez de chaussée +15 étages, implanté à la wilaya d'Alger. Cette étude se compose de quatre parties principales.

**La première partie :** c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural de Bâtiment, Ensuite le prédimensionnement des éléments de la structure et enfin la descente des charges.

**La deuxième partie :** a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, les poutrelles, les planchers et l'acrotère).

**L'étude dynamique de la structure :** a été entamée dans la troisième partie on utilisant le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

**La dernière partie :** comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondation). Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

**Mots clés :** Bâtiment, béton, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

## Liste des figures

Figure I.1: Diagrammes déformations –contraintes de béton. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I.2: Diagramme contrainte déformation.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I.3: Diagrammes des déformations limitent de la section.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-1: Coupe verticale du plancher en corps creux. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-2 : Section de la nervure .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-3 : Section de la poutre. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-5 : schéma d'escalier. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-6 : Section réduite du voile. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II.7: Composants d'un plancher terrasse en corps creux. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II.8: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II.9: Composants d'un plancher étage courant corps creux.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II.10: Composants d'un plancher étage courant dalle pleine.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II.11: Remplissage en double cloisons. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II.12: Dimension De L'acrotère.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.1: Schéma l'acrotère.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.2: Schéma de ferrailage. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.3: Schéma statique de balcon.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.4: Schéma de ferrailage de balcon. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.5: Schéma statique de poutre chaînage.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.6: diagramme de moment. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.7: Schéma de ferrailage de la poutre chaînage. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.8: Schéma de ferrailage d'escalier.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.9: Schéma de ferrailage de la Nervure.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.10: La treilli soudé de la dalle mince.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.11: L'enrobage $d_x$ et $d_y$ de la dalle pleine. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.12: Schéma de ferrailage de la dalle Pleine. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.13: Schéma de dalle flottante sur terre plein.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.14: Schéma d'un ascenseur Mécanique.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.15: Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<b>non défini.</b>	
Figure .IV.1. Modélisation de la structure par l'interface de robot structural analyse Professional 2014.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure IV.2: Diagramme de spectre de réponse.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure IV-3 : La 1ère disposition des murs voiles et poteaux.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

Figure IV-4 : La 2ème disposition des murs voiles et poteaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV-5 : La 3ème disposition des murs voiles et poteaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV-6 : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux **Erreur ! Signet non défini.**

terrasse X-Y (résultats d'Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV-7 : 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**

terrasse vue : X-Y (résultats d'Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014). .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV-8 : 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**

terrasse vue : X-Y (résultats d'Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014) .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV-9 : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D ..... **Erreur ! Signet non défini.**

(résultats d'Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014). ... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV-10 : 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X-Z ..... **Erreur ! Signet non défini.**

(résultats d'Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014). ... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV-11 : 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: Y-Z ..... **Erreur ! Signet non défini.**

(résultats d'Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014). ... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV-12 : l'effet P- ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V-1 : Action du vent. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V-2 : Répartition de la pression dynamique. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V-3 : Répartition de  $Z_j$ . .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V-4 : Légende pour les parois verticales. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V-5 : Légende pour les toitures plates. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V-6 : Répartition des pressions sur les parois verticales-Direction du vent  $V_1$  **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V-7 : Vue en plan et vue en élévation, sens XZ. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V-8 : Répartition de  $C_{pe}$  sur les parois horizontales - Direction du vent  $V_2$  **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V-9 : Vue en plan et vue en élévation, sens XY. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V-10 : Répartition de  $C_{pe}$  sur les parois verticales - Direction du vent  $V_1$ . **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V-11 : Répartition de Cpe sur les parois verticales - Direction du vent V1. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V-12 : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V-14 : Force résultante R. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.2: zone nodales **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.3. Schéma de ferrailage des poutres secondaires **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.4. Schéma de ferrailage des poutres secondaires **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.5: Sollicitations sur les poteaux. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.6: zone nodales **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.6 : Coupe de Ferrailage des poteaux  $40 \times 40 \text{ cm}^2$  **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.7. Schéma de ferrailage des Poteaux carrés. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.8. Schéma de ferrailage des Poteaux circulaires. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.9. Disposition des armatures verticales dans les voiles. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.10: diagramme d'une section entièrement comprimée. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.11 : diagramme d'une section entièrement tendue **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.12: diagramme d'une section partiellement comprimée. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. VI.13: Schéma de distribution des contraintes sur "L" **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.14 Schéma de ferrailage de voile V1 **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.15 Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble Poteau (RDC) de rive et de voile V1. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.1: section de poutre. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.2: zone nodales **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.3. Schéma de ferrailage des poutres secondaires. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.4. Schéma de ferrailage des poutres secondaires. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.5: Sollicitations sur les poteaux. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.6: zone nodales **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.7 : Coupe de Ferrailage des poteaux  $40 \times 40 \text{ cm}^2$  **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.8. Schéma de ferrailage des Poteaux carrés. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.9. Schéma de ferrailage des Poteaux circulaires. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.10. Disposition des armatures verticales dans les voiles. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.11: diagramme d'une section entièrement comprimée. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.12 : diagramme d'une section entièrement tendue **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.13: diagramme d'une section partiellement comprimée. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. VI.14: Schéma de distribution des contraintes sur "L" **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.15 : Schéma de ferrailage de voile V1 **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VI.16 : Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble Poteau (RDC) de rive et de voile V1. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VII.1: Schéma de ferrailage de longrine. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .VII.2: Pression des terres sur le voile périphérique. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. VII.3: Schéma de Ferrailage de voile périphérique. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure.VII.4: Dimensions du radier. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. VII.5:Schéma de transmission des charges sur le radier. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.7 : schéma de 1ère proposition de radier général nervuré..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.8: différentes sollicitations agissantes aux 1ère radier proposé Moment:  $M_{xx}$  «ELU». .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII.9: différentes sollicitations agissantes aux 1ère radier proposé Moment:  $M_{xx}$  «ELS». .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.10: différentes sollicitations agissantes aux 1ère radier proposé Moment:  $M_{yy}$  «ELS». .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.11: L'effort tranchant agissant sur le radier :  $T_{xx}$  «ELU»..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.12: L'effort tranchant agissant sur le radier :  $T_{yy}$  «ELU»..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.13 : exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. VII.14 : Schéma d'une coupe transversale en travée et en appui. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.15 : Exemple des diagrammes des efforts tranchant agissants aux niveaux des nervures. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. VII.16: Ferrailage de la nervure en travée et la dalle du radier. . **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. VII.17: Ferrailage de la nervure en travée et la dalle du radier.....**Erreur ! Signet non défini.**

## Liste des tableaux

- Tableau I.1 : Les caractéristiques géométriques de la structure..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau I.2 : Les compositions moyennes du béton. .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau I.3 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ . .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau I.4 : Combinaisons d'actions ELS. .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau I.5 : Combinaisons d'actions ELU. .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.1 : dimensionnements du plancher en corps creux. .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.2 : les résultats des conditions pour choisir l'épaisseur de la dalle pleine. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.3 : les résultats du pré dimensionnement d'escalier. .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.4 : les résultats du prédimensionnement des poteaux. .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.6 : La charge de la dalle pleine du plancher terrasse non accessible. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.8 : Evaluation des charges permanentes plancher étage courant (dalle plein). .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.9 : Evaluation des charges permanente mur extérieure. .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.10 : Evaluation des charges permanente de balcon (dalle pleine). .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.11 : Evaluation des charges permanente de balcon (garde corps). .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.12 : Evaluation des charges permanente et des charges d'exploitation. .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.13 : les valeurs de  $(\rho, r)$  selon les sections des poteaux. .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.14 : Vérification des sections adoptées pour les poteaux de rive. .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.15 : Vérification des sections adoptées pour les poteaux de centre.... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.16 : les valeurs de  $(\rho, r)$  selon les sections des poteaux. .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.17 : Vérification des sections adoptées pour les poteaux de centre.... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II.18 : 1<sup>ère</sup> Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.  
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II.19 : 2<sup>ème</sup> Vérification selon le RPA99/version 2003 de dimensions des poteaux.. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II.20 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.1 : Moment et l'effort normal. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des résultats de justification en travée et en appuis. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.4 : Charges et surcharge de Paillasse..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.5 : les valeurs des moments de Paillasse. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des résultats de justification en travée et en appuis. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.8 : Charges et surcharge sur Nervure. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.9 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 2 terrasse. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.10 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type 1terrasse. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.11 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type 2 terrasse. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.12 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 1 étage courant. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.13 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 2 étage courant. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.14 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type 1 étage courant. . **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.15 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type 2 étage courant. . **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.16 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.17 : Tableau récapitulatif des résultats de justification en travée et en appuis. ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III-18 : Charges et surcharge de la dalle pleine..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III-19 : Valeurs approchées du coefficient  $\mu_x, \mu_y$ . .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.20 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS terrasse. ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.21 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU étage courant. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.22 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS étage courant. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.23 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée terrasse. ...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.24 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis terrasse. .**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.25 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis terrasse.  
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.26 : Tableau récapitulatif des résultats de justification en travée et en appuis terrasse.  
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.27 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis étage courant. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.28 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis étage courant. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.29 : Tableau récapitulatif des résultats de justification en travée et en appuis étage courant. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.30 : résultants des moments  $M_x$  et  $M_y$  à L'ELU. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.31 : résultants des moments  $M_x$  et  $M_y$  à L'ELS. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.2 : Résultats de l'analyse des variantes. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.3: le poids des différents niveaux de la structure. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.4: les différents Caractéristiques géométriques de la structure. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.5:Période et facteur de participation massique..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.6: vérification des déplacements suivant le sens X et Y. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.7: les efforts tranchants résultants. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.8 : les efforts tranchants résultants ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.9.Vérification La participation des éléments résistants au contreventement. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.10 : Justification vis-à-vis de l'effet P-  $\Delta$  sens X (Combinaison Ex).**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV.11 : Justification vis-à-vis de l'effet P- sens Y (Combinaison Ey).....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.1 : Valeurs de la pression dynamique de référence. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.2 : Valeurs des  $q_{dyn}$  appliqués de chaque niveau. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.3 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.4 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.5: Cpe pour les parois verticales de Tour à la base rectangulaire. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.6 : Coefficient de pression extérieure des toitures plates. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.7 : valeurs de Cp dans le cas :  $C_{pi} = 0,8$ ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.8 : valeurs de Cp dans le cas :  $C_{pi} = -0,5$ . .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.9 : Valeurs de  $q_j$  dans le sens longitudinale Pour :  $C_{pi} = 0,8$ . **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.10 : Valeurs de  $q_j$  dans le sens transversale Pour :  $C_{pi} = 0,8$ . **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.11 : Valeurs de  $q_j$  dans le sens longitudinale Pour :  $C_{pi} = -0,5$ . .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.12 : Valeurs de  $q_j$  dans le sens transversale Pour :  $C_{pi} = -0,5$ . .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.13 : Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.14 : Résultats des efforts de vent appliqués à la base de la Tour. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.1 : Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.2: Ferrailage longitudinale des poutres principales..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.3: Ferrailage longitudinale des poutres secondaires. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.4: Ferrailage transversal de poutres principales et secondaires. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.VI.5 : Vérification a L'ELS des Poutres principales..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.6 : Vérification a L'ELS des Poutres secondaire. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.7 : Sollicitations de poteau sous différents combinaisons..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.8 : Ferrailage des poteaux de rive. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.9 : Ferrailage des poteaux de center 1(carré). .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.10 : Ferrailage des poteaux de center 2..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poteaux de rive... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.13: Vérification des contraintes à l'ELS pour les Poteaux de centre2 cercle. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.14:le rapport entre la longueur de flambement et la hauteur libre. ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.15: Ferrailages des voiles. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.VI.16: choix des barres du ferrailage horizontal des voiles. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau .VI.1. Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis terrasse...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.4: Réaction à la base de la structure..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII.5.Efforts exercés à la base de la tour à l'E.L.A. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.VII.6 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des panneaux en travée. .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.VII.7: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des panneaux en appui..... **Erreur ! Signet non défini.**

## **INTRODUCTION GENERALE :**

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

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

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

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

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

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de forte sismicité, comportant un RDC et 15 étages à Alger.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres

- ◆ Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ◆ Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- ◆ Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers...etc.).

- ◆ Le 4<sup>ème</sup> chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.
- ◆ Le 5<sup>ème</sup> chapitre portera sur l'étude de vent du bâtiment, la détermination de l'action de vent et en comparant à celles du séisme.
- ◆ Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 est présenté dans le 5<sup>ème</sup> chapitre.
- ◆ Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

## Chapitre I : Généralistes et Définitions

### I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment (**R+15**) à usage d'habitation, qui sera implanté à Alger, classée par le règlement parasismique algérien «**RPA 99 version 2003**» comme une zone de fort séismicité «**ZONE** ».

#### Caractéristique géométrique:

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes:

-Longueur Totale (m)	31
- Largeur Totale (m)	31
- Hauteur Totale (m)	49,56
- Hauteur d'étage courant (m)	3,06
- Hauteur de R.D.C. (m)	3,06
- Surface total (m <sup>2</sup> )	961

**Tableau I.1** : Les caractéristiques géométriques de la structure.

### I.2 Conception de la structure :

La structure doit répondre aux critères suivants : stabilité, résistance et confort.

Le calcul à été fait de telle façon à assurer une bonne résistance aux sollicitations provoquées par :

- Les charges verticales (Charges Permanentes et Surcharges d'exploitations).
- Les charges horizontales (dues à l'action du Séisme et Vent).

### I.3 Présentation structurale :

- les éléments qui constituent la superstructure portante sont des portiques, et des voiles selon les deux directions.
- Les planchers sont des parties horizontales de la Construction séparant les niveaux d'un bâtiment, on distingue :
  - 1) Plancher à corps creux est réalisés pour les raisons suivantes :
    - les portées des poutres ne sont pas importantes.
    - la facilité de réalisation.
    - diminue le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
    - Raison économique.

-2) Planchers dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

- les façades sont des murs en double parois (murs extérieurs en briques creuses  $e = 15\text{cm}$  et murs intérieurs en briques creuses  $e=10\text{cm}$ ) séparés par une l'âme d'air d'épaisseur  $e = 5\text{cm}$  pour le but d'isolation phonique et thermique.
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- l'acrotère est une murette en béton armé coulée sur place ayant pour rôle la protection de l'étanchéité et la sécurité humaine.
- Le revêtement du bâtiment est constitué par :
  - carrelage pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
  - enduit en plâtre de 2cm pour les murs intérieurs et plafonds.
  - Du mortier de ciment de 2cm pour crépissages des façades extérieurs.
  - L'étanchéité multi couche pour les planchers terrasses.

#### **I.4 Règle de calcul :**

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

1. Règle parasismique algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
2. Charge permanentes et charge d'exploitations (DTR-BC.2.2).
3. Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).
4. Initiation au béton armé (règles BAEL83).

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

##### **I.5.1 Introduction:**

Les bétons et aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

##### **I.5.2 Béton:**

###### **I.5.2.1 Composition moyenne du béton**

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un

dosage en ciment permettant d'obtenir, dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à **25 MPa**.

composantes	Graviers 5 / 25	Sable 0 / 5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

**Tableau I.2 :** Les compositions moyennes du béton.

**I.5.2.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :**

- Masse volumique : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m<sup>3</sup> (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m<sup>3</sup>).
- Retrait hygrométrique : Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée, il diminue de volume.
- Le fluage : lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs:
  - Composition du béton
  - Géométrie de la pièce
  - Conditions atmosphériques
  - L'âge du béton lors de l'application de la charge.

**I.5.2.3 La résistance caractéristique du béton :**

➤ **En compression** «f<sub>cj</sub>» :BAEL91 Article (A.2.1 ,11).

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : f<sub>cj</sub> = 25 [MPa]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{À un âge } j < 28 \text{ jours : } f_{c_j} = \frac{j}{4,67 + 0,83 j} f_{c_{28}} \quad \text{Pour } f_{c_{28}} \leq 40 \text{ [MPa]} \\ \text{À un âge } j \geq 28 \text{ jours : } f_{c_j} = 1,1 f_{c_{28}} \quad \text{Pour } f_{c_{28}} \leq 40 \text{ [MPa]} \end{array} \right.$$

➤ **En traction** « f<sub>tj</sub> » : BAEL91 Article (A.2.1 ,12).

La résistance caractéristique à la traction du béton à J jours notée f<sub>tj</sub> est Conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,060 f_{c_j} \quad \text{pour notre cas : } f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MP a.}$$

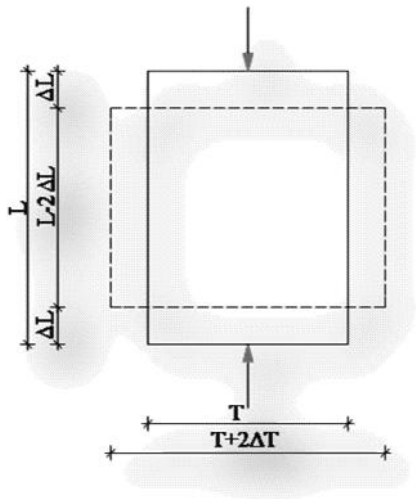
**I.5.2.4 Coefficient de poisson : BAEL91 Article (A.2.1, 3).**

$$\nu = \frac{\text{déformation transverse}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égal à:

= 0,20 pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)

= 0 pour la justification aux E.L.U



L : raccourcissement longitudinal.

T : Allongement transversal.

$$\nu = \frac{T}{L} \text{ Coefficient de poisson}$$

Béton non fissurée : = 0,20

Béton fissuré : = 0,00

**I.5.2.5 La déformations longitudinale du béton :**

**I.5.2.5.1 Déformations instantanées  $E_{ij}$  : BAEL91 Article (A.2.1, 2).**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

Le module de déformation longitudinale instantanée ( $E_{ij}$ ) de béton est:

$$E_{vj} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{MPa}$$

**I.5.2.5.2 Déformations différées  $E_{vj}$  : BAEL91 Article (A.2.1 ,22).**

Sous contraintes de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{MPa}$$

**I.5.2.6 Les contraintes limites : D'après, BAEL91 Article (A.4.3 ,4).**

On distingue deux états limites :

**I.5.2.6 .1 Etat limite Ultime :**

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

-La contrainte limite du béton en compression est :

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

Notation :

- $\theta = 1$  durée > 24 h
- $\theta = 0.9$  1h < durée < 24 h
- $\theta = 0.85$  durée < 1 h

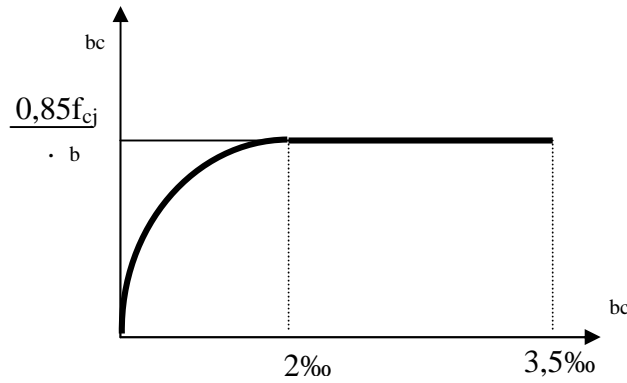


Figure I.1: Diagrammes déformations –contraintes de béton.

$\gamma_b = 1,5$  Combinaisons courantes

$\gamma_b = 1,15$  Combinaisons accidentelles.

Dans notre cas :  $f_{bu} = 14,2$  MPa.

**I.5.2.6.2 Etat limite de service :**

Les vérifications à effectuer portent généralement sur :

- ✚ Un état limite de compression du béton.
- ✚ Un état limite d'ouverture de fissure.

Les contrainte de compression du béton est limite à  $0,6f_{cj}$  dans notre cas  $\sigma_{bc} = 15$ MPa.

**I.5.2.6.3 Contrainte Limite de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement a **ELU** est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.} \\ \tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable \& fissuration très Préjudiciable.} \end{array} \right.$$

**I.5.3 L'acier:** BAEL91 Article (A.2.2).

L'acier est un alliage fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25 de carbone.
- Aciers durs pour 0,25 à 0,40 de carbone.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pour toutes les nuances :

$$E_s = 2,10^5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A.2.2.1).}$$

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$  sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e$ E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	$F_e$ E 24	235	
Barre HA Type 3	$F_e$ TE 40	400	Emploi courant
	$F_e$ TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	$F_e$ TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	$F_e$ TE	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50w > 6 mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 w 6 mm	520	

Tableau I.3 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

I.5.3.1 Diagramme contrainte déformation : BAEL91 Article (A.2.2.2).

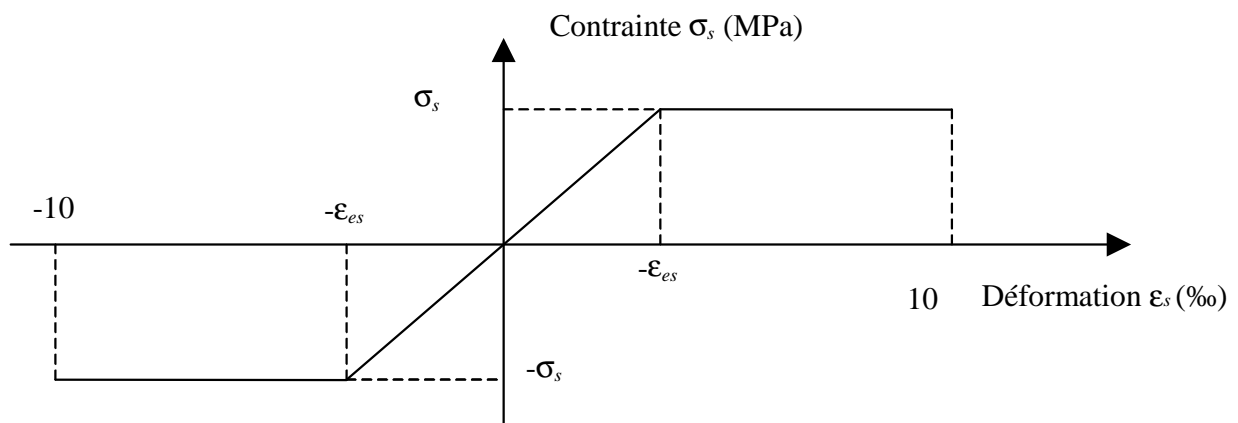


Figure I.2: Diagramme contrainte déformation.

I.5.3.2 Contraintes limite:

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

$\chi_s = 1,15$  Combinaisons courantes.

$\gamma_s = 1$  Combinaisons accidentelles

✓ Etat limite ultime : Barre lisse :  $\sigma_s = 204,34 \text{ MPa}$

✓ Etat limite de service : Barre H.A :  $\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$

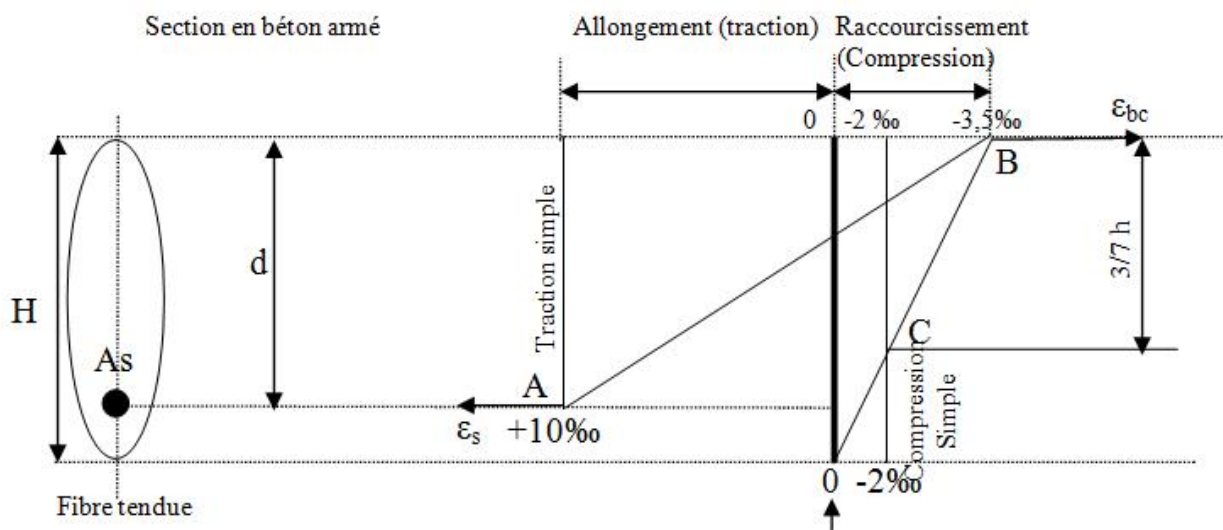
$$E.L.S : \begin{cases} - \text{Cas de fissuration peut préjudiciable} : \bar{\sigma}_s = f_e \\ - \text{Cas de fissuration préjudiciable} : \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (110 \sqrt{f_{tj}}, 240 \text{Mpa}) \right\} \\ - \text{Cas de fissuration très préjudiciable} : \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max (90 \sqrt{f_{tj}}, 200 \text{Mpa}) \right\} \end{cases}$$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration.

= 1 Pour rondes lisses.

= 1,6 Pour acier HA.

**I.5.4 Règles des trois pivots:**



**Figure I.3:** Diagrammes des déformations limitées de la section

- **Pivot A :** Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B :** Flexion avec état ultime atteint dans le béton.
- **Pivot C :** Compression simple ou composée.

**I.6 HYPOTHESES DE CALCUL :**

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

Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

**I.6.1.1 Etats limites ultimes (ELU) :** correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

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

➤ **Hypothèses:**

- les sections droites restent planes avant déformation restant planes et perpendiculaires à la ligne moyenne après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Raccourcissement ultime du béton :  $\epsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$  en flexion.  
 $\epsilon_{bu} = 2 \text{‰}$  en compression.
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : A, B ou C.

🚧 **I.6.1.2 Etats limites de service (ELS) :** constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses:**

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

## I.7 ACTIONS ET SOLLICITATIONS :

Les éléments constructifs d'un bâtiment doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la bonne stabilité de ces derniers.

### I.7.1 Les Actions :

Les Règles BAEL91 distinguent **article (A. 3.1, 1)**:

— les actions **permanentes**, notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite comme, par exemple, les actions dues aux déformations différées du béton (retrait, fluage) :

— les actions **variables**, notées  $Q_i$ , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;

— les actions **accidentelles**, notées  $E$ , provenant de phénomènes rares (séisme, chocs,...).

Les valeurs des actions à introduire dans les calculs ont généralement un caractère nominal; celles visées ci-après sont des valeurs forfaitaires et simplifiées, qui tiennent lieu de valeurs caractéristiques ou de valeurs représentatives telles qu'elles sont définies dans les Directives communes.

**I.7.2 Sollicitations**

**I.7.2.1 Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer dans les cas les plus courants sont les suivantes.

**A/. Vérification des états-limites de service :**

Actions permanentes $G_{max} + G_{min}$	de base $Q_1$	Actions variables d'accompagnement $\psi_{02} Q_2$
G	$Q_B$	0 ou 0,77 W ou 0,77 $S_n$
	W	0 ou $\psi_0 Q_B$
	$S_n$	0 ou $\psi_0 Q_B$

**Tableau I.4 :** Combinaisons d'actions ELS.

**B/. Vérification des états-limites ultimes de résistance :**

Actions permanentes $1,35 G_{max} + G_{min}$	de base $\gamma_{Q1} Q_1$	Actions variables d'accompagnement $1,3 \psi_{02} Q_2$
1,35 G ou G	1,5 $Q_B$	0 ou W ou $S_n$ ou W + $S_n$
	1,5 W	0 ou 1,3 $\psi_0 Q_B$ ou $S_n$ ou 1,3 $\psi_0 Q_B + S_n$
	1,5 $S_n$	0 ou 1,3 $\psi_0 Q_B$ ou W ou 1,3 $\psi_0 Q_B + W$

**Tableau I.5 :** Combinaisons d'actions ELU.

**C/. Combinaisons accidentelles :**

Elles s'écrivent symboliquement :  $G_{max} + G_{min} + F_A + \sum_{i1} Q_i + \sum_{i2} Q_i$

Avec :  $F_A$  valeur représentative de l'action accidentelle.

## **Chapitre II : Prédimensionnement et Descente de Charge**

### **II.1 Introduction:**

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

### **II.2 Pré dimensionnement :**

Avant de procéder a la descente de charge permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment:

- les dalles et planchers.
- les poutres.
- les poteaux et les voiles.les escaliers

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règlements en vigueur, le "BAEL91" et "RPA 99 –version 2003-", en vérifie les conditions de résistance et de flèche.

#### **II.2.1 Les planchers :**

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment distingué à reprendre les charges d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et à transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

On à deux types de planchers :

- Plancher à corps creux ;
- Plancher en dalles pleins;

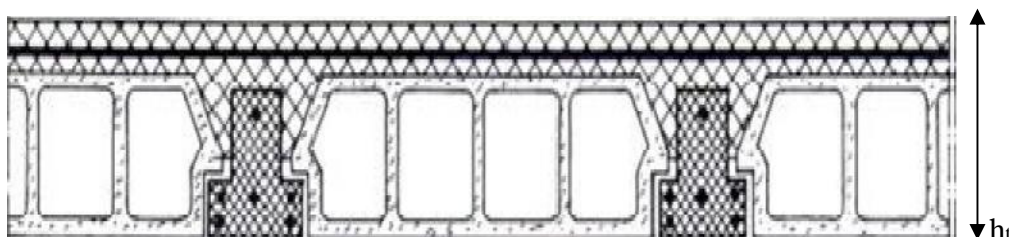
Dans ce projet les planchers sont en corps creux, et dalles pleines.

##### **II.2.1.1 Dalle corps creux :**

##### **Condition du règlement BAEL 91 :**

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume en le dimensionnement d'une Poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche qui stipule que :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$



**Figure II-1:** Coupe verticale du plancher en corps creux.

Avec : L : le porté maximal entre nus d'appuis.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$L = \max \{L_{\max} (\text{sens } x) ; L_{\max} (\text{sens } y)\}$$

$$L = \max \{330 \text{ cm} ; 330\text{cm}\} \quad L = 330 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{330}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 14,66 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur  $h_t = 20 \text{ cm}$  :  $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$

### II.2.1.2 Les nervure :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants :

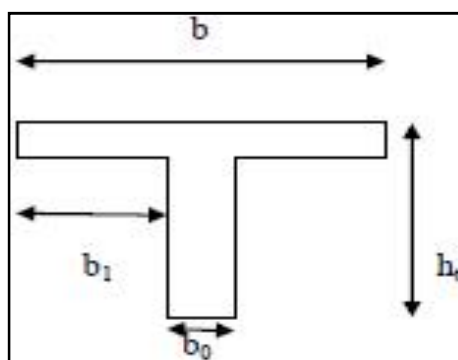


Figure II-2 : Section de la nervure

La largeur de la dalle de compression est égale à  $b = b_0 + 2b_1$  ;

$$\text{Avec : } b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2} , \frac{L}{10} \right\} \Rightarrow b_1 = \min \{26,5, 33\} \text{ Soit } b_1=26,5\text{cm}$$

$b_0$  : largeur de la nervure est telle que  $0,2d \leq b_0 \leq 0,4d$  avec  $d = 17\text{cm}$

$$3,6 \leq b_0 \leq 6,8$$

On prend  $b_0 = 12\text{cm}$  pour des raisons praticables (facilité la mise en œuvre).

Epaisseur de la dalle de compression	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur $b_0$ des nervures	12cm
Distance $L_0$ entre deux nervures	53cm

Tableau II-1 : dimensionnements du plancher en corps creux.

### II.2.1.3 Dalle pleine:

Pour la dalle pleine (la dalle noyau) de la construction :

$$L_x \text{ et } L_y \text{ avec: } L_x < L_y: \text{ le rapport des portées: } = \frac{L_x}{L_y}$$

Si : 0,4 La dalle travail dans un seul sens.

0,4 1 La dalle travail dans les deux sens.

Donc :

$$L_x = 455 \text{ cm, } L_y = 910 \text{ cm}$$

$$= \frac{455}{910} = 0,5 \Rightarrow \text{ La dalle travail dans les deux sens.}$$

On choisir l'épaisseur d'après les conditions suivantes :

- ✓ Condition de résistance.
- ✓ Condition de flèche.
- ✓ Condition de sécurité.
- ✓ Condition de résistance au feu.

#### A) Condition de résistance :

$L_x$ : Le plus grande portée dans le sens X

-Pour les dalles portant dans un seul sens (  $< 0,4$ ):

$$h \frac{L_x}{20} \text{ pour un panneau isolé.}$$

$$h \frac{L_x}{25} \text{ pour une dalle continue (plusieurs panneaux).}$$

-pour les dalles portant dans les deux sens (  $> 0,4$ ):

$$h \frac{L_x}{30} \text{ pour un panneau isolé.}$$

$$h \frac{L_x}{40} \text{ pour une dalle continue.}$$

Nous avons un panneau isolé avec un coefficient  $> 0,4$  alors  $h \frac{L_x}{30} = \frac{455}{30} = 15,16 \text{ cm}$

#### B) Condition de flèche :

$$\frac{L_y}{20} h_o \frac{L_x}{30} \quad 22,75 \quad h_o \quad 15,16 \text{ cm}$$

#### C) Condition de sécurité :

$$h_o \quad h_{\text{omin}}$$

D'après RPA 99 "version 2003":  $h_{\text{omin}} = 5 \Rightarrow h_o = 5 \text{ cm}$

**D) Condition de résistance au feu :**

Une résistance au feu d'une durée de deux heures et pour permettre l'évacuation des personnes :  $h_o = 11 \text{ cm}$ .

**E) Condition d'isolation phonique:**

Pour avoir une bonne isolation phonique  $h_o = 16 \text{ cm}$

D'après ces conditions :

Condition de résistance	$h = 15,16 \text{ cm}$
Condition de flèche	$22,75 \leq h_o \leq 15,16 \text{ cm}$
Condition de sécurité	$h_o = 5 \text{ cm}$
Condition de résistance au feu	$h_o = 11 \text{ cm}$
Condition d'isolation phonique	$h_o = 16 \text{ cm}$

**Tableau II-2 :** les résultats des conditions pour choisir l'épaisseur de la dalle pleine.

On choisi :  $h_o = 20 \text{ cm}$ .

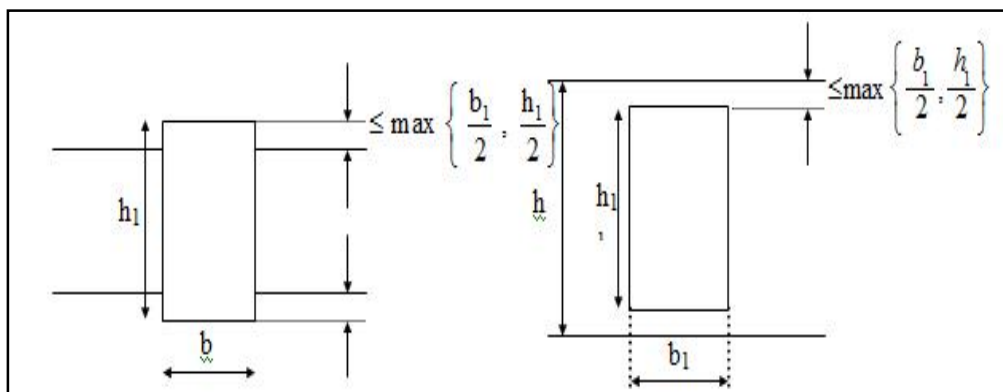
**II.2.2 Les poutres :**

Selon RPA 99 "version 2003" les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes :

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm}$
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm}$
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4$
- ✓  $b_{\text{max}} \leq 1,5 h + b_1$

Où  $b$  : est largeur de la poutre.

$h$  : hauteur utile de la poutre.



**Figure II-3 :** Section de la poutre.

### II.2.2.1 Poutres principales :

Selon le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h_t < b \leq 0,4h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{330}{15} = 22 \text{ cm} < h_t \leq \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 12 < b \leq 16 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

### Vérification suivant RPA 99 "version 2003":

Selon RPA 99"version 2003" les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{on à : } \left\{ \begin{array}{l} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 < 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{vérifiées}$$

### II.2.2.2 Poutre secondaire :

Selon le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h_t < b \leq 0,4h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{330}{15} = 22 \text{ cm} < h_t \leq \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ 10,5 < b \leq 14 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

### Vérification suivant RPA 99"version 2003" :

Selon R.P.A 99 "version 2003" les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{on à : } \left\{ \begin{array}{l} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{vérifiées}$$

### II.2.2.3 Poutre chaînage :

Selon le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h_t < b \leq 0,4h_t \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{330}{15} = 22 \text{ cm} < h_t \leq \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 30 \text{ cm} \\ 9 < b \leq 12 \rightarrow \text{on prend } b = 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,5 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**Vérification suivant RPA 99 "version 2003" :**

Selon RPA 99 "version 2003" les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{on à : } \left\{ \begin{array}{l} h = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 20 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{vérifiées}$$

**II-2.3 Les escaliers:**

Pour assurer le confort des usagers il faut que la condition de **BLONDEL** soit vérifiée :

$$60 \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

g : Giron de marche

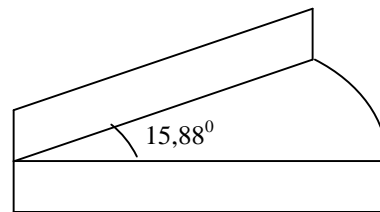
h : Hauteur de la contre marche  $16,5 \leq h \leq 17,5\text{cm}$

Pour l'escalier d'étage  $h = 17\text{cm}$

$$g = x \cdot \sin 15,88 \quad 0 \leq x \leq 155\text{cm}$$

$$g = 26\text{cm} \quad (\text{en moyenne}).$$

$$g + 2h = 60 \dots\dots\dots \text{ok}$$



**Figure II-4 :** l'angle de marche.

L'escalier comporte **n** contre marches et **n-1** marches:

$$H = \frac{3,06}{2} = 1,53\text{m}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ conter marches}$$

Détermination de l'inclinaison (r ):

$$2H=2r \quad \text{tgr}$$

„ : Ce l'angle de demi-cercle de la cage de l'escalier (en radian):

L'angle du cercle de la cage d'escalier  $270^0$  :

$$\frac{270^0}{2} = 135^0 \quad \text{Donc} \quad = 0,75 \quad \text{rd}$$

$$\text{tgr} = \frac{H}{r} = \frac{1,53}{1,55 \times 0,75} = 0,42 \text{ alors } r = 22,74^0$$

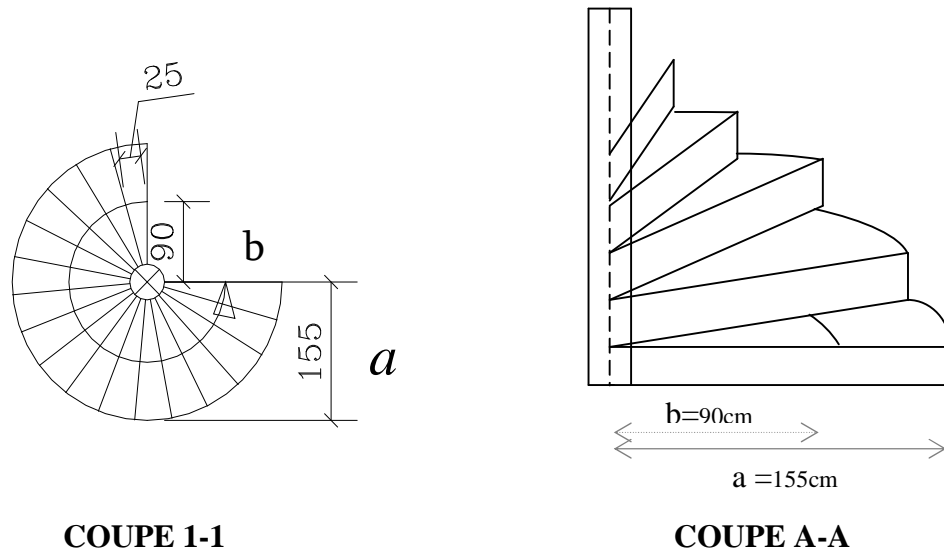


Figure II-5 : schéma d'escalier.

**Détermination de l'épaisseur (e):**

$$L = \sqrt{(a-b)(3a+b)} = \sqrt{(1.55-0.9)(4.65+0.9)} = 190\text{cm}$$

$$L' = \int_0^{0,35f} \int_0^{1,5f} r d_n dw = r 0,35 \times 1,5 = 401,16\text{cm}$$

$$\frac{L'}{30} e_p \quad \frac{L'}{20} \varnothing \quad 13.37 \text{ cm} \quad e_p \quad 20.05 \text{ cm}$$

Donc:  **$e_p = 15 \text{ cm}$**

Les résultats dans le tableau suivant :

H (cm)	L (cm)	h (cm)	(G)	( $\alpha$ )	e_ paillasse (cm)
153	190	17	26	22.74°	15

Tableau II-3 : les résultats du pré dimensionnement d'escalier.

**II.2.4 les voiles:**

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

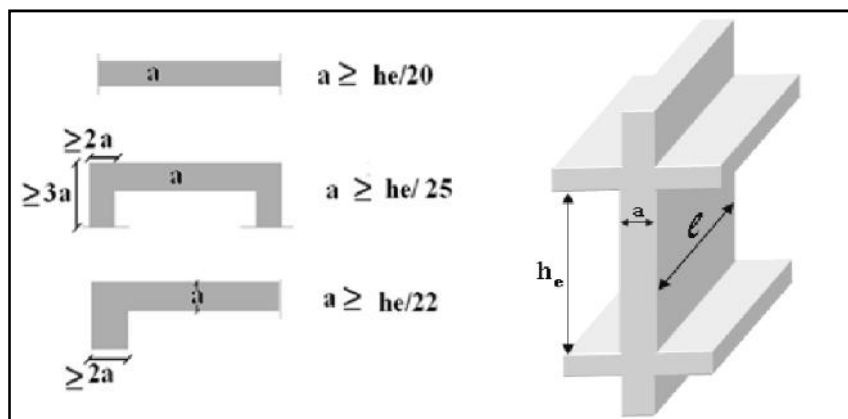


Figure II-6 : Section réduite du voile.

- ✓ L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \max \left\{ a_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right\}$$

- ✓ L'épaisseur minimale est de 15 cm. (RPA 99 « version 2003 » page 56).

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306 - 20}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

Donc, on adopte pour tous les niveaux un voile de :  $a = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Disposition des voiles :**

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

**II.2.5 Balcon :**

- a) Pré dimensionnement de la dalle (pratique de BAEL page 352) :

1-La portée du balcon est de 330 m.

$$r = \frac{L_x}{L_y} = \frac{80}{330} = 0,24 \Rightarrow a < 0,4$$

- ✓ Condition de flèche :

$$h_0 = \frac{L_x}{20} = \frac{80}{20} = 4 \text{ cm}$$

- ✓ Condition de sécurité :

$$h_0 \geq 5\text{cm.}$$

L'épaisseur de la dalle:

$$h_0 \geq \frac{L_x}{10} \Rightarrow \frac{80}{10} \geq 8 \text{ cm}$$

On adopte  $h_0 = 15 \text{ cm.}$

2-La portée du balcon est de 550 m.

$$r = \frac{L_x}{L_y} = \frac{80}{550} = 0.145 \Rightarrow r < 0,4$$

✓ Condition de flèche :

$$h_0 \geq \frac{L_x}{20} = \frac{80}{20} = 4\text{cm}$$

✓ Condition de sécurité :

$$h_0 \geq 5\text{cm.}$$

L'épaisseur de la dalle:

$$h_0 \geq \frac{L_x}{10} \Rightarrow \frac{80}{10} \geq 8 \text{ cm}$$

On adopte  $h_0 = 15\text{cm.}$

## II-2.6 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales. Ils seront dimensionnés par :

- La condition de non flambement BAEL91.
- La condition de résistance: d'après le BAEL91.
- Les conditions R.P.A 99.V. 2003.

### II-2.6.1 vérification vis-à-vis de flambement des poteaux (B.A.E.L 91):

D'après la formule de l'élançement.

$$\leq 50$$

1- Pour les poteaux cariés :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{Et } B = b \times h$$

: Élançement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

A : Section de béton.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$L_f = 0,7 h_e$  (poteaux encastré à des poutres de plancher les deux cotés.)

$$h_e = 306 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 h = 0,7 \times 306 = 214,2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{h/\sqrt{12}} = \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{h} \quad 50$$

$$h = \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{50} = 14,84 \text{ cm}$$

Et pour adopter (b) même condition précédent sauf que (I) change :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 50, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad I = \frac{hb^3}{12} \quad \text{Et } B = b \times h$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{b/\sqrt{12}} = \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{b} \quad 50$$

$$b = \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{50} = 14,84 \text{ cm}$$

2- Pour les poteaux circulaires :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 50, \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad I = \frac{\pi \times D^4}{64} \quad \text{Et } B = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$= \frac{L_f}{i} = \frac{0,71}{\sqrt{\frac{B}{A}}} = \frac{0,71 \times 4}{D}$$

$$= \frac{L_f}{i} = \frac{0,71}{\sqrt{\frac{B}{A}}} = \frac{0,71 \times 4}{D} \leq 50$$

$$D = \frac{214,2 \times 4}{50} = 17,136 \text{ cm}$$

On prend :

Niveau	Poteau de rive B (cm)	Poteau de Center Carré b (cm)	Poteau de Center Circulaire D (cm)
15,14 et 13	40	50	50
12, 11,10 et 9	45	55	55
8, 7,6 et 5	50	60	60
4, 3, 2,1 et RDC	55	65	65

Tableau II-4 : les résultats du prédimensionnement des poteaux.

**II.2.6.2 -Descente des charges :**

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient a chaque plancher et ce jusqu'a la fondation, les différents charges et surcharges existantes sont:

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

**II.2.6.2.1 Charges permanentes G [D.T.R B.C.22] :**

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumique des matériaux les constituantes.

**✚ Poids volumiques des matériaux :**

* Béton armé	: 25 KN/m <sup>3</sup>	* Gravier	: 15 KN/m <sup>3</sup>
* Enduit ciment	: 14 KN/m <sup>3</sup>	* Sable	: 18 KN/m <sup>3</sup>
* Isolation thermique	: 4 KN/m <sup>3</sup>	* plâtre	: 15 KN/m <sup>3</sup>
* Carrelage	: 22 KN/m <sup>3</sup>	* Forme de pente	: 22 KN/m <sup>3</sup>
* Briques creuses	: 15 KN/m <sup>3</sup>	* Etanchéité	: 0,12 KN/m <sup>3</sup>

**II.2.6.2.2 Surcharges d'exploitations Q [D.T.R B.C.22]**

- Plancher terrasse (non accessible) ..... : 1 kN /m<sup>2</sup>
- Plancher Etage courant ..... :1,5 kN /m<sup>2</sup>
- Escalier courant (accessible au public) ..... :2,5 kN /m<sup>2</sup>
- Balcon accessible ..... :3,5 kN /m<sup>2</sup>

**II.2.6.3 Evaluation des charges et surcharges :**

**II.2.6.3.1 Les planché :**

**1. Plancher terrasse :**

**1.1. Plancher terrasse non accessible (corps-creux):**

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaique (KN/m <sup>2</sup> )
1-Gravillons de Protection	0,05	15	0,75
2-Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3-forme Pente de béton	0,08	22	1,76
4-Isolation phonique	0,04	04	0,16
5-Dalle en corps creux	0,20	14	2,80
6-Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
		G	<b>5,79 KN/m<sup>2</sup></b>
		Q	<b>1,00 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau (II.5) :** Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

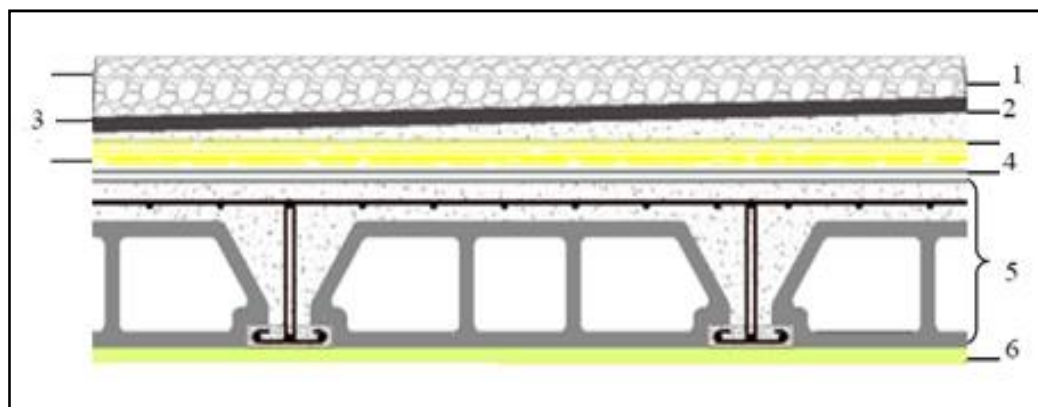


Figure II.7: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

### 1.2 Plancher terrasse non accessible (dalle pleine) :

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccie (KN/m <sup>2</sup> )
1-Gravillons de Protection	0,05	15	0,75
2-Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3-forme Pente de béton	0,08	22	1,76
4-Isolation phonique	0,04	04	0,16
5-Dalle plein	0,2	25	5
6-Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
		G	7,99KN/m <sup>2</sup>
		Q	1,00 KN/m <sup>2</sup>

Tableau (II.6) : La charge de la dalle pleine du plancher terrasse non accessible.

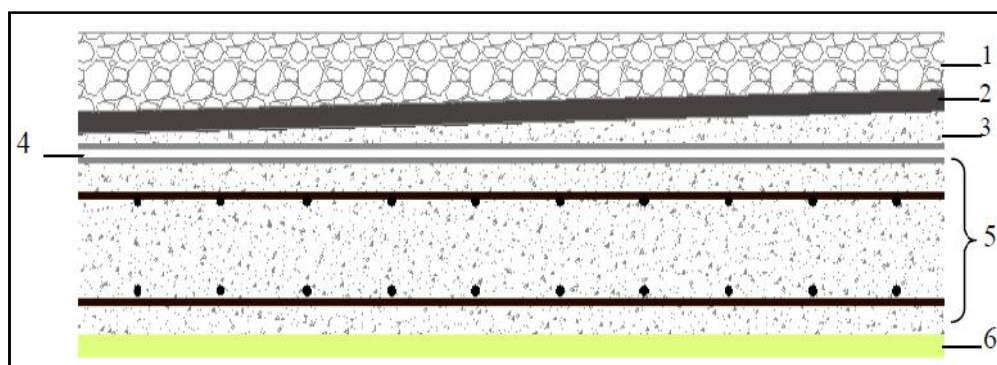


Figure II.8: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

2. Plancher étage courant :

2.1 Plancher étage courant (corps creux)

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (KN/m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	0,02	22	0,44
2- Mortier de pose	0,02	20	0,40
3- Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
4- Lit sable	0,02	18	0,36
5- Dalle de compression en corps creux	0,20	14	2,80
6- Cloisons légère	-	-	1,00
		<b>G</b>	<b>5,2 KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q</b>	<b>1,50 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau (II.7) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

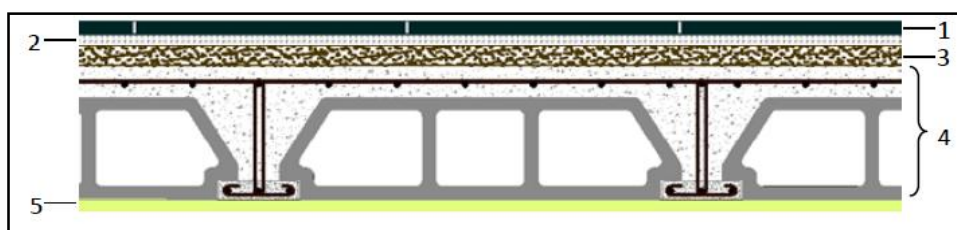


Figure II.9: Composants d'un plancher étage courant corps creux.

2.2-Plancher étage courant (dalle plein) :

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (KN/m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	0,02	22	0,44
2- Mortier de pose	0,02	20	0,40
3- Lit sable	0,02	18	0,36
4- Dalle plein	0,20	25	5
5-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6- Cloisons légère	-	-	1,00
		<b>G</b>	<b>7,4 KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q</b>	<b>1,50 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau (II.8) : Evaluation des charges permanentes plancher étage courant (dalle plein).

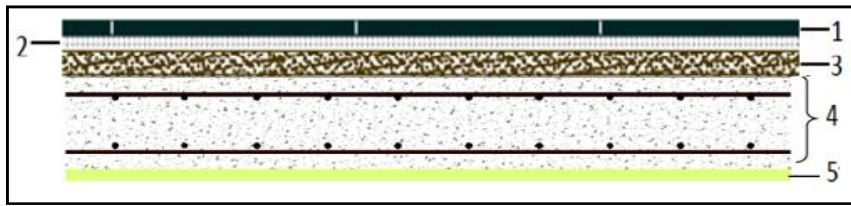


Figure II.10: Composants d'un plancher étage courant dalle pleine.

II.2.6.3.2 Mur extérieur :

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuses 15cm (12trous)	0.15	-	1,3
Brique creuses 10cm (8trous)	0.10	-	0,9
Mortier du ciment	0.02	18	0,36
Mortier du plâtre	0.02	10	0,2
		<b>G</b>	<b>2,76 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau (II.9) : Evaluation des charges permanente mur extérieure.

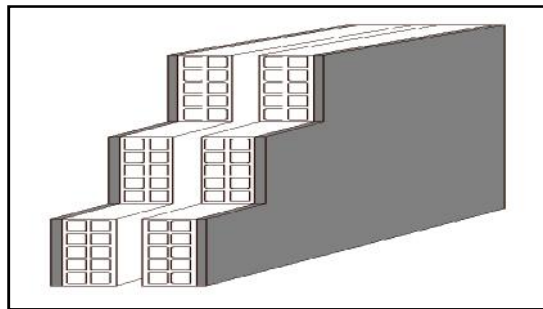


Figure II.11: Remplissage en double cloisons.

Avec 30% d'ouverture  $2,76 \times 0,7 = 1,932 \text{KN/ m}^2$

**G = 1,932KN/m<sup>2</sup>**

II.2.6.3.3 L'acrotère :

Section transversale de l'acrotère

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + \frac{(0,02 \times 0,1)}{2}$$

$\Rightarrow S = 0,069 \text{ m}^2$

$G_1 = S \times 25 = 1,725 \text{KN/ml}$

Poids de l'enduit en ciment :

Pour revêtement de 2 cm on a :

$$X = \sqrt{0,1^2 + 0,02^2} = 0,102 \text{ m}$$

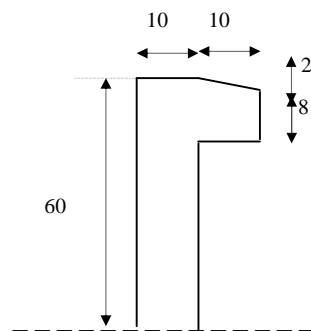


Figure II.12: Dimension De L'acrotère.

$$G_2 = 0,02 \times (0,6 + 0,5 + 0,1 + 0,102 + 0,08 + 0,1) \times 20 = 0,593 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1,725 + 0,593 = 2,318 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2,318 \text{ KN/ml}$$

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

**II.2.6.3.4 Escalier :**

Paillasse

- Poids propre : .....  $\frac{25 \times 0,15}{\cos \gamma} = 4,06 \text{ kN/m}^2$

- Poids des marches : .....  $\frac{20 \times 0,17}{2} = 1,70 \text{ kN/m}^2$

- Carrelage : .....  $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ kN/m}^2$

- Mortier de pose : .....  $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

- Revêtement : .....  $\frac{20 \times 0,02}{\cos \gamma} = 0,434 \text{ kN/m}^2$

- Garde corps métallique : .....  $0,1 \text{ kN/m}^2$

$$G = 7,13 \text{ kN/m}^2$$

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

**II.2.6.3.5 Balcon :**

**A- la dalle pleine :**

Les composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	14	0,28
		<b>G</b>	<b>5,23</b>
		<b>Q</b>	<b>3,50</b>

**Tableau (II.10) :** Evaluation des charges permanente de balcon (dalle pleine).

**B- garde corps des balcons :**

Les composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuses 10cm (8trous)	0,10	-	0,9
enduit du ciment	0,02	14	0,28
		<b>G</b>	<b>1,18</b>
		<b>Q</b>	<b>/</b>

**Tableau (II.11) :** Evaluation des charges permanente de balcon (garde corps).

Elément	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Plancher de terrasse (corps creux)	5,79 kN/m <sup>2</sup>	1 kN/m <sup>2</sup>
Plancher d'étage courant (corps creux)	5,20 kN/m <sup>2</sup>	1,5 kN/m <sup>2</sup>
Plancher de terrasse (dalle plein)	7,99 kN/m <sup>2</sup>	1kN/m <sup>2</sup>
Plancher d'étage courant (dalle plein)	7,40 kN/m <sup>2</sup>	1,5kN/m <sup>2</sup>
Mur extérieure	1,93 kN/m <sup>2</sup>	-
Balcon accessible	5,23 kN/m <sup>2</sup>	3,5 kN/m <sup>2</sup>
Mur sur le balcon	1,18 kN/m <sup>2</sup>	-
L'Acrotère	2,32kN/ml	-
Escalier (Paillasse)	7,13 kN/ m <sup>2</sup>	2,5 kN/m <sup>2</sup>

**Tableau (II.12) :** Evaluation des charges permanente et des charges d'exploitation.

### II.2.6.4 Loi de dégression des surcharges :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

- Loi de dégression des charges (DTR.B.C article 63)

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

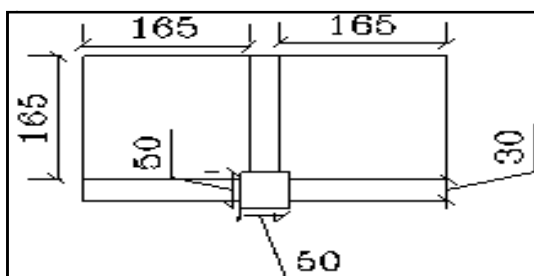
On adoptera pour le calcul :

- Sous terrasse  $Q_0$ .
- Sous dernier étage  $Q_0+Q_1$ .
- Sous l'étage immédiatement inférieur  $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$ .
- Sous le troisième étage  $Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- Sous le quatrième étage  $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ .
- Sous le cinquième étage et les suivants :  $Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$ ,  $n>5$

Le but de descente des charges est une vérification de la dimension des poteaux.

On choisit 6 types des poteaux :

#### 1-Poteau de rive :



Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	
N1-1	Acrotère	3,6 x 2, 318	8,344	
	Plancher terrasse	1,65x1, 65x2 x 5, 79	31,53	
	Poutre longitudinale	3,3 x (0,3x0,4) x25	9,90	
	Poutre transversale	1,65x 0,3x0, 35 x25	4,33	
	charge d'exploitation	1,6 5x3,3x1, 0	-	5,445
	Total 1-1		<b>54,10</b>	<b>5,445</b>

<b>N2-2</b>	Revenant de N 1-1		54,10	5,445
	Plancher d'étage courant	(1,65x3,3)5,2	28,31	
	Poutre longitudinale	3,3x (0,3x0,4) x25	9,90	
	Poutre transversale	1,6+5 x 0,3x0, 35 x25	4,33	
	Mur d'extérieur	3.3x3.06 x 1.932	19,50	
	Poteau	0,4x0, 4x3, 06x25	12,24	
	Sur charge d'exploitation du au plancher		-	8,16
		1,6 5x3, 3x1, 50		
<b>Total 2-2</b>			<b>128,38</b>	<b>13,60</b>

- Total niveau 3-3.....**G= 202,66 KN, Q = 20,949 KN**

- Total niveau 4-4..... **G= 276,94 KN, Q = 27,477 KN**

<b>N5-5</b>	Revenant de N 4-4		276,94	27,477
	Plancher d'étage courant	(1,65x3,3)5,2	28,31	
	Poutre longitudinale	3,3x (0,3x0,4) x25	9,90	
	Poutre transversale	1,6+5 x 0,3x0, 35 x25	4,33	
	Mur d'extérieur	3.3x3.06 x 1.932	19,50	
	Poteau	0,45x0, 45x3, 06x25	15,49	
	Sur charge d'exploitation du au plancher		-	8,16
		1,6 5x3, 3x1, 50		
<b>Total 5-5</b>			<b>354,47</b>	<b>33,189</b>

- Total niveau 6-6.....**G= 432,00 KN, Q = 38,085 KN**

- Total niveau 7-7.....**G = 509,53 KN, Q = 42,165 KN**

- Total niveau 8-8.....**G = 587,06 KN, Q = 46,245KN**

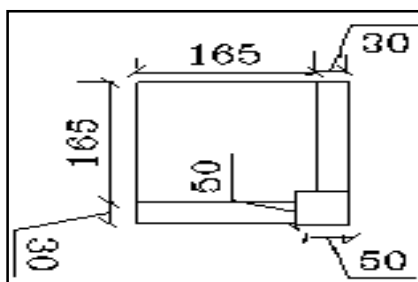
<b>N9-9</b>	Revenant de N 8-8		587,06	46,245
	Plancher d'étage courant	(1,65x3,3)5,2	28,31	
	Poutre longitudinale	3,3x (0,3x0,4) x25	9,90	
	Poutre transversale	1,6+5 x 0,3x0, 35 x25	4,33	
	Mur d'extérieur	3,3x3,06 x 1,932	19,50	
	Poteau	0,5x0, 5x3, 06x25	19,125	
	Sur charge d'exploitation du au plancher	1,6 5x3, 3x1, 50	-	8,16
	<b>Total 9-9</b>			<b>668,225</b>

- Total niveau 10-10.....G= 749,390 KN, Q =54,405 KN
- Total niveau 11-11.....G = 830,555 KN, Q = 58,485 KN
- Total niveau 12-12.....G = 911,720 KN, Q = 62,565 KN

<b>N13-13</b>	Revenant de N 12-12		911,720	62,565
	Plancher d'étage courant	(1,65x3, 3)5,2	28,31	
	Poutre longitudinale	3,3x (0,3x0, 4) x25	9,90	
	Poutre transversale	1,6+5 x 0,3x0, 35 x25	4,33	
	Mur d'extérieur	3,3x3,06 x 1,932	19,50	
	Poteau	0,55x0,55x3, 06 x 25	23,14	
	Sur charge d'exploitation du au plancher		-	8,16
		1,6 5x3, 3x1, 50		
<b>Total 13-13</b>			<b>996,90</b>	<b>66,645</b>

- Total niveau 14-14.....G= 1082,08 KN, Q = 70,725 KN
- Total niveau 15-15.....G= 1167,26 KN, Q = 74,805 KN
- Total niveau 16-16.....G=1252,44 KN, Q = 78,885 KN

**2- Poteau d'angle: 02**



Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)	
<b>N1-1</b>	Acrotère	3,6 x 2, 318	8,344	
	Plancher terrasse	1,65x1, 65x5, 79	15,763	
	Poutre longitudinale	1,65x (0,3x0,4) x25	4,95	
	Poutre transversale	1,65x 0,3x0, 35 x25	4,33	
	charge d'exploitation	1,65 x1, 65x1, 0	-	2,723
	<b>Total 1-1</b>		<b>33,387</b>	<b>2,723</b>

<b>N2-2</b>	Revenant de N 1-1		<b>33,387</b>	2,723
	Plancher d'étage courant	(1,65x1,65)5,2	14,157	
	Poutre longitudinale	1,65x (0,3x0,4) x25	4,95	
	Poutre transversale	1,65 x (0,3x0,35) x25	4,33	
	Mur d'extérieur	1.65x3.06 x 1.932	19,50	
	Mur sur le balcon	1.65x1.0 x 1.18	1,947	
	Poteau	0,4x0,4x3,06x25	12,24	
	Sur charge d'exploitation du au plancher (0,60x1,65x1,50) + (1,05 x1,65 x2,5)		-	5,816
<b>Total 2-2</b>			<b>90,511</b>	<b>8,539</b>

- Total niveau 3-3.....**G= 147,635KN, Q = 13,773KN**

- Total niveau 4-4..... **G= 204,759KN, Q = 18,426KN**

<b>N5-5</b>	Revenant de N 4-4		204,759	18,426
	Plancher d'étage courant	(1,65x3,3)5,2	28,31	
	Poutre longitudinale	3,3x (0,3x0,4) x25	9,90	
	Poutre transversale	1,6+5 x 0,3x0,35 x25	4,33	
	Mur d'extérieur	3.3x3.06 x 1.932	19,50	
	Mur sur le balcon	1.65x1.0 x 1.18	1,947	
	Poteau	0,45x0,45x3,06x25	15,49	
	Sur charge d'exploitation du au plancher (0,60x1,65x1,50) + (1,05 x1,65 x2,5)		-	5,816
<b>Total 5-5</b>			<b>265,133</b>	<b>22,497</b>

- Total niveau 6-6.....**G= 325,507 KN, Q = 25,987KN**

- Total niveau 7-7.....**G = 385,881KN, Q = 28,895KN**

- Total niveau 8-8.....**G = 446,255KN, Q = 31,803KN**

<b>N9-9</b>	Revenant de N 8-8		446,255	31,803
	Plancher d'étage courant	(1,65x3,3)5,2	28,31	
	Poutre longitudinale	3,3x (0,3x0,4) x25	9,90	
	Poutre transversale	1,6+5 x 0,3x0,35 x25	4,33	
	Mur d'extérieur	3.3x3.06 x 1.932	19,50	

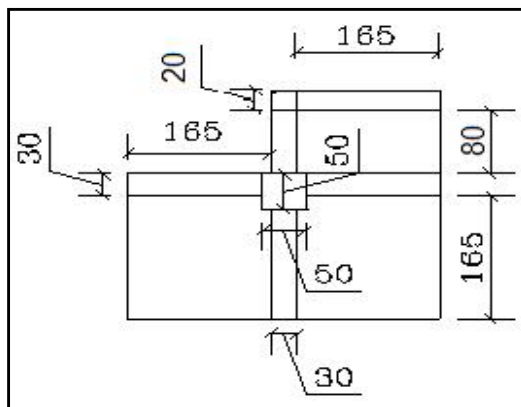
Mur sur le balcon	1.65x1.0 x 1.18	1,947	
Poteau	0,5x0, 5x3, 06x25	19,125	
Sur charge d'exploitation du au plancher (0,60x1, 65x1, 50) + (1,05 x1, 65 x2, 5)		-	5,816
<b>Total 9-9</b>		<b>510,234</b>	<b>34,711</b>

- Total niveau 10-10.....**G = 574,243KN, Q = 37,619KN**
- Total niveau 11-11.....**G = 638,252KN, Q = 40,527KN**
- Total niveau 12-12.....**G = 702,261KN, Q = 43,435KN**

<b>N13-13</b>	Revenant de N 12-12		702,261	43,435
	Plancher d'étage courant	(1,65x3,3)5,2	28,31	
	Poutre longitudinale	3,3x (0,3x0,4) x25	9,90	
	Poutre transversale	1,6+5 x 0,3x0, 35 x25	4,33	
	Mur d'extérieur	3,3x3,06 x 1,932	19,50	
	Mur sur le balcon	1,65x1,0 x 1,18	1,947	
	Poteau	0,55x0,55x3, 06x25	23,14	
	Sur charge d'exploitation du au plancher (0,60x1, 65x1, 50) + (1,05 x1, 65 x2, 5)		-	5,816
<b>Total 13-13</b>		<b>770 ,285</b>	<b>46,343</b>	

- Total niveau 14-14.....**G= 838,309 KN, Q = 49,251KN**
- Total niveau 15-15.....**G= 906,333 KN, Q = 52,159KN**
- Total niveau 16-16.....**G=974.357 KN, Q = 55,067KN**

**3-Poteau d'angle:02**



Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)
N1-1	Acrotère 3,6 x 2, 318	11,94	
	Plancher terrasse 1,65x1, 65x2x5, 79	31,52	
	Poutre longitudinale 1,6 5 x (0,3x0,4) x25	4,95	
	Poutre transversale 3,3x 0,3x0, 35 x25	8,66	
	charge d'exploitation 1,6 5x3.3x1, 0	-	5,445
	<b>Total 1-1</b>		<b>57,07</b>

N2-2	Revenant de N 1-1	<b>57,07</b>	5,445
	Plancher d'étage courant (1,65x3,3)5,2	28,31	
	Poutre longitudinale (0,8 +1,6 5) x (0,3x0,4) x25	7,35	
	Poutre transversale 3,3x 0,3x0, 35 x25	8,66	
	Poutre chainage 0,3x0,2x1,65x25	2,47	
	Mur d'extérieur 3.3x3.06 x 1,932 +0,8 x1x1,18	20,45	
	Balcon (1,65x0,8) 5,23	6,904	4,62
	Poteau 0,4x0,4x3,06 x 25	12,24	
	Sur charge d'exploitation du au plancher 1,6 5x3,3 x1,50	-	8,16
	<b>Total 2-2</b>	<b>143,454</b>	<b>18,225</b>

- Total niveau 3-3.....G = 228,184 KN, Q=29,727KN

- Total niveau 4-4..... G = 3129,9136KN, Q=39,951KN

N5-5	Revenant de N 4-4	311,26	39,951
	Plancher d'étage courant (1,65x3,3)5,2	28,31	
	Poutre longitudinale (0,8 +1,6 5)x (0,3x0,4) x25	7,35	
	Poutre transversale 3,3x 0,3x0, 35 x25	8,66	
	Poutre chainage 0,3x0, 2x1, 65x25	2,47	
	Mur d'extérieur 3,3x3,06 x 1,932 +0,8 x1x1, 18	20,45	
	Balcon (1,65x0,8) 5,23	6,904	4,62
	Poteau 0,45x0, 45x3, 06x25	15,49	
	Sur charge d'exploitation du au plancher	-	8,16

	1,6 5x3,3x1, 50		
	<b>Total 5-5</b>	<b>400,684</b>	<b>48,897</b>

- Total niveau 6-6.....G=488,454 KN , Q=56,565KN

- Total niveau 7-7.....G=576,227 KN, Q= 62,955KN

<b>N9-9</b>	Revenant de N 8-8	662,34	69,345
	Plancher d'étage courant (1,65x3,3)5,2	28,31	
	Poutre longitudinale (0,8 +1,6 5)x (0,3x0,4) x25	7,35	
	Poutre transversale 3,3x 0,3x0, 35 x25	8,66	
	Poutre chainage 0,3x0,2x1,65x25	2,47	
	Mur d'extérieur 3,3x3,06 x 1,932 +0,8 x1x1,18	20,45	
	Balcon (1,65x0,8) 5,23	6,904	4,62
	Poteau 0,5x0,5x3,06x25	19,125	
	Sur charge d'exploitation du au plancher 1,6 5x3,3x1,50	-	8,16
	<b>Total 9-9</b>	<b>752,614</b>	<b>75,735</b>

- Total niveau 8-8.....G=664,00 KN, Q=69,345KN

- Total niveau 10-10.....G=847,23KN, Q= 82,125KN

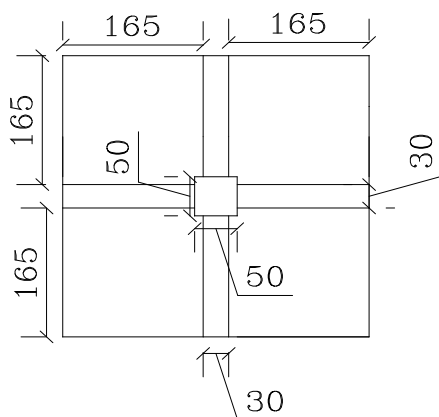
- Total niveau 11-11.....G=938,84KN, Q= 88,515KN

- Total niveau 12-12.....G=1030,45KN, Q= 94,905KN

<b>N13-13</b>	Revenant de N 12-12	1028,795	94,905
	Plancher d'étage courant (1,65x3,3)5,2	28,31	
	Poutre longitudinale (0,8 +1,6 5) x (0,3x0,4) x25	7,35	
	Poutre transversale 3,3x 0,3x0, 35 x25	8,66	
	Poutre chainage 0,3x0,2x1,65x25	2,47	
	Mur d'extérieur 3,3x3,06 x 1,932 +0,8 x1x1, 18	20,45	
	Balcon (1,65x0,8) 5,23	6,904	4,62
	Poteau 0.55x0.55x3,06x25	23,14	
	Sur charge d'exploitation du au plancher 1,65x3,3x1,50	-	8,16
	<b>Total 13-13</b>	<b>1126,078</b>	<b>101,3</b>

- Total niveau 14-14.....**G=1221,708KN ,Q= 107,685 KN**
- Total niveau 15-15.....**G=1317,334KN , Q= 114,075 KN**
- Total niveau 16-16.....**G=1412,969KN , Q= 120,465 KN**

**4- Poteau centre: C1**



Niveau	Elément	G(KN)	Q (kN)
<b>N1-1</b>	Plancher terrasse (1,65x1,65) 4x5,79	63,05	
	Poutre longitudinale 1,65 x2 x 0,3x0,4 x 25	9,90	
	Poutre transversale 1,65x2x 0,3x0, 35 x25	8,66	
	charge d'exploitation (1,65x1, 65)4 x1,0	-	10,89
	<b>Total 1-1</b>	<b>81,61</b>	<b>10,89</b>

<b>N2-2</b>	Revenant de N 1-1	<b>81,61</b>	10,89
	Plancher d'étage courant (1,65x1 ,65) 4x5,2	56,628	
	Poutre longitudinale 1,65 x2x 0,3x0,4 x25	9,90	
	Poutre transversale 1,65x2x 0,3x0, 35 x25	8,66	
	Poteau 0,5x0, 50x3, 06x25	19,125	
	Sur charge d'exploitation du au plancher1. (1,65x1,65)4x1,5	-	16,335
	<b>Total 2-2</b>	<b>175,923</b>	<b>27,225</b>

- Total niveau 3-3.....**G=270,236 KN, Q = 41,926 KN**
- Total niveau 4-4.....**G=364,549KN, Q = 45,994 KN**

<b>N5-5</b>	Revenant de N 4-4		364,549	45,994
	Plancher d'étage courant	(1,65x1,65) 4x5, 2	56,628	
	Poutre longitudinale	1,65 x2x 0,3x0, 4 x25	9,90	
	Poutre transversale	1,65x2x 0,3x0, 35 x25	8,66	
	Poteau	0,55x0, 55x3, 06x25	23,14	
	Sur charge d'exploitation du au plancher		-	16,335
		(1,65x1, 65)4x1, 50		
<b>Total 5-5</b>			<b>462,877</b>	<b>66,429</b>

-Total niveau 6-6.....**G=561,205 KN, Q = 76,23KN**

-Total niveau 7-7.....**G=659,533 KN, Q= 84,397KN**

-Total niveau 8-8.....**G=757,861 KN, Q= 92,565KN**

<b>N9-9</b>	Revenant de N 8-8		757,861	92,565
	Plancher d'étage courant	(1,65x1, 65) 4x5, 2	56,628	
	Poutre longitudinale	1,65 x2x 0,3x0, 4 x25	9,90	
	Poutre transversale	165x2x 0,3x0, 35 x25	8,66	
	Poteau	0,60x0, 60x3, 06x25	27,54	
	Sur charge d'exploitation du au plancher		-	16,335
		(1.65x1.65)4x1, 50		
<b>Total 9-9</b>			<b>860,589</b>	<b>100,732</b>

- Total niveau 10-10.....**G=963,3179 KN, Q = 108,9KN**

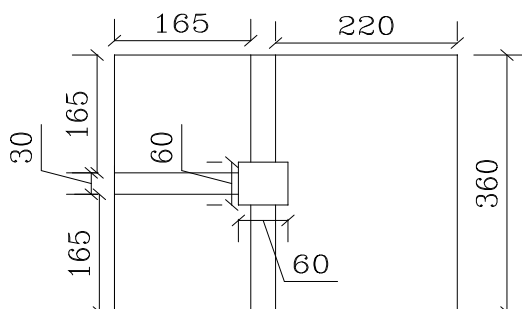
- Total niveau 11-11.....**G=1066,045 KN, Q=117,067 KN**

- Total niveau 12-12.....**G=1168,773 KN, Q= 125,235KN**

<b>N13-13</b>	Revenant de N 12-12		1168,773	125,235
	Plancher d'étage courant	(1,65x1, 65) 4x5, 2	56,628	
	Poutre longitudinale	1,65 x2x 0,3x0, 4 x25	9,90	
	Poutre transversale	1,65x2x 0,3x0, 35 x25	8,66	
	Poteau	0,65x0, 65x3, 06x25	32,32	
	Sur charge d'exploitation du au plancher1.		-	16,335
		(1,65x1, 65)4x1, 50		
<b>Total 14-14</b>			<b>1276,281</b>	<b>133,40</b>

- Total niveau 14-14.....G= 1383,789KN, Q= 141,57KN
- Total niveau 15-15..... G=1491,297 KN, Q=149,737KN
- Total niveau 16-16.....G= 1598,805KN, Q=157,905 KN

**5-Poteau centre: C2**



Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)
<b>N1-1</b>	Plancher terrasse (1,65x1, 65x2) 5,79+ (2,2x3, 6)7,99	94,80	
	Poutre longitudinale 1,65 x2x 0,3x0, 4 x25	9,90	
	Poutre transversale 1,65x 0,3x0, 35 x25	4,33	
	charge d'exploitation (1,65x1, 65x2+2.2x3, 6) x1,0	-	13,365
	<b>Total 1-1</b>	<b>109,03</b>	<b>13,365</b>

<b>N2-2</b>	Revenant de N 1-1	<b>109,03</b>	13,365
	Plancher d'étage courant (1,65x1, 65x2)5,2+ (2,2x3, 6)7,4	86,92	
	Poutre longitudinale 1,65 x2x 0,3x0, 4 x25	9,90	
	Poutre transversale 1,65x 0,3x0, 35 x25	4,33	
	Poteau 0,5x0, 5x3, 06x25	19,125	
	Sur charge d'exploitation du au plancher (1,65x1, 65x2+2,2x3, 6) x1, 50	-	20,047
<b>Total 2-2</b>	<b>229,305</b>	<b>33,412</b>	

- Total niveau 3-3.....G= 349.58 KN, Q= 51,454KN
- Total niveau 4-4.....G= 469.855KN, Q= 67,492KN

<b>N5-5</b>	Revenant de N 4-4	469,855	67,492
	Plancher d'étage courant (1,65x1,65x2) 5,2+(2,2x3,6)7,4	86,92	
	Poutre longitudinale                      1,65 x2x 0,3x0,4 x25	9,90	
	Poutre transversale                      1,65x 0,3x0,35 x25	4,33	
	Poteau                      0,55x0,55x3,06x25	23,14	
	Sur charge d'exploitation du au plancher (1,65x1,65x2+2,2x3,6) x1,50	-	20,048
	<b>Total 5-5</b>	<b>594,145</b>	<b>81,524</b>

-Total niveau 6-6.....**G=718,425KN, Q = 93,553 KN**

-Total niveau 7-7.....**G=842,725 KN, Q = 103,576 KN**

-Total niveau 8-8.....**G=967,015KN, Q = 113,60 KN**

<b>N9-9</b>	Revenant de N 8-8	967,015	113,60
	Plancher d'étage courant (1,65x1,65x2) 5,2+ (2,2x3,6)7,4	86,92	
	Poutre longitudinale                      1,65 x2x 0,3x0,4 x25	9,90	
	Poutre transversale                      1,65x 0,3x0,35 x25	4,33	
	Poteau                      0,6x0,6x3,06x25	27,54	
	Sur charge d'exploitation du au plancher (1,65x1,65x2+2,2x3,6) x1,50	-	20,048
	<b>Total 9-9</b>	<b>1095,705</b>	<b>123,623</b>

- Total niveau 10-10.....**G= 1224,395KN, Q = 136,185KN**

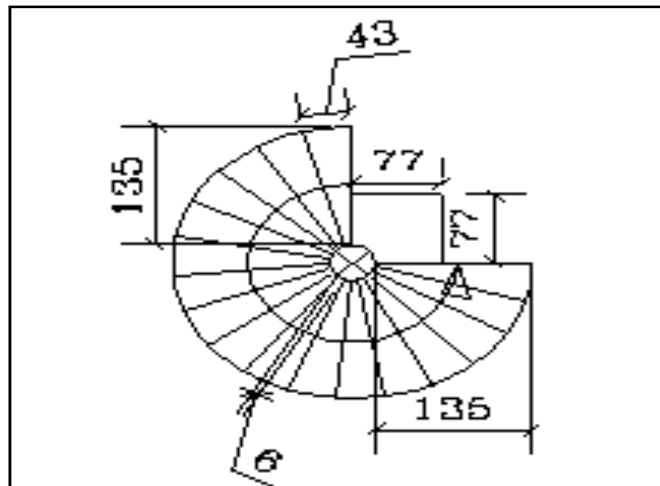
- Total niveau 11-11.....**G=1353,085KN, Q =143,670 KN**

- Total niveau 12-12.....**G= 1481,775KN, Q = 155,694 KN**

<b>N13-13</b>	Revenant de N 12-12	1481,775	155,694
	Plancher d'étage courant (1,65x1,65x2) 5,2+ (2,2x3,6)7,4	86,92	
	Poutre longitudinale                      1,65 x2x 0,3x0,4 x25	9,90	
	Poutre transversale                      1,65x 0,3x0,35 x25	4,33	
	Poteau                      0,65x0,65x3,06x25	32,32	
	Sur charge d'exploitation du au plancher (1,65x1,65x2+2,2x3,6) x1,50	-	20,048
	<b>Total 13-13</b>	<b>1615,245</b>	<b>163,71</b>

- Total niveau 14-14.....**G=1748,715KN,    Q = 173,740 KN**
- Total niveau 15-15.....**G=1882,185KN,    Q = 183,760 KN**
- Total niveau 16-16.....**G= 2015,655KN,    Q = 193,788 KN**

**6-Poteau circulaire :**



Niveau	Elément	G (kN)	Q (kN)
<b>N1-1</b>	Plancher terrasse $(\frac{3f}{4}0,77^2 + 0,77x0,77) x7,99$	15,894	
	charge d'exploitation $(\frac{3f}{4}0,77^2 + 0,77x0,77) x1,0$		1,99
	<b>Total 1-1</b>	<b>15,894</b>	<b>1,99</b>

<b>N2-2</b>	Revenant de N 1-1	15,894	1,99
	Plancher d'étage courant $0,77x0,77x7,4$	4,387	
	Escalier $(0,43+0,06)1,35 / 2) / 2x7,13x0,17$	0,20	0,07
	Poteau $3,14x0,25^2 x3,06x25$	15,01	
	charge d'exploitation $0,77x0,77 x1,50$	-	0,89
<b>Total 2-2</b>		<b>35,491</b>	<b>2,95</b>

- Total niveau 3-3.....**G= 55,088KN,    Q = 3,814 KN**
- Total niveau 4-4.....**G= 74,685KN,    Q = 4,582 KN**

<b>N5-5</b>	Revenant de N 4-4		74,685	4,582
	Plancher d'étage courant	0,77x0,77x7,4	4,387	
	Escalier	(0,43+0,06)1,35 / 2) / 2x7,13x0,17	0,20	0,07
	Poteau	3,14x0,275 <sup>2</sup> x3,06x25	18,17	
	charge d'exploitation	0,77x0,77 x150	-	0,89
	<b>Total 5-5</b>			<b>97,442</b>

- Total niveau 6-6..... **G = 120,199 KN, Q = 5,830 KN**
- Total niveau 7-7..... **G = 142,956 KN, Q = 6,310 KN**
- Total niveau 8-8..... **G = 165,713 KN, Q = 6,790 KN**

<b>N9-9</b>	Revenant de N 8-8		165,713	6,790
	Plancher d'étage courant	0,77x0,77x7,4	4,387	
	Escalier	(0,43+0,06)1,35 / 2) / 2x7,13x0,17	0,20	0,07
	Poteau	3,14 x 0,3 <sup>2</sup> x 3,06 x25	21,62	
	charge d'exploitation	0,77x0,77 x1,50	-	0,89
	<b>Total 9-9</b>			<b>191,920</b>

- Total niveau 10-10..... **G = 218,127 KN, Q = 7,750 KN**
- Total niveau 11-11..... **G = 244,334 KN, Q = 8,230 KN**
- Total niveau 12-12..... **G = 270,541KN, Q = 8,710 KN**

<b>N13-13</b>	Revenant de N 12-12		270,541	8,710
	Plancher d'étage courant	0,77x0,77x7,4	4,387	
	Escalier	(0,43+0,06)1,35 / 2) / 2x7,13x0,17	0,20	0,07
	Poteau	3,14x0,325 <sup>2</sup> x3,06x25	25,37	
	charge d'exploitation	0,77x0,77 x1,50	-	0,89
	<b>Total 13-13</b>			<b>300,498</b>

- Total niveau 14-14..... **G = 330,445 KN, Q = 9,670 KN**
- Total niveau 15-15..... **G = 360,412 KN, Q = 10,150 KN**
- Total niveau 16-16..... **G = 390,369 KN, Q = 10,630 KN**

**II.2.6.5 Vérification des sections adoptées pour les poteaux :**

**II.2.6.5.1 Vérification selon BAEL91 :**

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal  $N_u$  agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq B_r \left[ \left( \frac{f_{c28}}{0,9 b} \right) + \left( \frac{A_s f_e}{s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)}$$

Avec :

**Nu** : l'effort normal ultime :  $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$ .

**A<sub>s</sub>** : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en (cm<sup>2</sup>).

**B<sub>r</sub>** : section réduit de poteau, obtenue en déduisant de section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique en (cm<sup>2</sup>).

**F<sub>e</sub>** : limite d'élasticité des aciers en (Mpa).

$$s = 1,15 \quad , \quad b = 1,5$$

: coefficient en fonction de l'élanacement qui prend les valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\quad}{35} \right)^2} \quad \text{Pour} \quad \quad \quad 50. \\ \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)} \\ = 0,6 \left( \frac{50}{\quad} \right)^2 \quad \text{Pour} \quad 50 \quad \quad 70. \end{array} \right.$$

- **Nu** connu, le but c'est de calculer B<sub>r</sub> (section de poteau) à partir de l'effort normal et faire la comparaison avec B<sub>c</sub> choisie.

$$\text{On a} \quad N_u \leq \left[ \frac{B_r F_{c28}}{0,9 b} + A \frac{F_e}{s} \right] \Leftrightarrow B_r \geq \frac{N_u}{r \left[ \frac{F_{c28}}{0,9 b} + \frac{A}{B_r} \frac{F_e}{100 s} \right]}$$

Pourcentage minimal des armatures est de 0,9 % en zone III, on peut prendre:

$$\frac{A}{B_r} = 1\% \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{r \left[ \frac{F_{c28}}{0,9 b} + \frac{F_e}{100 s} \right]}$$

**Calcul :**

$$= \frac{l_f}{i} = \frac{0,71}{\sqrt{\frac{B}{b}}} = \frac{0,71 \times \sqrt{12}}{b}$$

Section de poteau cm <sup>2</sup>	$\lambda$	$r$
40 × 40	18.55	0.805
45 × 45	16.48	0.814
50 × 50	14.84	0.820
55 × 55	13.49	0.825
60 × 60	12.36	0.829
65 × 65	11.41	0.832

Tableau (II.13) : les valeurs de ( $\lambda$ ,  $r$ ) selon les sections des poteaux.

● Poteau de rive :

Niveau	Nu (kN) 1.35G+1.5Q	Br (cm <sup>2</sup> )	Bc (choisie) cm <sup>2</sup>	a (cm)	a <sub>c</sub> (cm)
15	85,212	46,292	1444	6,80	40
14	218,768	118,847	1444	10,9	40
13	350,406	190,361	1444	13,80	40
12	480,128	257,95	1849	16,06	45
11	612,036	328,818	1849	18,13	45
10	724,028	388,99	1849	19,72	45
09	870,102	467,46	1849	21,62	45
08	998,177	532,35	2304	23,07	50
07	1131,449	603,45	2304	24,57	50
06	1264,714	674,50	2304	25,97	50
05	1397,972	745,57	2304	27,31	50
04	1531,231	811,69	2809	28,49	55
03	1664,017	882,08	2809	29,70	55
02	1808,602	958,72	2809	30,96	55
01	1947,287	1032,24	2809	32,13	55
RDC	2085,973	1105,75	2809	33,25	55

Tableau II-14 : Vérification des sections adoptées pour les poteaux de rive.

● Poteau de centre 1(carré):

Niveau	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	Bc (choisie) (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	a <sub>c</sub> (cm)
15	167,238	89,192	2304	9,44	50
14	359,680	191,825	2304	13,85	50
13	549,114	292,855	2304	17,11	50
12	735,542	389,90	2809	19,75	55
11	924,382	490,01	2809	22,14	55
10	1110,203	588,51	2809	24,26	55
09	1293,043	685,43	2809	26,18	55
08	1475,834	778,55	3364	27,90	60
07	1664,642	878,15	3364	29,63	60
06	1857,211	979,74	3364	31,30	60
05	2042,170	1077,31	3364	32,82	60
04	2233,937	1174,22	3969	34,27	65
03	2426,146	1275,25	3969	35,71	65
02	2621,375	1377,87	3969	37,12	65
01	2816,590	1480,48	3969	38,48	65
RDC	3011,816	1583,10	3969	39,79	65

Tableau II-15 : Vérification des sections adoptées pour les poteaux de centre.

● Poteau de centre 2 (cercle):

$$B_c = \frac{f}{4}(D-2)^2 \Leftrightarrow D = \sqrt{\frac{B_c \times 4}{f}} + 2$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{r \left[ \frac{F_{c28}}{1.35} + \frac{F_e}{100 s} \right]}$$

$$= \frac{l_f}{i} = \frac{0,71}{\sqrt{\frac{B}{4}}} = \frac{0,71 \times 4}{D}$$

Diamètre de section cm <sup>2</sup>	$\rho$	$r$
50	17.13	0.811
55	15.58	0.817
60	14.28	0.822
65	13.18	0.826

Tableau (II.16) : les valeurs de ( $\rho$ ,  $r$ ) selon les sections des poteaux.

Niveau	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	Bc (choisie) cm <sup>2</sup>	D (cm)	Dc (cm)
15	24,44	13,18	1809,56	3,63	50
14	52,34	28,22	1809,56	5,31	50
13	80,09	43,19	1809,56	6,57	50
12	107,70	57,65	2206,18	7,60	55
11	139,43	74,63	2206,18	8,64	55
10	171,01	91,54	2206,18	9,57	55
09	202,45	108,37	2206,18	10,41	55
08	239,30	127,31	2642,08	11,28	60
07	270,00	143,65	2642,08	12,00	60
06	306,10	162,85	2642,08	12,76	60
05	342,20	182,06	2642,08	13,50	60
04	378,30	200,30	3117,24	14,15	65
03	419,46	222,08	3117,24	14,90	65
02	460,61	243,87	3117,24	15,62	65
01	501,78	265,67	3117,24	16,30	65
RDC	542,94	287,46	3117,24	16,95	65

Tableau II-17 : Vérification des sections adoptées pour les poteaux de centre.

**II.2.6.5.2 Vérification selon le RPA 99 version 2003 :**

D'après le RPA 99 / version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

**A) - Coffrage : (RPA 99 / version 2003 Article (7.4.1))**

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

✓  $\text{Min} \{ b_1 , h_1 \} \geq 30 \text{ cm}$  (en zone III)

✓  $\text{Min} \{ b_1, h_1 \} \geq h_e/20$

✓  $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) 30 cm	Min (b, h) = 40 cm > 30 cm	Oui
Min (b, h) $h_e/20$	Min (b, h) = 40cm $(h_e/20) = (3,06 - 0,20)/20 = 14,3\text{cm}$	Oui
0,25 (b/h) 4	0,25 (b/h) = 1 < 4	Oui

**Tableau II-18 :** 1<sup>ère</sup> Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

➤ Pour le poteau circulaire, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous

$D \geq 35\text{cm}$  (en zone III).

$D \geq \frac{h_e}{15}$

En va choisie  $D_{\min} = 50\text{cm}$   $D_{\max} = 65\text{cm}$

**Vérifications :**

$D \geq 35\text{cm}$  Vérifié

$D \geq \frac{h_e}{15} = \frac{306 - 20}{15} = 19,07 \text{ cm}$  ; vérifié

$0,25 \leq \frac{65}{65} = 1 \leq 4$  ; vérifié

**B) -Vérification spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitations normale :**

Selon le RPA 99 / version 2003 Article (7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme l'effort normal de compression de calcul est limité par la conduction suivant:

$V = N_d/B_c.F_{c28} \leq 0,3$

Alors la section de poteau:

$$B_c \geq N_d / 0,3 \cdot F_{c28}$$

Pour ( $B_c$  en  $\text{cm}^2$  . $N_d$  en KN):  $B_c = N_d / 0,075$

Niveau	$N_d$ (kN)	$F_{c28}$ (kN)	$B_c$ (choisie) $\text{cm}^2$	$N_d / B_c \cdot F_{c28} \leq 0,3$
15	2302,54	2,5	2500	Condition vérifiée
14	2202,49	2,5	2500	Condition vérifiée
13	2276,09	2,5	2500	Condition vérifiée
12	2801,27	2,5	3025	Condition vérifiée
11	2913,15	2,5	3025	Condition vérifiée
10	3039,66	2,5	3025	Condition vérifiée
09	3035,53	2,5	3025	Condition vérifiée
08	3410,49	2,5	3600	Condition vérifiée
07	3376,42	2,5	3600	Condition vérifiée
06	3327,55	2,5	3600	Condition vérifiée
05	3174,49	2,5	3600	Condition vérifiée
04	3204,00	2,5	4225	Condition vérifiée
03	2921,90	2,5	4225	Condition vérifiée
02	2620,50	2,5	4225	Condition vérifiée
01	3204,30	2,5	4225	Condition vérifiée
RDC	3241,96	2,5	4225	Condition vérifiée

Tableau II-19 : 2<sup>ème</sup> Vérification selon le RPA99/version 2003 de dimensions des poteaux.

**C)-Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :**

Selon le RPA 99 / version 2003 Article (7.4.3.2) :

Contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique

Doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

- $\overline{\sigma}_{bu} = \sigma_d \times f_{c28}$
- Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_g \geq 5 \Rightarrow \sigma_d = 0,075 \\ \sigma_g < 5 \Rightarrow \sigma_d = 0,040 \end{array} \right.$
- $\sigma_g$  : est l'élancement géométrique du poteau.

- $g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$  .....RPA 99 / version 2003 Article(7.4.2.2) .

➤ Avec **a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

➤ **L<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$b_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

Avec : b = largeur de poteaux.

Niveau	T <sub>max</sub> (kN)	b <sub>u</sub> (MPa)	} <sub>g</sub>	d	$\frac{T_{\max}}{b \times d}$ (MPa)	Observation
15	136,47	0,61	4,28	0,040	1	Condition vérifiée
14	114,32	0,51	4,28	0,040	1	Condition vérifiée
13	118,34	0,53	4,28	0,040	1	Condition vérifiée
12	128,58	0,47	3,89	0,040	1	Condition vérifiée
11	128,20	0,47	3,89	0,040	1	Condition vérifiée
10	130,88	0,48	3,89	0,040	1	Condition vérifiée
09	131,04	0,48	3,89	0,040	1	Condition vérifiée
08	136,79	0,42	3,57	0,040	1	Condition vérifiée
07	130,49	0,40	3,57	0,040	1	Condition vérifiée
06	125,49	0,39	3,57	0,040	1	Condition vérifiée
05	118,80	0,37	3,57	0,040	1	Condition vérifiée
04	114,03	0,30	3,29	0,040	1	Condition vérifiée
03	106,09	0,28	3,29	0,040	1	Condition vérifiée
02	123,84	0,33	3,29	0,040	1	Condition vérifiée
01	128,05	0,34	3,29	0,040	1	Condition vérifiée
RDC	222,57	0,59	3,29	0,040	1	Condition vérifiée

**Tableau II-20 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.**

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires

III.1 L'Acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse pour servir essentiellement au relevé de l'étanchéité, et pour second rôle il sert à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est assimilable à une console encastrée au le plancher terrasse, qui est un système isostatique. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre  $G$ , et une poussée horizontale :  $F = \text{Max} (F_p, F_q)$ .

Avec : -  $F_p = 4 A C_p W_p$

-  $A = 0,3$  Coefficient d'accélération de zone (R.P.A 99 page 26).

-  $C_p = 0,8$  Facteur de force horizontale (R.P.A 99 page 43).

-  $W_p$  : poids propre de l'acrotère.  $W_p = 2,318 \text{ kN/ml}$

-  $F_q$  : La poussée horizontale  $F_q = 1 \text{ kN/ml}$ .

III.1.1 Schéma statique:

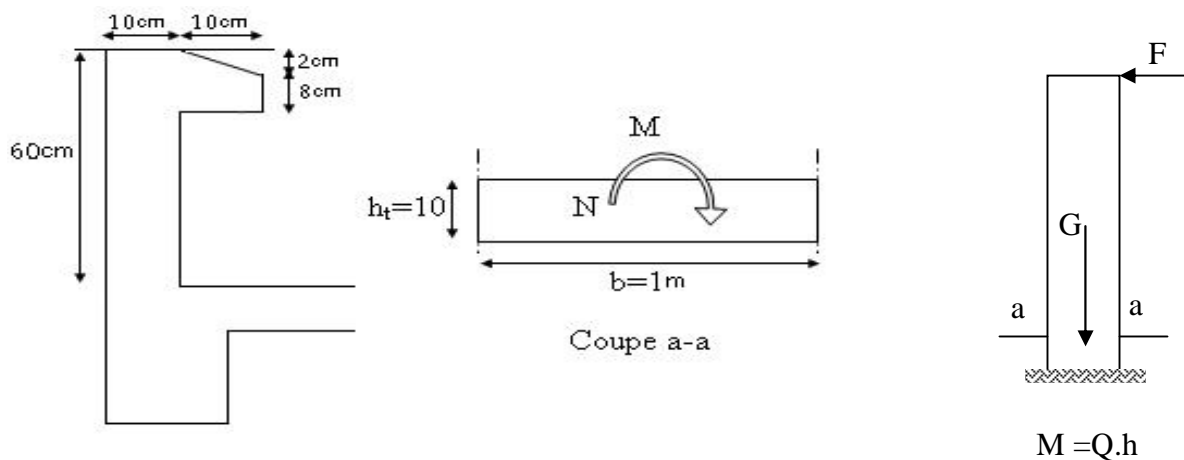


Figure III-1: Schéma l'acrotère.

- Le calcul sera effectuer pour une bonde de 1m de largeur la console sera calculée en Flexion composée.

Avec :  $F_p = 4 \times 0,3 \times 0,8 \times 2,318 = 2,225 \text{ kN/ml}$

$Q = \text{Max} (F_p, F_q) = 2,225 \text{ kN/ml}$

La force  $F$  engendre un moment maximum à la base Moment et l'effort normal :

$$M_u = 1,5Q.h \quad M_s = Q.h$$

/	N (KN)	M (KN.m)
E.L.U	3,338	2,003
E.L.S	2,225	1,335

Tableau III-1 : Moment et l’effort normal.

III.1.2 Calcul de l’excentricité:

$$M_u = N_u \cdot e \Rightarrow e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,003}{3,338} = 0,60m$$

$$e = 60 \text{ cm} > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$e > e_0 \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l’extérieur de la section et l’effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

• Assimilation à la flexion simple :

Tout les problèmes de flexion composée, lorsque la section est jugée comme partiellement comprimé, se ramène à un calcul de flexion simple, en prenant comme fictif  $M_{au}$  avec :

$$M_{au} = N_u \times e_a$$

On obtient une section fictif d'acier  $A_{s1}$  dont on déduit la section d'acier tendue :

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_u}{100}$$

avec :  $e_a = e_0 + \left( d - \frac{h}{2} \right) \dots\dots\dots d = 0,1 - 0,03 = 0,07m$

$e_a$  : distance entre le point d'application du centre de pression (C) et le centre de gravité des armateurs tendues  $A_s$ .

$$e_a = 0,60 + \left( 0,07 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,62$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 3,338 \times 0,62 = 2,07kN.m$$

III.1.3 Ferrailage :

III.1.3.1 Ferrailage à l'ELU :

$$Z = (1 - 0,4 \sigma_u) d = 6,9cm \dots\dots\dots \sigma_s = \frac{f_e}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,78Mpa$$

$$A_{ts} = \frac{M_{ua}}{Z} = \frac{2,07 \times 10^{-3}}{0,069 \times 434,78} 10^4 = 0,69cm^2$$

$$A_s = A_{ts} - \frac{N_u}{100} = 0,69 - \frac{3,338 \times 10^{-3}}{100 \times 434,78} 10^4 = 0,689cm^2$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,07 \times 10^{-3}}{1(0,07)^2 \times 14,17} = 0,029 \dots \dots \dots f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{b} = 14,17 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,328$$

$$\alpha_u = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,033$$

**III.1.3.2 Condition de non fragilité :** d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{min} = 0,23 \times b.d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,676 \text{cm}^2 \dots \dots \dots f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{Mpa}$$

**Donc :**

$$A_s \text{ réelle} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

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

**III.1.3.3 Armatures de répartition :** d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{soit} \dots \dots \dots 4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$$

$$\text{Espacement: } S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

**III.1.3.4 Justification à l'ELS :**

- Position de l'axe neutre : ( $A' = 0$ )

$$\frac{b y_1^2}{2} - n A (d - y_1) = 0 \dots \dots \dots \Rightarrow y_1 = 1,78 . \text{cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y_1^3 + n A (d - y_1)^2 = 1009,52 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{/AN}} y_1 = 2,354 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 . \text{MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I_{/AN}} (d - y_1) = 103,54 \text{ MPa} < \sigma_s = 200 . \text{MPa} \rightarrow \text{fissuration.tres.prejudiciable.}$$

**III.1.4 Vérification au cisaillement :** d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \dots \dots \dots V_u = 1,5Q = 1,5F_p = 3,338 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{3,338}{10 \times 7} = 0,048 \text{MPa} < \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{b} = 2,5 \text{MPa}, 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

III.1.5 Schéma de ferrailage :

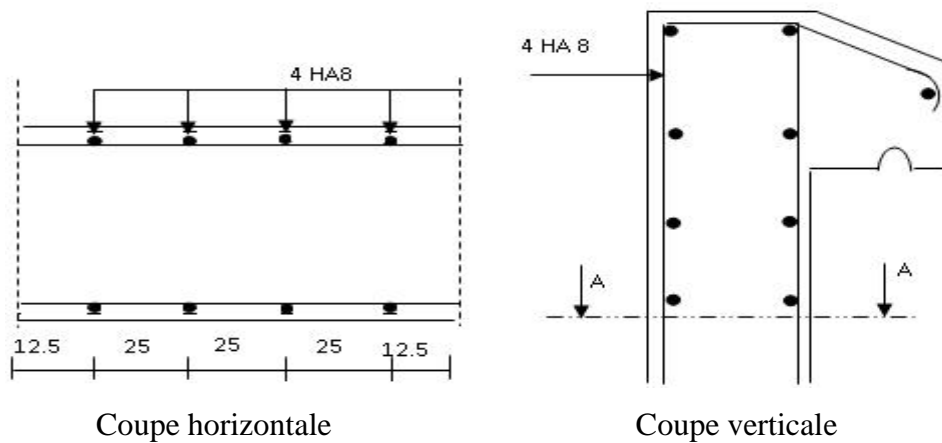


Figure III-2: Schéma de ferrailage.

III.2 balcons :

Le balcon est calculé comme une console encastree aux poutres et soumis à une charge permanente et une charge d'exploitation concentrée à l'extrémité libre dû au poids propre de garde corps. Cette console est ferrailée en flexion simple.

III.2.1-Charges et surcharge :

$$(G = 3,98 \text{ kN/m}^2, Q = 3.5 \text{ kN/m}^2)$$

$P_{ch}$  : Poids propre de poutre chaînage.

$$P_{ch} = 0,2 \times 0,3 \times 25 = 1,50 \text{ kN/ml}$$

P:charge concentre de mur.

$$P = 1,18 \times 1 = 1,18 \text{ kN/ml.}$$

$$P_{Total} = 2,68 \text{ kN/ml}$$

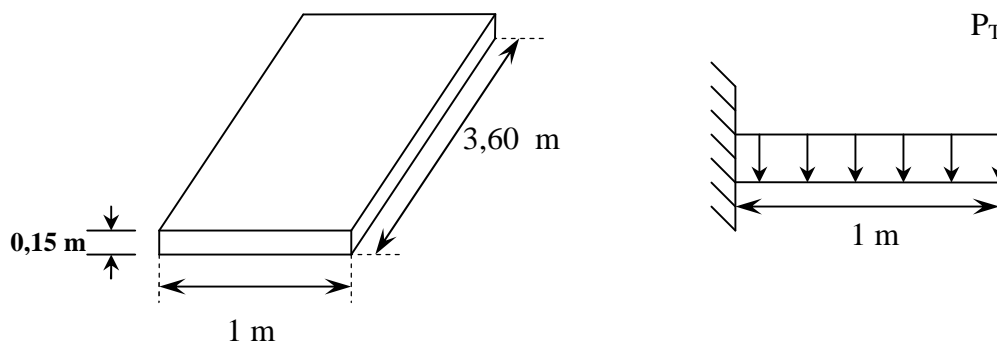


Figure III-3: Schéma statique de balcon.

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 10,62 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = Q + G = 7,48 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_{To} l = 10,86 \text{ KN.m},$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 5,386 \text{ KN.m}$$

**III.2. 2- Ferrailage à l'ÉLU :**

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{b} \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$d = h - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,86 \times 10^{-3}}{1 \times (0,12)^2 \times 14,17} = 0,053$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$  L'état limite ultime est atteint au pivot A (Pas d'armature comprimée  $A'_s = 0$ )

$$r_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,068$$

$$Z_d = (1 - 0,4 r_u) d = 11,67 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_d f_{su}} 10^3 = 2,14 \text{ cm}^2$$

**III.2. 3 Condition de non fragilité :** d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 1,16 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{\text{réel}} = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$

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

**III.2. 3 Armature de répartition :** d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \Rightarrow A_r = 5\text{HA}8 = 2,512 \text{ cm}^2$$

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

**III.2. 4 Justification à l'ELS :**

- Position de l'axe neutre : ( $A' = 0$ )

$$\frac{b y_1^2}{2} - n A_s (d - y_1) = 0 \dots \dots \dots \Rightarrow y_1 = 3,74 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + n A_s (d - y_1)^2 = 7515,84 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 2,68 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 88,50 \text{ MPa} < \sigma_s = F_e = 200 \text{ MPa}$$

**III.2. 4.1 Justification vis-à-vis de sollicitation tangente : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)**

$$V_u = q_u l + P_{tot} = 15,424 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15,424 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,128 \text{ MPa} < \tau_u = \frac{V_u}{d \times b} \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{OK}$$

**III.2. 4.2 Vérification de l'adhérence :**

La liaison entre l'armature et le béton est caractérisée par la condition d'adhérence  $\tau_{su}$  définie par la formule :

$$\tau_{su} = \frac{T}{0,9d \sum u} \leq \tau_{su} = \tau_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

**T** : L'effort tranchant (KN)

$\sum u$  : Périmètre utile d'une barre ou d'un paquet des barres.

$$\sum u = 4 \times 1,2 \times 5 = 18,84 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \tau_{su} = \frac{15,424 \times 10^2}{0,9 \times 120 \times 18,84} = 0,76 \text{ MPa}$$

**s** : Coefficient de cisaillement donné par le BAEL91. Article (6.1, 2)  $\tau_s = 1,6$  (armature HA)

$$\Rightarrow \tau_{su} = 1,6 \times 2,1 = 3,36 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{su} < \tau_{su} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

**III.2. 4.3 Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)**

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,20} = 0,125 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = M_0) \Rightarrow 0,125 > 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_c} \Rightarrow \frac{3,93}{100 \times 12} \leq \frac{4,2}{500} \Rightarrow 0,0033 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.2. 5 Schéma de ferrailage :

Coupe A-A

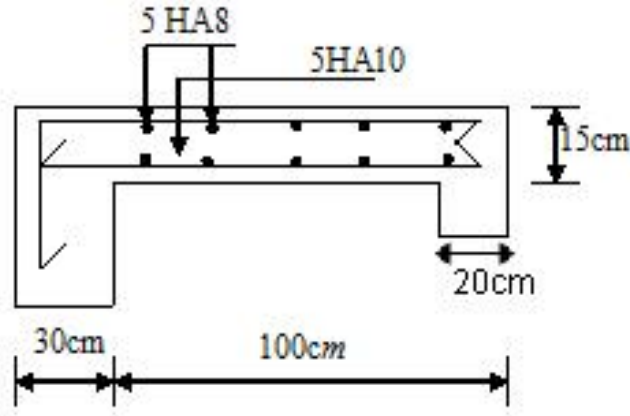


Figure III-4: Schéma de ferrailage de balcon.

III.3. Poutre de chaînage : (20×30) cm<sup>2</sup>

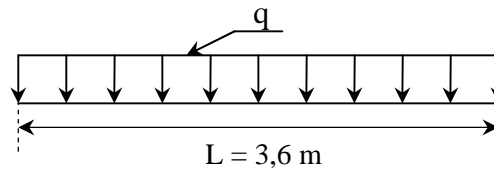


Figure III-5: Schéma statique de poutre chaînage.

III.3.1 -Evaluation des charges :

• Charge permanent :

- Poids propre:  $0,3 \times 0,2 \times 25 = 1,5 \text{ kN/ml}$
- Poids de mur:  $1,18 \times 1 = 1,18 \text{ kN/ml}$
- Poids du au dalle:  $\frac{1,65}{3,6} \times 3,98 = 1,824 \text{ kN/ml}$

$$G = 4,504 \text{ kN/ml.}$$

• Charge d'exploitation :

$$Q = \frac{1,65}{3,6} \times 2,5 = 1,11 \text{ kN/ml.}$$

III.3. 2-Pondération des charges :

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,745 \text{ kN/ml} \\ q_s = G + Q = 5,614 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_o = \frac{qL^2}{8} \\ M_t = 0,85M_o \\ M_a = 0,30M_o \end{cases} \quad \begin{cases} M_{u0} = \frac{q_u l^2}{8} = 12,547 \text{ kN.m} \\ M_{s0} = \frac{q_s l^2}{8} = 9,095 \text{ kN.m} \end{cases}$$

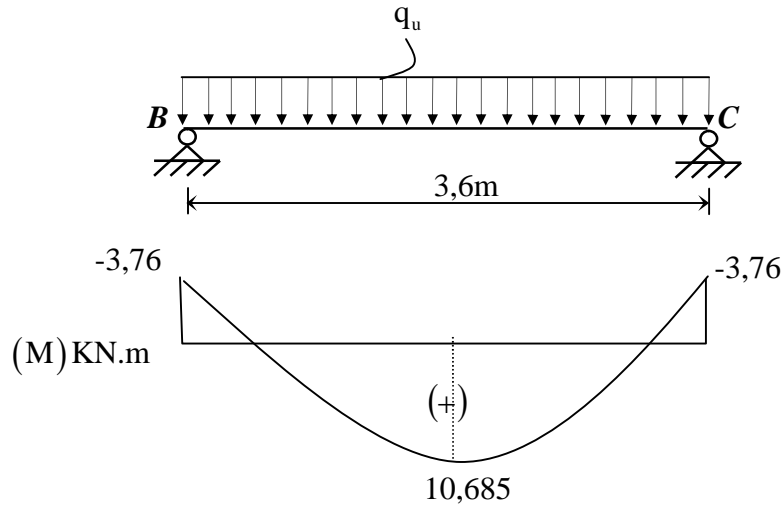


Figure III-6: diagramme de moment.

$$\begin{cases} M_{tu} = 10,685 \text{ kN.m} \\ M_{ts} = 7,731 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{au} = 3,76 \text{ kN.m} \\ M_{as} = 2,723 \text{ kN.m} \end{cases} \quad V_u = \frac{q_u l}{2} = 13,941 \text{ kN.}$$

III.3. 3 Ferrailage à (ELU) :

	$\mu_{bu}$	u	Zd (cm)	Au (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopté	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	0,051	0,065	26,298	0,93			
En appuis	0,018	0,022	26,76	0,32	0,52	3HA12	3,39

Tableau III-2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.

III.3. 4 Justification à l'ELS :

- Position de l'axe neutre : (A' = 0)

$$\frac{b y_1^2}{2} - nA(d - y_1) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + nA(d - y_1)^2$$

- La contrainte maximale de compression de béton :

$$bc = \frac{M_{ser}}{y_1}$$

- La contrainte maximale de traction des aciers :

$$s = n \frac{M_{ser}}{(d - y_1)}$$

$$\overline{s} = 200 \text{ Mpa} \quad ; \quad \overline{bc} = 0,6 f_{c28}$$

	y <sub>1</sub> (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	bc (MPA)	s (MPA)	$\overline{bc}$ (MPA)	$\overline{s}$ (MPA)	Vérifie
<b>En travée</b>	9.01	21332.17	3,26	114,16	15,00	200	<b>OK</b>
<b>En appuis</b>	9.01	21332.17	1,15	40,21			<b>OK</b>

**Tableau III-3 :** Tableau récapitulatif des résultats de justification en travée et en appuis.

**III.3.5 Vérification de la flèche :** d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

D'après le B.A.E.L91, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

- ✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{OK.}$
- ✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots (M_t=0,85M_0) \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,0083 < 0,085 \dots \text{N.OK.}$
- ✓  $\frac{A}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \Rightarrow \frac{A}{b_0d} = 0,0057 < 0,0084 \dots \text{OK.}$

Une condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire

➤ **Calcul de la flèche :**

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{q l^4}{8 E I} + \frac{P l^3}{3 E I}$$

Avec :

E : module déformation déferée  $E_{iv} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie ;  $I = 45000 \text{ cm}^4$

Donc :  $f = 0,042 \text{ cm}$

❖ Flèche admissible : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 3).

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm} \Rightarrow f < f_{adm} \dots \text{Vérifiée.}$$

**III.3.6- Armatures transversales :**

**III.3.6.1-Vérification au cisaillement :** d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$V_{0u} = V_u - q_u \frac{5h}{6} = 13,94 - 7,745 \times \frac{5 \times 0,3}{6} = 12,004 \text{ kN}$$

$$\tau_{0u} = \frac{V_{0u}}{b \times d} = \frac{12,004 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,27} = 0,222 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

**III.3.6.2- Diamètre:** d'après le BAEL91 Article (A.7.2, 2)

$$\tau \quad \min \left\{ \tau_1 = 12 \text{ mm}; \frac{h}{35} = 8,57 \text{ mm}; \frac{b}{10} = 20 \text{ mm} \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

$\Rightarrow \tau = 8 \text{ mm}.$

On prend:  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$

**III.3.6.3-Espacement des armatures transversales (les cadres) :**

D'après le BAEL91 Article (A.5.1, 23) :

- $S_{t\max} \leq \min \{0,9.d, 40\text{cm}\} = 24,3\text{cm}.$

$$\Rightarrow S_{t\max} = 20\text{cm}$$

- $S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{2,01 \times 500}{0,4 \times 30} = 83,75\text{cm}$

- $\frac{A_t}{b_0 S_t} \leq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot k}{0,8 f_e (\sin \alpha - \cos \alpha)}$

$K = 1$  (flexion simple) ;  $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = \frac{0,8 \times 2,1 \times 500}{20 (0,222 - 0,3 \times 2,1)} = 102,94 \text{ cm}$$

➤  $S_t = \min \{S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}\} = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA.99.version 2003 Article (7.5.2) :

L'espacement doit vérifiée :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \frac{A_t}{0,036} = 22,22\text{cm}$$

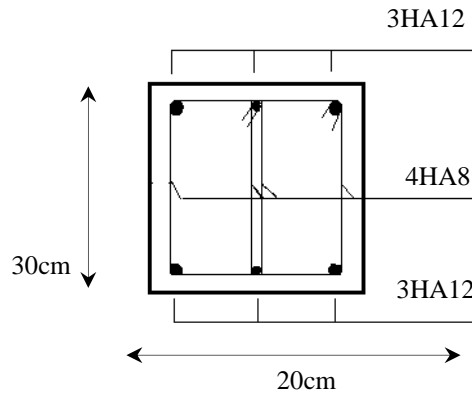
➤ zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12, 30 \right) = \min (7,50; 9,60; 30).$$

$$\Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

➤ zone courante:  $S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

**III.3.7 Schéma de ferrailage :**



**Figure III-7:** Schéma de ferrailage de la poutre chaînage.

**III.4. Les escaliers :**

Un escalier dans une construction est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre.

**III.4. 1-Charges et surcharge :**

$$G = 7,13 \text{ kN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 ; L = 1,9 \text{ m}$$

- ELU :  $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

- ELS :  $Q_s = G + Q$

$$M_o = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85M_o \\ M_a = 0,30M_o \end{cases}$$

/	$Q_u$ kN/ml	$Q_s$ kN/ml
<b>Paillasse</b>	<b>13,38</b>	<b>9,63</b>

**Tableau III-4 :** Charges et surcharge de Paillasse.

	$M_{ou}$ (kN.m)	$M_{tu}$ (kN.m)	$M_{au}$ (kN.m)	$M_{os}$ (kN.m)	$M_{ts}$ (kN.m)	$M_{as}$ (kN.m)
<b>Valeur</b>	6,04	5,13	1,812	4,35	3,70	1,305

**Tableau III-5 :** les valeurs des moments de Paillasse.

III.4. 2-Calcul de ferrailage:

			$\mu_{lu}$	$\mu_{bu}$		Z (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{réel}$ (cm <sup>2</sup> )
volée	En travée	1,386	0,368	0,025	0,61	11,88	1,15	0,99	6HA10	4,70
	Sur appui	1,342	0,266	0,008	0,61	11,95		0,348		

Tableau III-6 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.

III.4. 2.1-Armateur de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 1,175cm^2 \quad \text{on prendr} \quad 6HA10 = 4,71cm$$

➤ Condition du RPA .version 2003 :

$$A_{min} = 0,5\% bh = 0,5 \times 10^{-2} \times 100 \times 15 = 7,5cm^2 \dots\dots\dots ok$$

III.4. 3-Vérification a L'ELS:

III.4. 3.1-Vérification des contraintes :

Du béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 \leq \sigma_{bc} = 15MPa$

De l'acier :  $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d-y_1) \leq \sigma_s = 500MPa$

		$M_{ser}$ (kN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	$Y_1$ (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	vérifié
volet	Travée	3,70	4,71	13	3,63	6411,37	2,09	98,42	OK
	Appui	1,305					0,75	34,71	

Tableau III-7 : Tableau récapitulatif des résultats de justification en travée et en appuis.

III.4. 3-2-Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

- Fissuration peu prejudiciable.

$$Q_u = 13,75kn/ml$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 13,06KN$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b.d} < \sigma_{lim} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{b}, 5Mpa\right)$$

$$\sigma_u = 0,1\text{MPa} < \sigma_{lim} = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

**III.4. 3.3-Vérification de la flèche :** d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,079 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{OK.}$
- ✓  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,083 < \frac{0,85}{10} = 0,085 \dots\dots\dots \text{N.OK.}$
- ✓  $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_c} \dots\dots\dots \Rightarrow \frac{A}{b_0 d} = 0,0063 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{OK.}$

Une condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de la flèche :**

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I}$$

Avec : E : module déformation déferée  $E_{iv} = 1,08 \times 10^4 \text{MPa}$

I: moment d'inertie:  $I = 28125 \text{cm}^4$

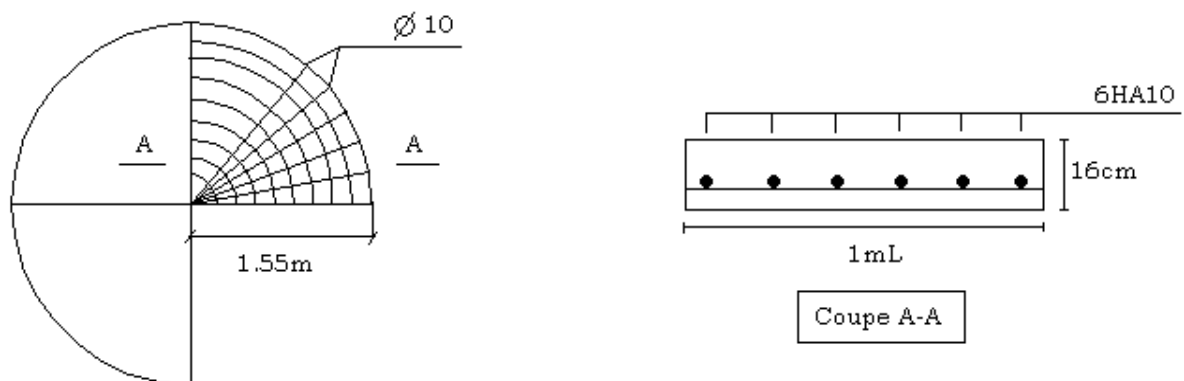
Donc :  $f = 0,0075 \text{cm}$

Flèche admissible : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 3).

$$f_{ad} = \frac{L}{500} = 0,38 \text{cm} \Rightarrow f \leq f_{ad} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

**III.4. 4 Schéma de ferrailage :**

**Coupe 1-1**



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

### III.5 Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux plans qui permettent la séparation entre deux niveaux successifs et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

On a deux types des planchers :

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

#### III.5. 1- Plancher à corps creux :

- **Méthode de calcul (Méthode forfaitaire) :**

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- 1- La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- 2- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- 3- La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire:  $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$ .
- 4- Les éléments de poutre ont une section constante.
- 5- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

- **Principe de la méthode :**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis en des fonctions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est - à - dire dans la travée isostatique indépendant de même portée soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

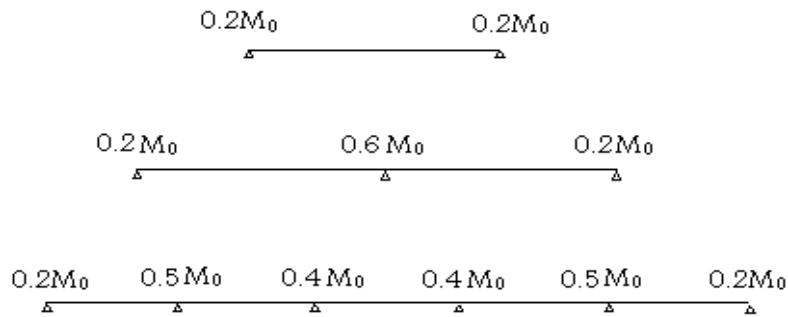
$$= \frac{Q}{G+Q} .$$

- ✓  $M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.
- ✓  $M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.
- ✓  $M_t$  : moment maximal en travée dans la travée considérée.

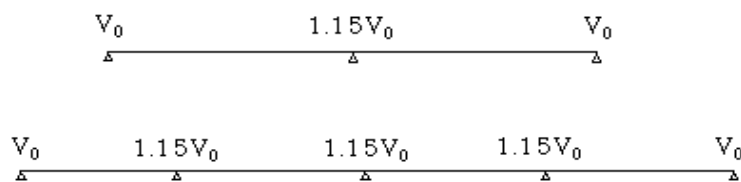
$M_t$ ,  $M_e$  et  $M_w$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- 1)  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{1,05M_0, (1 + 0,3r) M_0\}$
- 2)  $M_t \geq (1 + 0,3r) \frac{M_0}{2}$  Travée intermédiaire.
- 3)  $M_t \geq (1,2 + 0,3r) \frac{M_0}{2}$  Travée de rive.

- Valeurs des moments :



- Valeurs des efforts tranchants :



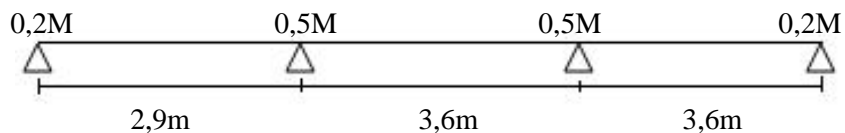
Plancher	G (KN.m)	Q (KN.m)		qu (KN/m <sup>2</sup> )	qs (KN/m <sup>2</sup> )	Charge sur nervure = 0,65 q	
						qu	qs
Terrasse	5,79	1,00	0,147	9,317	6,79	6,056	4,414
Courant	7,4	1,50	0,168	12,24	8,90	7,956	5,785

Tableau III-8 : Charges et surcharge sur Nervure.

III.5. 1.1- Plancher terrasse:

1) ELU:

◆ Type 01 :



Travée (1-2) :

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = \frac{6,056 \times (2,9)^2}{8} = 6,37 \text{KN.m}$$

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \quad \max [1,05M_0, (1+0,3) M_0] \Rightarrow M_t \quad 1,05 M_0$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3r}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,62M_0$$

On prend  $M_t = 1,05 M_0$

**Travée (2-3) :**

$$M_0 = qul^2/8 = \frac{6,056 \times (3,6)^2}{8} = 9,81 \text{KN.m}$$

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \quad \max [1,05M_0, (1+0,3) M_0] \Rightarrow M_t = 1,05 M_0$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3r}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,52M_0$$

On prend  $M_t = 1,05 M_0$

**Travée (3-4):**

$$M_0 = qul^2/8 = \frac{6,056 \times (3,6)^2}{8} = 9,81 \text{KN.m} :$$

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \quad \max [1,05M_0, (1+0,3) M_0] \Rightarrow M_t = 1,05 M_0$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3r}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,62M_0$$

On prend  $M_t = 1,05 M_0$

➤ **Les moments:**

$$M_e = 0,2M_{0(1-2)} = 1,274 \text{ KN.m} \qquad M_w = 0,5M_{0(1-2)} = 3,185 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \max \left[ 1,05M_0 - \frac{3,185+1,274}{2}, (1+0,3) M_0 - \frac{3,185+1,274}{2} \right]$$

$$M_t = 4,459 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,5M_{0(2-3)} = 4,905 \text{ KN.m} \qquad M_w = 0,5M_{0(2-3)} = 4,905 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5,40 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,5M_{0(3-4)} = 4,905 \text{ KN.m} \qquad M_w = 0,2M_{0(3-4)} = 1,962 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6,87 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts tranchants :**

**Travée (1-2) :**

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = -\frac{6,056 \times 2,9}{2} + \frac{3,185 - 1,274}{2,9} = -8,78 \text{KN}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = \frac{6,056 \times 3,6}{2} + \frac{3,185 - 1,274}{2,9} = -9,44 \text{KN}$$

**Travée (2-3) :**

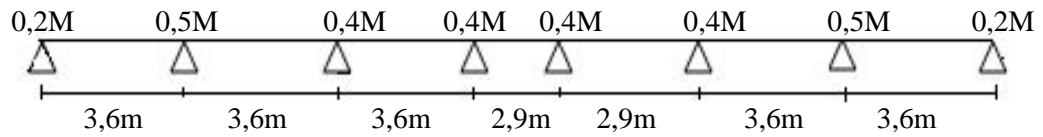
$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = 10,90 \text{KN} \qquad T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = -10,90 \text{KN}$$

Travée (3-4) :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = 10,08\text{KN}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = -11,72\text{KN}$$

◆ Type 02 :



1) ELU :

travée	$M_0$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)	$T_e$ (KN)	$T_w$ (KN)
1-2		4,906	1,962	6,81	-10,08	11,72
2-3	9,81	3,924	4,906	5,83	-11,174	10,63
3-4		3,924	3,924	6,32	-10,90	10,90
4-5	6,38	3,924	2,55	3,46	- 9,25	8,30
5-6		2,55	3,924	3,46	-8,30	9,25
6-7	9,81	4,906	3,924	5,83	-10,63	11,174
7-8		1,962	4,906	6,81	-11,72	10,08

Tableau III-9 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 2 terrasse.

2) E.L.S :

◆ Type 01 :

travée	$M_0$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)	$T_e$ (KN)	$T_w$ (KN)
1-2	4,64	3,575	0,928	2,621	-7,313	5,49
2-3	7,151	3,575	3,575	3,933	- 6,4	6,4
3-4	7,151	1,43	3,575	5,006	- 4,255	8,545

Tableau III-10 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type 1terrasse.

◆ Type 02 :

travée	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>T</sub> (KN.m)	T <sub>e</sub> (KN)	T <sub>w</sub> (KN)
1-2	7,15	3,576	1,430	4,96	-7,350	8,540
2-3		2,860	3,576	4,25	-8,144	7,750
3-4		2,860	2,860	4,61	-7,945	7,945
4-5	4,64	2,860	1,856	2,28	- 6,746	6,05
5-6		1,856	2,860	2,28	- 6,05	6,746
6-7	7,15	2,860	3,576	4,25	-7,750	8,144
7-8		1,430	3,576	4,96	-8,540	7,350

Tableau III-11 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type 2 terrasse.

III.5. 1.2-Plancher courant :

1) ELU

◆ Type 01 :

travée	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>T</sub> (KN.m)	T <sub>e</sub> (KN)	T <sub>w</sub> (KN)
1-2	8,36	4,182	1,673	5,85	-13,455	15,186
2-3	12,89	6,444	6,444	7,10	-14.321	14,321
3-4	12,89	2,578	6,444	9,03	-15,395	13,245

Tableau III-12 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 1 étage courant.

◆ Type 02 :

travée	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>T</sub> (KN.m)	T <sub>e</sub> (KN)	T <sub>w</sub> (KN)
1-2	12,89	6,445	2,578	9,028	-13,245	15,394
2-3		5,156	5,156	7,739	-14,678	13,962
3-4		5,156	5,156	8,384	-14,320	14,32
4-5	8,36	5,156	3,344	4,48	-10,945	12,126
5-6		3,444	5,156	4,48	-12,126	10,945
6-7	12,89	6,445	5,156	7,739	-13,962	14,678
7-8		2,578	6,445	9,028	-15,394	13,245

Tableau III-13 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 2 étage courant.

1) ELS:

◆ Type 01 :

travée	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>T</sub> (KN.m)	T <sub>e</sub> (KN)	T <sub>w</sub> (KN)
1-2	6,081	4,686	1,216	3,434	- 7,192	9,585
2-3	9,372	4,686	4,686	5,158	-10,431	10,431
3-4	9,372	1,874	4,686	6,564	-11,194	9,632

Tableau III-14 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type 1 étage courant.

◆ Type 02 :

travée	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>T</sub> (KN.m)	T <sub>e</sub> (KN)	T <sub>w</sub> (KN)
1-2	9,372	4,686	1,874	6,564	-9,630	11,20
2-3		3,748	4,686	5,627	-10,673	10,152
3-4		3,748	3,748	6,096	-10,413	10,413
4-5	6,081	3,748	2,443	3,272	- 7,938	8,838
5-6		2,443	3,748	3,272	-8,838	7,938
6-7	9,372	4,686	3,748	5,627	-10,152	10,673
7-8		1,874	4,686	6,564	-11,20	9,630

Tableau III-15 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type 2 étage courant.

$$\begin{cases} M_{tu(max)} = 9,028 \text{ kN.m} \\ M_{ts(max)} = 6,564 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{au} = 6,445 \text{ kN.m} \\ M_{as} = 4,686 \text{ kN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} T_{u(max)} = 15,395 \text{ kN.m} \\ T_{s(max)} = 11,20 \text{ kN.m} \end{cases}$$

III.5.1.3 Ferrailage a (ELU) :

$$= \frac{M_u}{M_s} = 1,375 \dots \Rightarrow \mu_{lu} = 0,259$$

$$M_{btu} = bh_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \left( 0,17 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,17 \times 10^3 = 55,263 \text{ kN.m}$$

$M_{btu} > M_u \Rightarrow$  Section rectangulaire (b.d.)

	$\mu_{bu}$	$u$	Zd (cm)	Au (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (ml)	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	0,034	0,043	16,71	1,243	1,07	3HA10	2,36
<b>En appui</b>	0,025	0,032	16,78	0,90	0,197	1HA12	1,13

Tableau III-16 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.

III.5.1.4 Justification à l'ELS :

- Position de l'axe neutre : (A' = 0)

$$\frac{by_1^2}{2} - nA(d - y_1) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y_1^3 + nA(d - y_1)^2$$

- La contrainte maximale de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

- La contrainte maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1)$$

$$\sigma_s = f_e \Rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

	y <sub>1</sub> (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérifie
<b>En travée</b>	3,79	7359,98	3,38	176,72	15	500	<b>OK</b>
<b>En appuis</b>	3,22	3814,00	3,96	253,96			<b>OK</b>

Tableau III-17 : Tableau récapitulatif des résultats de justification en travée et en appuis.

**III.5.1.4.1 Armatures transversales :**

$$T_{u(max)} = 15,395 \text{ kN}$$

$$T_{0u} = T_u - q \frac{5h}{6} = 15,395 - 6,056 \times \frac{5 \times 0,2}{6} = 14,386 \text{ kN}$$

$$\sigma_{0u} = \frac{T_{0u}}{b_0 \cdot d} = \frac{14,386 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,17} = 0,846 \text{ MPa} < \sigma_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

**III.5.1.4.2 Diamètre :** d'après le BAEL91 (A.7.2, 2)

$$t \text{ min } \left\{ t_1 = 10 \text{ mm} ; \frac{h}{35} = 5,71 \text{ mm} ; \frac{b_0}{10} = 12 \text{ mm} \right\} = 5,71 \text{ mm.}$$

$$t = 6 \text{ mm.}$$

On prend:  $A_t = 2 \cdot 6 = 0,57 \text{ cm}^2$ .

**III.5.1.4.3 Espacement des armatures transversales:** d'après le BAEL91 Article (5.1, 22)

$$\text{➤ } S_{tmax} \leq \min \{0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}\} = 15,3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_{tmax} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{0,57 \times 500}{0,4 \times 12} = 59,375 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } \frac{A_t}{b_0 S_t} \leq \frac{\sigma_u - 0,3 f_{tj} \cdot k}{0,8 f_e (\sin \alpha - \cos \alpha)} \quad \text{d'après le BAEL91 Article (A.5.1, 23).}$$

$$K = 1 \text{ (flexion simple)} ; \alpha = 90^\circ$$

Donc :

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0 (\sigma_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = \frac{0,8 \times 0,28 \times 500}{12 (0,846 - 0,3 \times 2,1)} = 87,96 \text{ cm}$$

$$S_t = \min \{S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}\} = 15 \text{ cm}$$

**III.5.1.4.4 Vérification de la flèche :** d'après le BAEL91 Article (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{360} = 0,0556 > \frac{9,028}{15 \times 12,89} = 0,0466 \quad \text{(c.v)}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{360} = 0,0556 > \frac{1}{22,5} = 0,0444 \quad \text{(c.v)}$$

$$3/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{65 \times 17} = 0,002 < \frac{3,60}{500} = 0,0072 \quad \text{(c.v)}$$

➤ Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.5.1.5-Schéma de ferrailage :

Coupe A-A

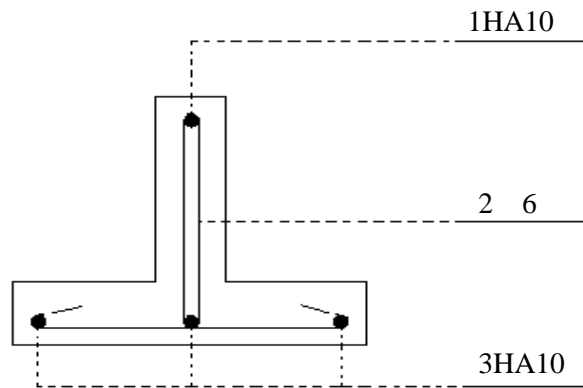


Figure III-9: Schéma de ferrailage de la Nervure.

III.5.1.6- La dalle mince (Table de compression) : d'après le BAEL91 Article (B.6.8, 423).

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 5\text{Ø}5 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : 3Ø5 = 0,59 cm<sup>2</sup>.

Donc on choisi un treilli soudé TS Ø5 (20×30) cm<sup>2</sup>.

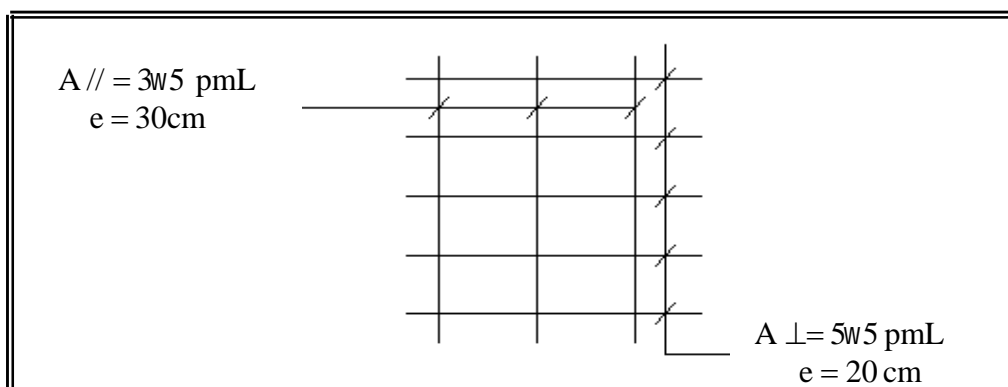


Figure III-10: La treilli soudé de la dalle mince.

**III.5. 2- Dalle Pleine :**

Les panneaux de la dalle pleine sont calculés comme une section rectangulaire à la flexion simple sous l'effet de :

- la charge permanente G.
- la charge d'exploitation Q.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

**III.5. 2-1-Charges appliquées :**

**-Terrasse :**

$$g = G \times 1 \text{ m} = 7,99 \text{ KN/m}$$

$$q = Q \times 1 \text{ m} = 1,0 \text{ KN/m}$$

**-Étage courant :**

$$g = G \times 1 \text{ m} = 5,2 \text{ KN/m}$$

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

**III.5.2-2-Combinaisons d'action :**

- **E.L.U :**  $1,35g + 1,5 q$
- **E.L.S :**  $g + q$

	E.L.U (KN/ml)	E.L.S (KN/ml)
<b>Terrasse</b>	12,29	9,0
<b>Étage Courant</b>	9,27	6,7

**Tableau III-18 :** Charges et surcharge de la dalle pleine.

**III.5.2.3-Les sollicitations :**

On calcul le panneau ayant les dimensions suivantes :

$$L_x = 455 \text{ cm}, L_y = 910 \text{ cm}$$

$$= \frac{455}{910} = 0,5 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

Calcul	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>Sollicitations à ELU et ELS</b>	$\frac{1}{8(1 + 2,4r^3)}$	$^2(1 - 0,95(1 - )^2) \geq \frac{1}{4}$
<b>Déformation à l'ELS</b>	$\frac{1}{8(1 + 2r^3)}$	$^2(1 + \frac{3}{2}(1 - )^2) \geq \frac{1}{4}$

**Tableau III-19 :** Valeurs approchées du coefficient  $\mu_x, \mu_y$ .

$$= 0,5 \Rightarrow \mu_x = 0,096 ; \mu_y = 0,1962$$

III.5. 2.3.1 Terrasse :

- E.L.U :

$$M_x = \mu_x \cdot p_u \cdot l_x^2 = 0,0962 \times 12,29 \times (4,55)^2 = 24,48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,191 \times 24,48 = 4,68 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de la continuité, nous prendrons :

\* En Travée :  $M_x^t = 0,85 \cdot M_x = 20,81 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0,85 \cdot M_y = 3,98 \text{ KN.m}$$

\* Sur Appui :  $M_x^a = M_y^a = 0,3 \cdot M_x = 7,344 \text{ KN.m}$

- L'effort tranchant maximal :

$$V = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{12,29 \times 4,55 \times 9,10}{2 \times 9,10 + 4,55} = 6,145 \text{ kN}$$

- E.L.S :

$$= 0,5 \rightarrow \mu_x = 0,1 \quad , \quad \mu_y = 0,344$$

Mx (N.m)	My (N.m)	M <sub>x</sub> <sup>t</sup> (N.m)	M <sub>y</sub> <sup>t</sup> (N.m)	M <sub>x</sub> <sup>a</sup> (N.m)	M <sub>y</sub> <sup>a</sup> (N.m)
18,63	6,41	15,84	5,45	5,60	5,60

Tableau III-20 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS terrasse.

III.5. 2.3.2 Étage courant :

- E.L.U :

μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	Mx (KN.m)	My (KN.m)	M <sub>x</sub> <sup>t</sup> (K N.m)	M <sub>y</sub> <sup>t</sup> (K N.m)	M <sub>x</sub> <sup>a</sup> (K N.m)	M <sub>y</sub> <sup>a</sup> (K N.m)	T <sub>x</sub> (KN)
0,096	0,191	18,424	3,52	15,66	3,0	5,53	5,53	4,64

Tableau III-21 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU étage courant.

- E.L.S :

μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	Mx (KN.m)	My (KN.m)	M <sub>x</sub> <sup>t</sup> (K N.m)	M <sub>y</sub> <sup>t</sup> (K N.m)	M <sub>x</sub> <sup>a</sup> (K N.m)	M <sub>y</sub> <sup>a</sup> (K N.m)
0,1	0,344	13,87	4,77	11,80	4,056	4,161	4,161

Tableau III-22 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS étage courant.

**III.5. 2.4 Calcul des armatures :**

➤ **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

$$w_{\max} \leq \frac{e}{10} \text{ avec : } e = 20\text{cm}$$

$$w_{\max} \leq \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

On prend:  $w = 10\text{mm}$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

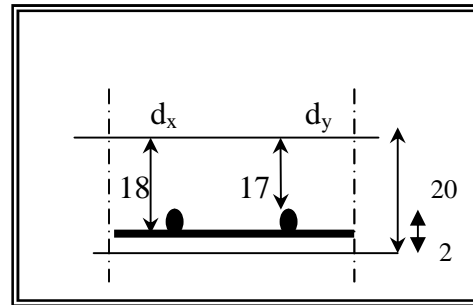
La fissuration est considérée comme peu nuisible : On prend :  $a = 1 \text{ cm}$ .

$$\begin{cases} c_x = a + \frac{w}{2} \\ c_x = a + w + \frac{w}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} c_x = 10 + \frac{10}{2} = 15\text{mm} \\ c_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25\text{mm} \end{cases}$$

On prend:  $\begin{cases} c_x = 2\text{cm} \\ c_y = 3\text{cm} \end{cases}$

$$d_x = e - C_x = 20 - 2 = 18\text{cm}$$

$$d_y = e - C_y = 20 - 3 = 17\text{cm}$$



**III.5. 2.4.1 Terrasse :**

1. **E.L.U :**

**Figure III-11:** L'enrobage  $d_x$  et  $d_y$  de la dalle pleine.

\* **En Travée, Sens  $l_x$  :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{f_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{20,81 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times (0,18)^2} = 0,045$$

$$\mu_{bu} = 0,045 < \mu_1 = 0,372 \Rightarrow \mu = 0,045 \rightarrow A' = 0$$

$$\eta = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 0,058$$

$$Z_d = (1 - 0,4 \eta) d_x = 17,6\text{cm}$$

$$A_x = \frac{M_x^t}{\sigma_s \times Z} 10^3 = 2,719 \text{ cm}^2$$

\* **En Travée, Sens  $l_y$  :**

$M_y^t$ (KN.m)	$\mu$	$\mu_1$	$\eta$	$z$	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
3,98	0,001	0,372	0,0122	16,917	0,54

**Tableau III-23 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée terrasse.

**\* Sur Appui :**

M <sup>a</sup> (N.m)	μ	μ <sub>1</sub>		Z	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
7,344	0,0073	0,372	0,0091	17,934	0,942

**Tableau III-24 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis terrasse.

**2. Condition de non fragilité :** d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

La dalle est appuyée sur ces 4 cotés, avec : 12 cm < h = 20 cm < 30 cm.

On doit avoir pour les armatures inférieures et supérieures.

- $A_x \geq 0 \frac{3-1_x/1_y}{2} b.h_0 = 0,0006 \frac{3-4,55/9,10}{2} \times 100 \times 20 = 1,5 \text{ cm}^2.$
- $A_y \geq 0.b.h_0 = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2.$

➤  $A_{adp} = \max (A^{cal} ; A_{min}).$

		A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
En	Sens xx	2,719	1,5	2,719	5HA10=3,925	20
Travée	Sens yy	0,54	1,2	1,2	5HA10=3,925	20
Sur Appui		0,942	1,5	1,5	5HA10=3,925	20

**Tableau III-25 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis terrasse.

**3. Justification à l'ELS :**

- Position de l'axe neutre : (A' = 0)

$$\frac{by_1^2}{2} - nA(d - y_1) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I_{AN} = \frac{b}{3} y_1^3 + nA(d - y_1)^2$$

- La contrainte maximale de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{AN}} y_1 ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

- La contrainte maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I_{AN}} (d - y_1)$$

$$\overline{\sigma}_s = f_e \dots \dots \dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

		y <sub>1</sub> (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	bc (MPa)	s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifie
En travée	Sens xx	4,133	13674,55	4,79	241	15	500	OK
	Sens yy	3,65	12113,75	1,64	91,58	15	500	OK
En appuis		4,133	13674,55	1,7	85,20	15	500	OK

**Tableau III-26 :** Tableau récapitulatif des résultats de justification en travée et en appuis terrasse.

**III.5.2.4.2 Etage courant :**

**1. E.L.U :**

		Mu (N.m)	μ	μ <sub>1</sub>		z	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
En Travée	Sens xx	15,66	0,0341	0,372	0,0434	17,69	2,036
	Sens yy	3,0	0,0073	0,372	0,0092	16,94	0,41
Sur Appui		5,53	0,012	0,372	0,015	17,90	0,71

**Tableau III-27 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis étage courant.

**2. Condition de non fragilité :** d'après le BAEL91 Article (A.4.2)

- $A_x \geq 0 \frac{3-1_x/1_y}{2} b.h = 1,5 \text{ cm}^2$ .
- $A_y \geq 0.b.h_0 = 1,2 \text{ cm}^2$ .

		A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
En Travée	Sens xx	2,036	1,5	2,036	5HA10=3,925	20
	Sens yy	0,41	1,2	1,2	5HA10=3,925	20
Sur Appui		0,71	1,5	1,5	5HA10=3,925	20

**Tableau III-28 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis étage courant.

3. Justification à l'ELS :

		y <sub>1</sub> (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	b <sub>c</sub> (MPa)	s (MPa)	$\bar{b}_c$ (MPa)	$\bar{s}$ (MPa)	Vériefie
En travée	Sens xx	4,133	13674,55	4,79	241	15	500	OK
	Sens yy	3,65	12113,75	1,64	91,58	15	500	OK
En appuis		4,133	13674,55	1,70	85,20	15	500	OK

Tableau III-29 : Tableau récapitulatif des résultats de justification en travée et en appuis étage courant.

III.5.2.5 L'écartement des armatures: d'après le BAEL91 Article (A.8.2, 42)

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs maximales données par :

- La direction la plus sollicitée : min (3h ; 33 cm) = 33 cm.

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$$

- La direction perpendiculaire : min (4h ; 45 cm) = 45 cm.

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm.}$$

III.5.2.6 Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6,145 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,034 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,034 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc il n'y a pas lieu de prévoir d'armatures transversales.

III.5. 2.7 Etat limite de déformation : d'après le BAEL91 Article (B.7.5)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad , \quad (M_t = 0,85M_x)$$

$$\frac{20}{455} = 0,044 > \frac{0,85}{20} = 0,0425 \quad (\text{c.v})$$

$$2/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_c} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 14} = 0,00218 < \frac{2}{500} = 0,004 \quad (\text{c.v})$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.5.2.8 Arrêt des barres :

$$\text{En travée sens } L_x \left\{ \begin{array}{l} 3\text{HA}10 \text{ filants} \\ 2\text{HA}10 \text{ arrêtées à } 0,1L_x = 47 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

En travée sens  $L_y$   $\left\{ \begin{array}{l} 3HA8 \text{ filants} \\ 2HA8 \text{ arretées à } 0,1L_y = 94 \text{ cm} \end{array} \right\}$

• Sur appuis intermédiaire (Poteau) :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} l_s = 50 \times 1 = 50 \text{ cm} \\ 0,2 \times l_x = 0,2 \times 470 = 94 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow L_1 = 94 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} l_s = 40 \text{ cm} \\ \frac{l_1}{2} = 47 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow L_2 = 47 \text{ cm}$$

III.5. 2.9 Schéma d'exécution :

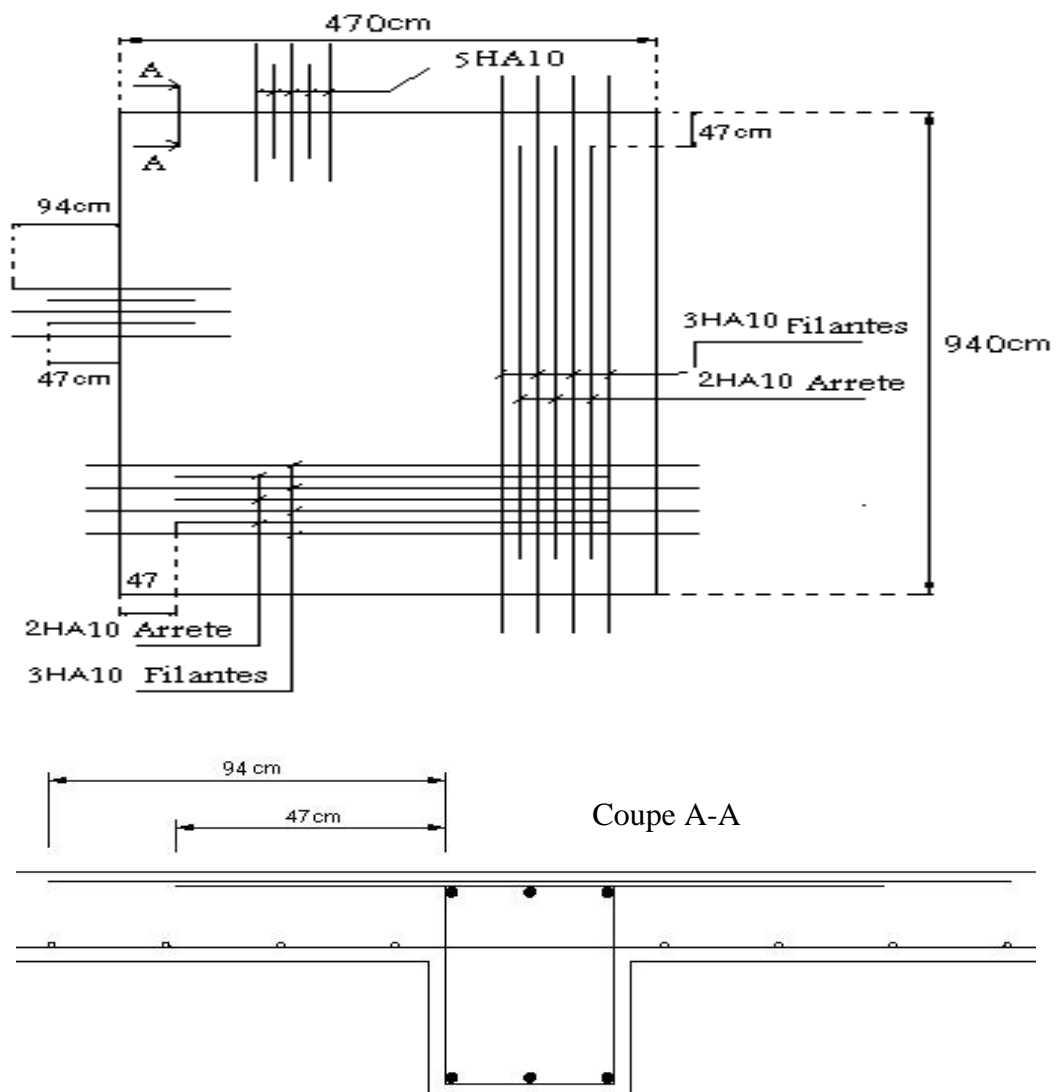
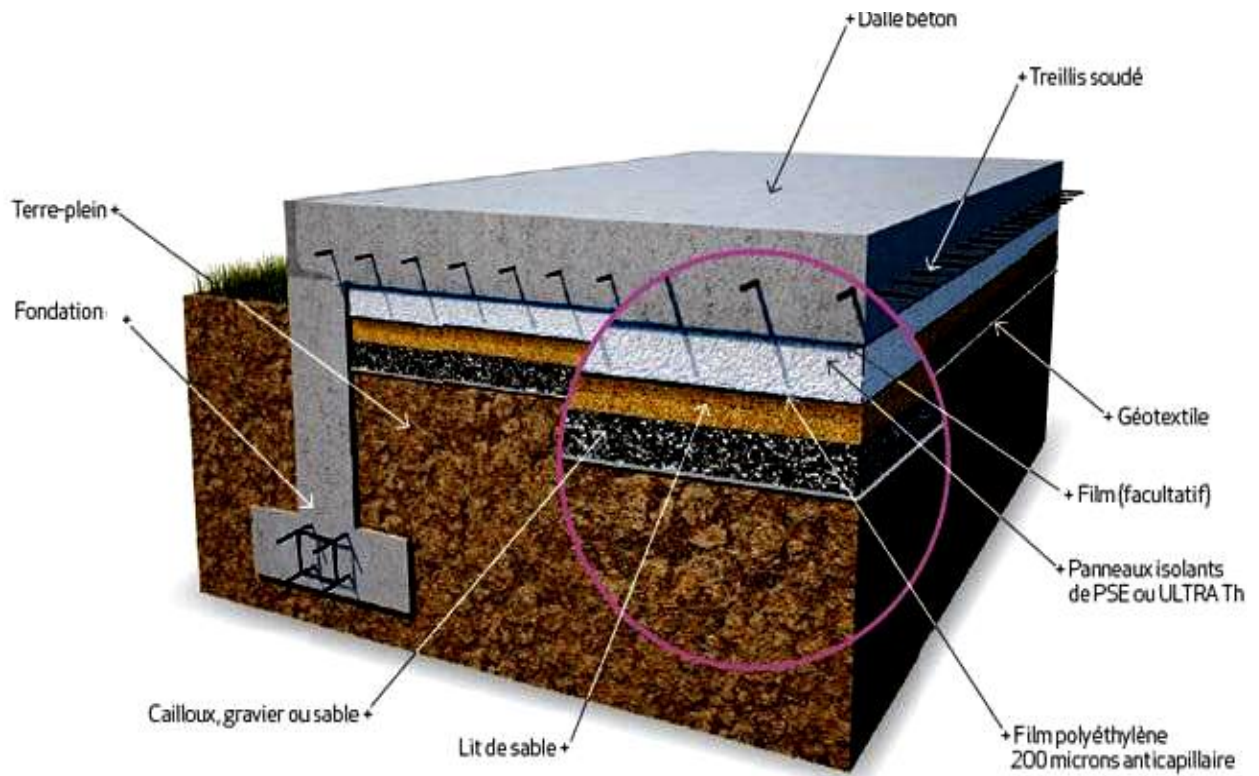


Figure III-12: Schéma de ferrailage de la dalle Pleine.

### III.5.3 La dalle flottante :

Une dalle flottante est un ouvrage de grandes dimensions, généralement en béton ou béton armé, qui repose uniformément sur le sol.

Contrairement à un plancher porté ou une dalle, le dallage est un ouvrage qui repose directement sur le sol permettant de transmettre directement les charges qui lui sont appliquées sur ce dernier.



**Figure III-13 :** Schéma de dalle flottante sur terre plein.

#### Constituions d'un dallage :

Un dallage est destiné à transmettre au sol les charges qui lui sont appliquées, sa constitution dépend des charges d'exploitation en présence. Un dallage se compose de trois parties :

La forme (sous-couche ou fondation) est constituée de sable, de granulats concassés, de tout-venant ou d'un grave ciment sur une épaisseur  $H_1$  de 100 à 300 mm selon les charges transmettre. Celle-ci est compactée de manière à obtenir une plate-forme stable, adopte à recevoir le corps du dallage.

Le Corp. de dallage est réalisé en béton armé de dosage en ciment supérieur à  $300\text{Kg/m}^3$ . Pour notre ouvrage Nous choisissons épaisseur **15 cm** comporte des armatures en treillis soudé de type **6 mm** et  $S_t = 20\text{cm}$ .

Le treillis soudé a pour rôle de limiter les fissurations lors du retrait du béton.

**III.6 L'ascenseur :**

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes ou des chargements depuis un niveau d'accueil jusqu'à un autre niveau choisi. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Cet appareil élévateur est installé dans une gaine délimité par des parois, un plafond et un fond de cuvette. Les composants principaux sont :

- **Cabine :** (le moteur électrique; le contre poids; les câbles): organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- **Treuil :** Une poulie de traction est actionnée par un moto- réducteur. Elle entraîne des câbles dont une extrémité est fixée à la cabine d'ascenseur et l'autre à un contre poids.
- **le contrepoids :**  
La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui portant dans les gorges de la poulie de treuil.

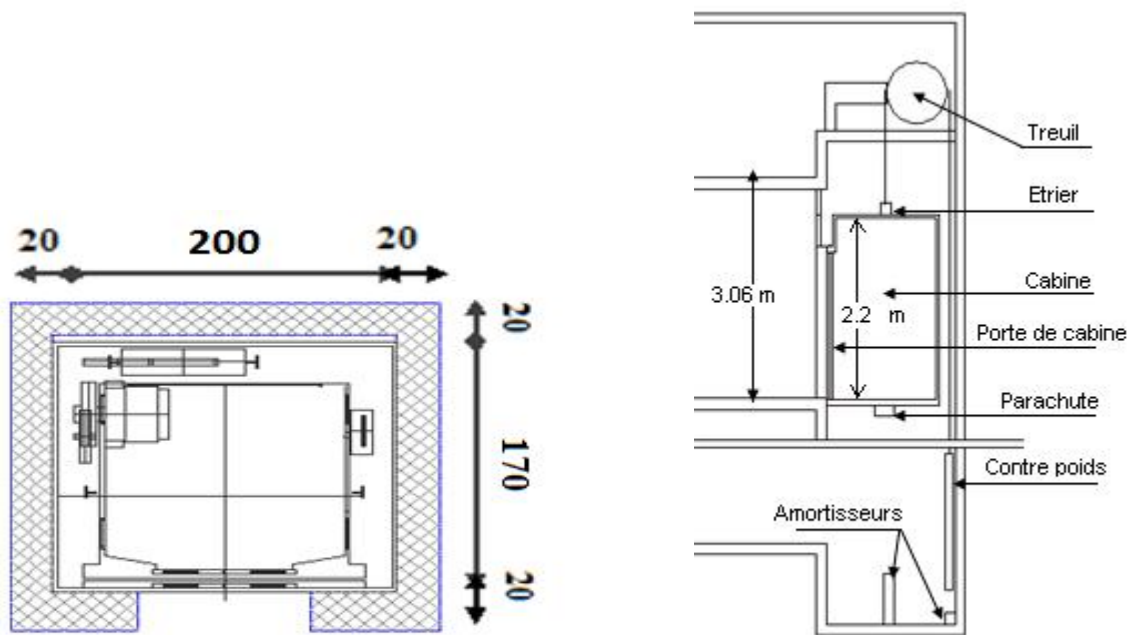


Figure III-14 : Schéma d'un ascenseur Mécanique.

**III.6.1 Charge de l'ascenseur :**

L'ascenseur est destiné principalement au transport de personnes, donc il est de classe I d'après la norme NF P82 – 208. ), La charge nominale est de 630 kg pour 8 personnes avec une Surface utile de la cabine de 1,54 m².

**P<sub>M</sub> :** poids morts (la masse de la cabine + treuil + accessoires + câble d'acier)

**P<sub>P</sub> :** la masse de contre poids et telle que :  $P_P = P_M + \frac{Q}{2}$

**III.6.1.1 Calcul des masses :****A. Le poids mort :**• **Surface latérale :**

Dimension de la banne :

- Largeur = 1,10 m.

- Profondeur = 1,40 m.

- Hauteur = 2,25 m.

$$S = (2 \times 1,4 + 1,1) \times 2,25 = 8,775 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 1,15 \times 8,775 \times 1,1 \quad \Rightarrow \quad P_1 = 1,11 \text{ KN}$$

**B. Plancher :**

$$S = 1,1 \times 1,4 = 1,54 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 1,10 \times 1,54 \quad \Rightarrow \quad P_2 = 1,694 \text{ KN}$$

• **Toit :**

$$P_3 = S \times 0,2 = 1,54 \times 0,2 \quad \varnothing \quad P_3 = 0,308 \text{ KN}$$

• **Arcade :**

$$P_4 = (0,4 + 0,8) \times 1,1 \quad \varnothing \quad P_4 = 1,48 \text{ KN}$$

• **Parachute :**

$$P_5 = 0,40 \text{ kN} \quad \varnothing \quad P_5 = 0,40 \text{ kN}$$

• **Accessoire :**

$$P_6 = 0,80 \text{ kN} \quad \varnothing \quad P_6 = 0,80 \text{ kN}$$

• **Poulier de mouflage :**

$$P_7 = 0,6 \text{ kN} \quad \varnothing \quad P_7 = 0,6 \text{ kN}$$

• **Porte de cabine :**

$$P_8 = 0,8 + 0,25 \times 0,7 \times 2,00 \quad \varnothing \quad P_8 = 1,194 \text{ KN}$$

$$\text{On a: } P_M = P_i \quad \varnothing \quad P_M = 7,586 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Charge nominal : } Q = 6,30 \text{ KN}$$

$$\text{➤ La masse du contre poids : } P_p = P_M + \frac{Q}{2} = 7,586 + \frac{6,3}{2} = 10,736 \text{ KN}$$

**III.6.1.2 Descente de charges :**Charge nominal : **Q = 6,3 kN**

Charge permanent :

$$\checkmark \quad \text{Poids mort :} \quad 7,586 \text{ kN}$$

$$\checkmark \quad \text{Masse de câble :} \quad 0,060 \text{ kN}$$

- ✓ Masse de contre poids : 10,736 kN
- ✓ Treuil en haut + moteur : 0,2 kN

$$G = 18,582 \text{ kN.}$$

$$\text{Donc : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q \quad \varnothing \quad Q_u = 34,537 \text{ kN}$$

**III.6.2. Vérification de la dalle de poinçonnement :**

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement à cause de la force concentré appliquée par l'un des appuis du moteur (moteur appuis), le poids de l'ascenseur est de (34,549 kN), lors de l'installation de tous les accessoires et leur branchement au moteur, chacun des appuis prend le quart

$$\text{du poids donc : } Q_u = \frac{34,537}{4} = 8,634 \text{ kN}$$

D'après le BAEL91 Article (A.5.2.4.2), la condition de non poinçonnement est vérifiée est :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{b}$$

Avec :  $Q_u$  : Charge à l'ELU,

$h$  : L'épaisseur total de la dalle,

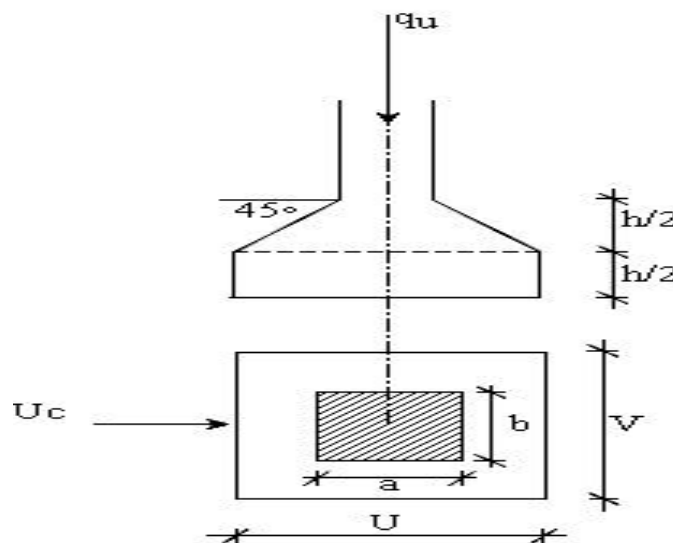
$U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

( $h = 20 \text{ cm}$ ,  $a = 10 \text{ cm}$ ,  $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $\alpha = 45^\circ$ )

$$U_c = 4 \left( a + \frac{h}{2} \times 2 \right) = 4 \left( 10 + \frac{20}{2} \times 2 \right) = 120 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Q \leq 0,045 \times 1,2 \times 0,2 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 180 \text{ kN}$$

Donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.



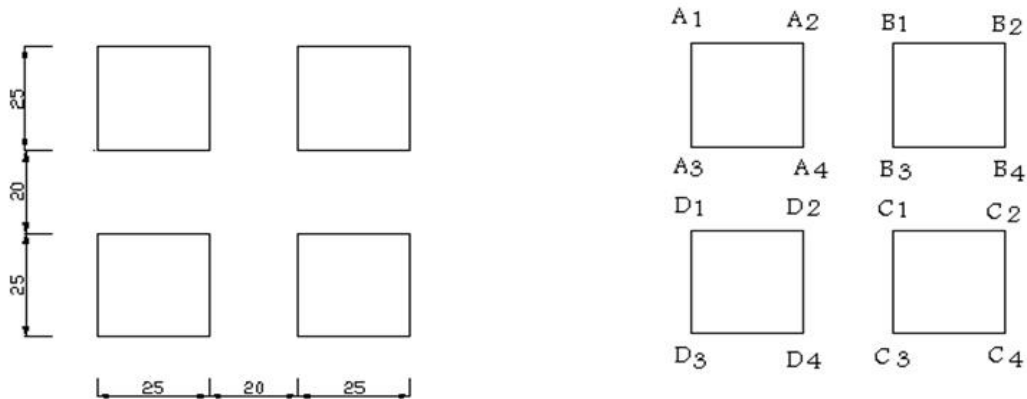
**Figure III-15 :** Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.

III.6.3. Evaluation des moments :

III.6.3. 1. Les moments dus à la charge concentrée :

On admet qu'un force appliquée à la surface de la dalle agit uniformément sur un aire ( $S = U \times V$ ), située à la mi-hauteur de celle-ci, avec U parallèle à  $L_x$  et V à  $L_y$ .

Pour le calcul des moments maximaux au centre de la dalle, on utilise les abaqués de **PIGEAUD**, qui permette de placée les charges au centre de la dalle.



A l'aide de schéma précédente et la valeur de  $\frac{l_x}{l_y} = 0,6$  on détermine les moments  $M_1$  et  $M_2$  des tableaux de **PIGEUD** ( $M_1$  et  $M_2$  sans unité).

$$v = y_o + 2h_1 + h_t \qquad u = x_o + 2h_1 + h_t$$

1) Effet de  $A_1 \ B_2 \ C_4 \ D_3$  :

$$\left. \begin{aligned} \frac{u_1}{l_x} = \frac{0,7}{1,7} = 0,41 \\ \frac{v_1}{l_y} = \frac{0,7}{2} = 0,35 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \begin{cases} M_1=0,135 \\ M_2=0,039 \end{cases}$$

2) Effet de  $A_2 \ B_1 \ C_3 \ D_4$  :

$$\left. \begin{aligned} \frac{u_2}{l_x} = \frac{0,2}{1,7} = 0,12 \\ \frac{v_2}{l_y} = \frac{0,7}{2} = 0,35 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \begin{cases} M_1=0,168 \\ M_2=0,043 \end{cases}$$

3) Effet de  $A_3 \ B_4 \ C_2 \ D_1$  :

$$\left. \begin{aligned} \frac{u_3}{l_x} = \frac{0,7}{1,7} = 0,41 \\ \frac{v_3}{l_y} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \begin{cases} M_1=0,162 \\ M_2=0,108 \end{cases}$$

4) Effet de  $A_4 B_3 C_1 D_2$  :

$$\left. \begin{aligned} \frac{u_4}{l_x} &= \frac{0,2}{1,7} = 0,12 \\ \frac{v_4}{l_y} &= \frac{0,2}{2} = 0,1 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \begin{cases} M_1=0,235 \\ M_2=0,132 \end{cases}$$

Les moments suivant les directions x et y sont :

$$M_x = P (M_1 + M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + M_1) ; \text{ avec : } = 0.$$

On aura :

$$M_x = P M_1 \text{ et } M_y = P M_2$$

$$P = P'.S \quad S=0.25 \times 0.25=0.0625m^2$$

$$\Rightarrow P' = \frac{P}{S} = \frac{8,635}{0,0625} = 138,16kN/m^2$$

Etat de Charge	U / L <sub>x</sub>	V / L <sub>y</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S (m <sup>2</sup> )	P=P'xS (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)
1	0,41	0,35	0,135	0,039	0,49	67,690	9,138	2,64
2	0,12	0,35	0,168	0,043	0,14	19,342	3,42	0,83
3	0,41	0,1	0,162	0,108	0,14	19,342	3,13	2,088
4	0,12	0,1	0,235	0,132	0,04	5,526	1,3	0,73

Tableau III-30 : résultants des moments M<sub>x</sub> et M<sub>y</sub> à L'ELU.

A partir de la figure et le tableau précédents on aura :

$$\begin{cases} M_{1X} = M_{X1} + M_{X2} + M_{X3} + M_{X4} = 17kN.m \\ M_{1Y} = M_{Y1} + M_{Y2} + M_{Y3} + M_{Y4} = 6.3kN.m \end{cases}$$

**III.6.3.2.Les moments dus aux charges réparties :**

Largeur : L<sub>x</sub> = 1,7 m

Longueur : L<sub>y</sub> = 2 m

G = 0,2 × 25 = 5,00 kN/m<sup>2</sup>

Q = 1,00 kN/m<sup>2</sup>

q = 1,35 G + 1,5 Q = 8,25 kN/m<sup>2</sup>

= 0,85 La dalle travaille suivant les deux sens :

μ<sub>x</sub> = 0,05

μ<sub>y</sub> = 0,697

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x q l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{array} \right\} \dots \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 1,192 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,831 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

D'où les moments totaux appliqués sur la dalle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xT} = M_{Ix} + M_x = 18,192 \text{ kN.m} \\ M_{yT} = M_{Iy} + M_y = 7,13 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

La dalle est considéré comme totalement encastrée (appuyée sur les voiles).

On aura:

$$M_{xt} = 0,75 M_{xT} = 13,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{yt} = 0,75 M_{yT} = 5,34 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{xT} = 9,096 \text{ kN.m}$$

### III.6.4 Ferrailage :

Le ferrailage de fait en flexion simple (**E.L.U**) pour une bonde de 1m de largeur.

On aura: Le même ferrailage dans les deux directions.

✓ En travée :  $A_{tu} = 2,02 \text{ cm}^2$ .

✓ En appuis :  $A_{au} = 0,75 \text{ cm}^2$ .

- **Condition de non fragilité** : d'après le BAEL91 Article (A.4.2)

- $A_x \geq 0 \frac{3-1_x/1_y}{2} b.h_0 = 0,0006 \frac{3-1,7/2}{2} \times 100 \times 20 = 1,29 \text{ cm}^2$ .

- $A_y \geq 0.b.h_0 = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$ .

Alors :  $A_u = 2,02 \text{ cm}^2$ .

Les armatures choisies sont :  $A_t = 10\text{HA}10 / \text{ml}$  (St = 10 cm).

$$A_a = 10\text{HA}10 / \text{ml} \quad (\text{St} = 10 \text{ cm}).$$

### ➤ Vérifications :

#### III.6.4.1 Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

L'effort tranchant pour valeur :

$$T = \frac{P.L_x.L_y}{2L_y + L_x} = \frac{8,25 \times 1,7 \times 2}{2 \times 2 + 1,7} = 4,92 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{4,92 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,029 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

**III.6.4.2 Vérification à L'ELS :**

**III.6.4.2.1- Vérification de la flèche :** d'après le BAEL91 (art. B.7.5)

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) côtés on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{25}{160} = 0,156 \geq \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c} \Rightarrow \frac{7,85}{100 \times 17} = 0,0046 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

**III.6.4.2.2- Moments dus aux charges concentrées :**

$$Q_{ser} = \frac{Q_{ser}}{4} = \frac{19,585}{4} = 4,9 \text{ kN}$$

$$P'_{ser} = \frac{Q_s}{S} = \frac{4,9}{0,0625} = 78,4 \text{ kN}$$

Etat de Charge	U / L <sub>x</sub>	V / L <sub>y</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S (m <sup>2</sup> )	P=P' <sub>s</sub> S (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)
1	0,41	0,35	0,135	0,039	0,49	38.41	5.19	1.5
2	0,12	0,35	0,168	0,043	0,14	10.97	1.843	0.472
3	0,41	0,1	0,162	0,108	0,14	10.97	1.77	1.185
4	0,12	0,1	0,235	0,132	0,04	3.14	0.738	0.414

**Tableau III-31:** résultants des moments M<sub>x</sub> et M<sub>y</sub> à L'ELS.

$$\begin{cases} M_{1x} = M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4} = 9,54 \text{ kN.m} \\ M_{1y} = M_{y1} + M_{y2} + M_{y3} + M_{y4} = 3,57 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**III.6.4.2.3-. Moments dus aux charges réparties :**

$$G_{dalle} = 5 \text{ kN/m}^2 \qquad Q_{dalle} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$q = G + Q = 5 + 1 = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

= 0,85 La dalle travaille suivant les deux sens :

$$\mu_x = 0,05 \quad , \quad \mu_y = 0,697$$

$$\left\{ \begin{matrix} M_x = \mu_x q l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{matrix} \right\} \dots\dots\dots \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} M_x = 0,86 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,60 \text{ kN.m} \end{matrix} \right.$$

$$\Rightarrow M_{xT} = M_{1x} + M_x = 10,40 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_{yT} = M_{1y} + M_y = 4,17 \text{ kN.m}$$

▪ **Moment en travée:**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_{xT} = 7,8 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,75M_{yT} = 3,13 \text{ kN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment sur appui:**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{xT} = 5,2 \text{ kN.m}$$

➤ **Justification à l'ELS :**

1- **Calcul la position de l'axe neutre : (A' = 0)**

$$\frac{by_1^2}{2} - nA(d - y_1) = 0 \dots \dots \dots y_1 = 5,26 \text{ cm}$$

2- **Calcul le moment d'inertie :**

$$I_{/An} = \frac{b}{3}y_1^3 + nA(d - y_1)^2 = 21080,25 \text{ cm}^4$$

3- **Vérification des contraintes :**

- **En travée :**  $M_{ser} = 7,8 \text{ kN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{/An}} \cdot y = 1,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I_{/An}} (d - y) = 63,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = f_e = 500 \text{ MPa}$$

- **Sur appui :**  $M_{ser} = 5,2 \text{ kN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{/An}} \cdot y = 1,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I_{/An}} (d - y) = 43,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures calculées en E.L.U conviennent.

## **Chapitre IV : Etude Sismique**

### **IV-1 Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle " RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf : (zone 0)

### **IV-2 Objectif de l'étude dynamique:**

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

### **IV.3. la méthode de calcul :**

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### **IV.3.1 Méthode statique équivalente:**

##### **IV.3.1.1 Principe:**

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

**IV.3.1.2 Condition d'application :**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

**1. Régularité en plan :**

- ◆  $\frac{l_{x1}}{l_x} = \frac{7,20}{31} = 0,23 \leq 0,25$ .....condition.vérifié
- ◆  $\frac{l_{x2}}{l_x} = \frac{10,80}{31} = 0,35 > 0,25$ .....condition.non.vérifié
- ◆  $\frac{l_{y1}}{l_y} = \frac{7,20}{31} = 0,23 \leq 0,25$ .....condition.vérifié
- ◆  $\frac{l_{y2}}{l_y} = \frac{10,80}{31} = 0,432 > 0,25$ .....condition.non.vérifié
- ◆  $0,25 \leq \frac{l_x}{l_y} = \frac{31}{31} = 1 \leq 4$ .....condition.vérifié

Donc la structure est irrégulière en plan.

**2. Régularité en élévation :** la structure est classée régulière en élévation.

**3. Zone III si H < 30m :** On a h= 49,56m > 30m.....condition non vérifiée.

**4. La condition complémentaire suivante :**

Si la structure est représentée en configuration irrégulière pour Zone III : tous groupes.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable.

**IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale****IV.3.2.1 Principe :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**IV.3.2.2 Hypothèses de calcul. :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul «**Auto desk Robot Structural Analyse Professional 2014**».

#### **IV.3.2.3 Présentation du logiciel :**

Robot Structural Analyse Professional 2014 est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure ».
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, effort tranchant T, efforts normaux, contraintes ...).

#### **IV.3.2.4 Etapes de modélisation :**

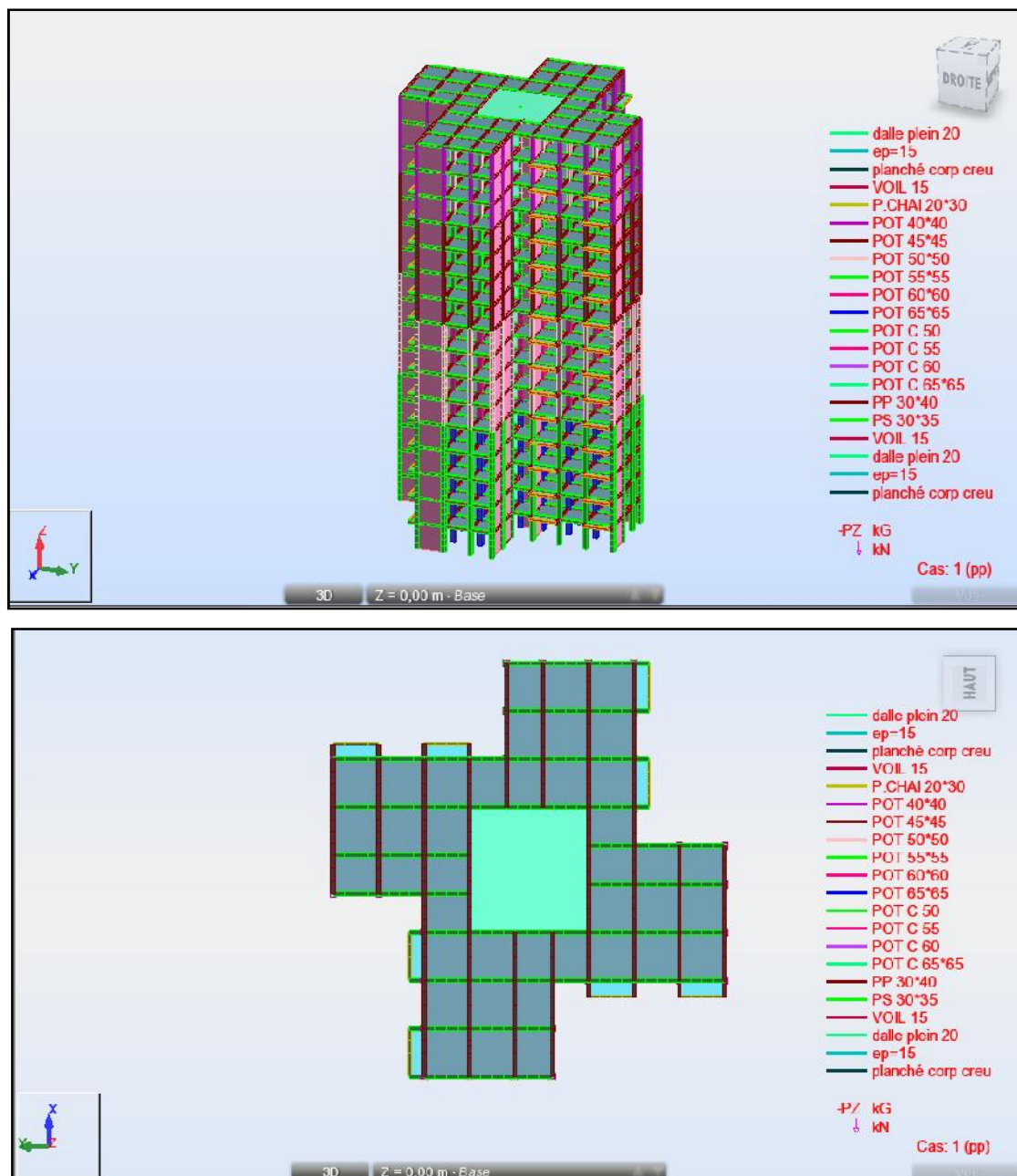
Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- ◆ Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel.
- ◆ Choix de l'unité du travail ; kN et m.
- ◆ Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Structural
- ◆ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
- ◆ On introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton.
- ◆ On introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- ◆ On introduit les conditions aux limites.
- ◆ Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :
  1. Charge permanente G: due au poids total de la structure et elle est distribuée par le plancher aux poutres principale et secondaire.
  2. Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitation distribuées par les planchers aux poutres.
  3. Les forces sismiques E : dues aux masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau après l'introduction du spectre de réponse dans les trois directions (X, Y et Z).

- ◆ Vérification des erreurs.
- ◆ Lancement de l'analyse.
- ◆ Interprétation des résultats.
- ◆ Détermination du spectre de réponse.

**IV.4 Modélisation:**

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article (4.3.2.b) du **RPA 99/version 2003**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).



**Figure .IV.1.** Modélisation de la structure par l'interface de robot structural analyse Professional 2014.

**IV.4.1 Les combinaisons de charges :**

Selon le **BAEL91 révisée 99** :

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

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

Selon le **RPA 99 / version 2003** :

$$\text{ACC} : G + Q \pm 1,2 \times E$$

$$\text{ACC} : G + Q \pm E$$

$$\text{ACC} : 0,8 \times G \pm E$$

**IV.5 Calcul de la force sismique totale :**

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

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

Avec :

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

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**Q** : Facteur de qualité.

**R** : Coefficient de comportement global de la structure.

**W** : Poids total de la structure.

**IV.6 Détermination des paramètres du spectre de réponse:**

**IV.6.1 Coefficient d'accélération A:** Selon RPA 99 / Version 2003.

- D'après la classification sismique de wilaya Alger: **Zone (III)**

- Bâtiment d'habitation collective sa hauteur totale 48,96m : **Groupe d'usage 1B**

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0,3**. (**Tableau 4.1 de RPA 99 /version 2003**)

**IV.6.2 Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de **R** est donnée par le (**Tableau 4.3**) de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**Article (3.4)** du **RPA 99 / version 2003** Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

### IV.6.3 Facteur de qualité Q:

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 (page 41))}$$

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

#### IV.6.3.1 Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le **RPA 99 / ver 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est **< 1,5**.

- **sens longitudinal :**

- 1<sup>ère</sup> portique (**7 travée**) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 3,6/2,9 = 1,24 < 1,5 \text{ critère observé } P_q = 0$$

- 2<sup>ème</sup> portique (**3 travée**) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 3,6/3,6 = 1 < 1,5 \text{ critère observé } P_q = 0$$

- **sens transversal :**

- 1<sup>ère</sup> portique (**7 travée**) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 3,6 / 2,9 = 1,24 < 1,5 \text{ critère observé } P_q = 0$$

- 2<sup>ème</sup> portique (**3 travée**) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 3,6/3,6 = 1 < 1,5 \text{ critère observé } P_q = 0$$

#### IV.6.3.2 Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

- **sens longitudinal : (10 files) :**

$$L_{\max} / L_{\min} = 3,6/2,9 = 1,24 < 1,5 \text{ critère observé } P_q = 0$$

- **sens transversal : (10 files) :**

$$L_{\max} / L_{\min} = 3,6/2,9 = 1,24 < 1,5 \text{ critère observé } P_q = 0$$

**IV.6.3.3 Régularité en plan :**

1- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

2- L'excentricité (D centre de gravité des masses-D centre de rigidité) ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

3- La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur =  $31 / 31 = 1 < 4$  —————> Condition vérifiée.

4- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas **25 %**.

$$\diamond \frac{l_{x1}}{l_x} = \frac{7,20}{31} = 0,23 \leq 0,25 \dots \dots \dots \text{condition.vérifié}$$

$$\diamond \frac{l_{x2}}{l_x} = \frac{10,80}{31} = 0,35 > 0,25 \dots \dots \dots \text{condition.non.vérifié}$$

$$\diamond \frac{l_{y1}}{l_y} = \frac{7,20}{31} = 0,23 \leq 0,25 \dots \dots \dots \text{condition.vérifié}$$

$$\diamond \frac{l_{y2}}{l_y} = \frac{10,80}{31} = 0,432 > 0,25 \dots \dots \dots \text{condition.non.vérifié}$$

$$\diamond 0,25 \leq \frac{l_x}{l_y} = \frac{31}{31} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition.vérifié}$$

5- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier.

—————> Condition vérifiée.

Donc : Critère observé **Pq = 0,05**

**IV.6.3.4 Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont ça charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation **Pq = 0**

**IV.6.3.5 Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

**P<sub>q</sub> = 0,05**

**IV.6.3.6 Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : **P<sub>q</sub> = 0,10**.

Critère Q	P <sub>q</sub>	
	P <sub>qx</sub>	P <sub>qy</sub>
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2. redondance en plan	0	0
3. régularité en plan	0,05	0,05
4. régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10

**Tableau IV-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité.**

- ♦ Sens longitudinal :

$$Q_x = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qx} = 1 + 0,2 = 1,2$$

- ♦ Sens transversal :

$$Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qy} = 1 + 0,2 = 1,2$$

**IV.6.4 Facteur de correction d'amortissement « » :**

: Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 Article (4.3).}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,882 \geq 0,7 \quad \text{Avec : } \xi = 7\%$$

Où (ξ) (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

=7% pour un contreventement mixte ( $\gamma = 0,882$ ). (Tableau 4.2 de RPA 99 / version 2003).

**IV.6.5 Période T1 et T2 du site considérée :**

D’après le RPA99, Le site est considéré comme **meuble (S3)**.

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1=0,15 \text{ sec} \\ \dots\dots\dots\text{(Tableau 4.7 de RPA 99 / version 2003).} \\ T_2=0,50 \text{ sec} \end{array} \right.$$

**IV.6.6 Spectre de réponse :**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

- Sa /g** : Accélération spectrale.
- T** : Période fondamentale de la structure.
- g** : Accélération de la pesanteur.

**IV.6.7 Caractéristiques de l’ouvrage :**

- Zone III: sismicité élevée.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance
- Site S3 : T1 = 0,15 sec et T2 = 0,50 sec
- Système de contreventement : R = 5 (portiques + voiles)
- Coefficient d’accélération de la zone A = 0,3
- Facteur de qualité Q = 1,20
- Amortissement :  $\gamma = 7,00 \%$

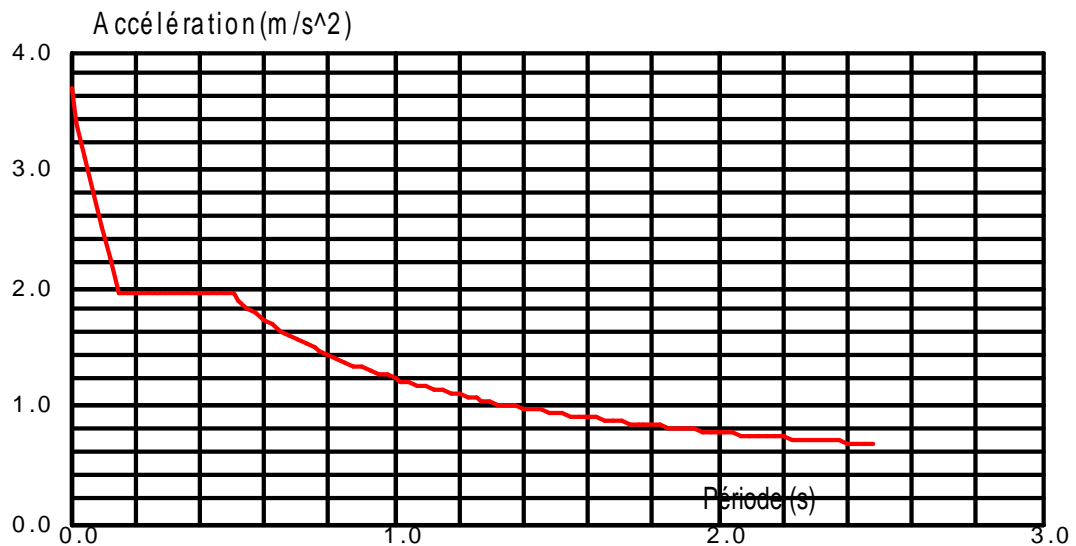


Figure IV.2: Diagramme de spectre de réponse.

#### IV.7.1 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :

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

$h_N$  : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_N = 49,56\text{m}$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage Portiques contreventés par des voiles avec remplissage en maçonnerie et donnée par le **RPA 99 / version 2003 (Tableau 4.6)**.

Dans notre structure :  $C_T = 0,05$

1.  $T = C_T (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (49,56)^{3/4} = 0,934\text{sec}$
2.  $T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$

$L$  : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

$$L_x = L_y = 31,00\text{ m}$$

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} = 0,09 \times \frac{49,56}{\sqrt{31}} = 0,80\text{sec} .$$

En prend :  **$T = 0,80\text{ sec}$** .

#### IV.7.2Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( ) et de la période fondamentale de la structure( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

$T_2 = 0,40 \text{ sec}$  ;  $\eta = 0,882$  ;  $T = 0,80 \text{ sec}$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \Rightarrow D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$0,5 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \Rightarrow D = 2,5 \times 0,882 \left( \frac{0,5}{0,8} \right)^{2/3} = 1,612$$

### IV.7.3 La disposition des voiles :

Les différentes variantes sont les suivants :

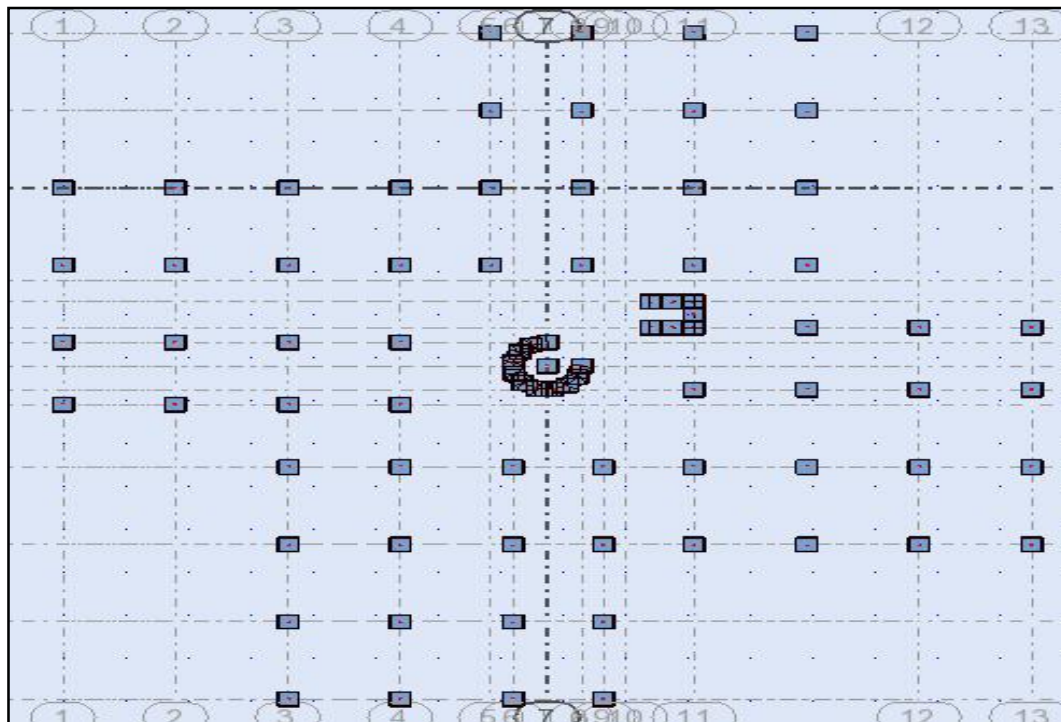


Figure IV-3 : La 1ère disposition des murs voiles et poteaux

$$T = 1,54 \text{ sec}$$

$$W = 9345140,86 \text{kg}$$

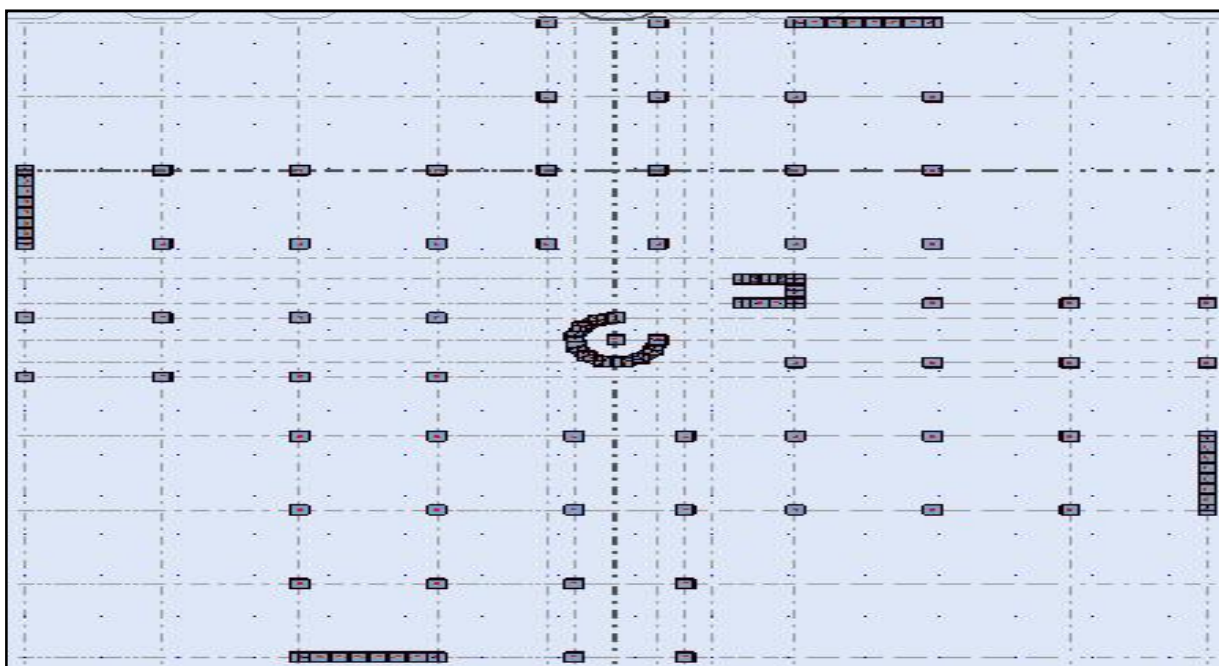


Figure IV-4 : La 2ème disposition des murs voiles et poteaux

$T = 1,69 \text{ sec}$

$W = 9609669,10 \text{ kg}$

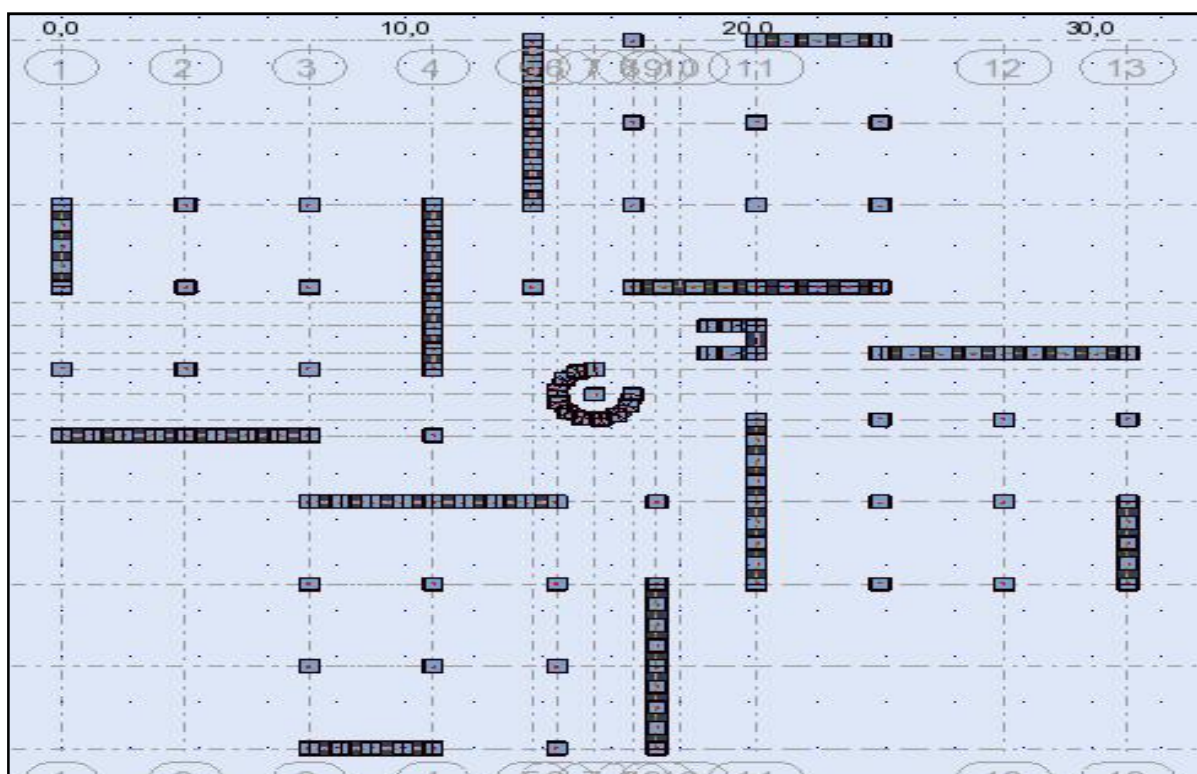


Figure IV-5 : La 3ème disposition des murs voiles et poteaux

$T = 1,04 \text{ sec}$

$W = 10665626,47 \text{ kg}$

Variantes	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
Variante N°01	1,54	91,37	91,64	0,01	73,55	71,71	0,00
Variante N°02	1,40	91,59	92,68	0,0	72,04	71,77	0,00
Variante N°03	1,04	92,95	92,71	70,88	64,58	64,40	68,59

**Tableau IV.2** : Résultats de l’analyse des variantes.

Période fondamentale de la structure = 0,80 sec.

Selon le **RPA 99 / version 2003 Article (4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

➤ **T = 0,80 × 1,3 = 1,04 sec**

Parmi les **3 variantes** précédentes on considère la **3ème variante** qui permet d’avoir une faible période et plus d’économie.

**IV.8 Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum_1^n W_i = \sum_i^n W_{Gi} + \sum_i^n W_{Qi} \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \gamma \cdot W_{Qi}$$

Avec :  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d’exploitation.

$\gamma$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donné par le **Tableau (4.5)**.

D’après RPA99 ;  $\gamma = 0,2$

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales due aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales due aux charges d’exploitation

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014.

Niveaux(m)	W étage (Kg)
RDC	627986,28
1	623218,65
2	623218,65
3	646294,14
4	646333,54
5	646294,14
6	646294,14
7	672051,66
8	671635,17
9	672392,21
10	672566,95
11	701853,35
12	702810,21
13	703339,33
14	703933,17
15	705404,86
$\sum W_i$	10665626,47

**Tableau IV.3:** le poids des différents niveaux de la structure.

## IV.9. Caractéristiques géométriques de la structure :

### IV.9.1 Calcul de centre de torsion :

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(I_{xi} \cdot X_i)}{I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \cdot Y_i)}{I_{yi}}$$

$X_t$  : L'abscisse du centre de torsion.

$Y_t$  : L'ordonnée du centre de torsion.

$I_{xi}$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

$I_{yi}$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

$x_i$  : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

$y_i$  : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

#### ◆ Pour les poteaux :

$$I_{xi} = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{a \times b^3}{12}$$

#### ◆ Pour les voiles:

Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b \times L^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{L \times b^3}{12}$$

### IV.9.2 Calcul de l'excentricité :

Selon le **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités :

- ◆ Excentricité théorique.
- ◆ Excentricité accidentelle.

**IV.9.3 Excentricité théorique :**

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

$X_m, Y_m$ : Les coordonnées du centre de masse.

$X_t, Y_t$ : Les coordonnées du centre de torsion.

**IV.9.4 Excentricité accidentelle :**

D'après le **RPA99 version 2003 (formule 4.3.7)**, On a :

$$e_{acc} = 5\% \cdot L$$

Avec :

$$L_x = 31,00 \text{ m} \Rightarrow e_{acc,x} = 0,05 \times 31,00 = 1,55 \text{ m}$$

$$L_y = 31,00 \text{ m} \Rightarrow e_{acc,y} = 0,05 \times 31,00 = 1,55 \text{ m}$$

**➤ Coordonnées du nœud maître :**

Si On a :  $e_{th} < e_{acc} \Rightarrow X_{NM} = X_t + e_{acc}$

**IV.9.5 Centre de masse :**

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers. Il est donc nécessaire de connaître les centres de masses qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masses sera déterminé pour chaque niveau, en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment ; planchers, poteaux, poutres, murs. ...etc.

Ce centre sera déterminé en utilisant la relation suivante :

$$X_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot X_{Gi})}{W_i}$$

$$Y_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot Y_{Gi})}{W_i}$$

$W_i$ : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

$X_{Mi}, Y_{Mi}$  : coordonnées du centre de masse de l'élément (i) du niveau considéré par rapport au repère choisi.

$X_{Gi}, Y_{Gi}$  : coordonnées du centre de masses du niveau considéré.

## IV.9.6 Les différentes caractéristiques de la structure :

Sont obtenus par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014 :

Niveaux	Centre des masses		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	$X_m$ [m]	$Y_m$ [m]	$X_t$ [m]	$Y_t$ [m]	$e_{xt}$ [m]	$e_{yt}$ [m]	$e_{acc.x}$	$e_{acc.y}$
RDC	5,53	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
1	5,53	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
2	5,53	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
3	5,53	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
4	5,53	15,51	5,52	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
5	5,53	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
6	5,53	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
7	5,53	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
8	5,53	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
9	5,53	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
10	5,53	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
11	5,53	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
12	5,53	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
13	5,54	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
14	5,54	15,51	5,46	15,47	0,07	0,04	1,55	1,55
15	5,55	15,53	5,52	15,53	0,03	0,00	1,55	1,55

**Tableau IV.4:** les différents Caractéristiques géométriques de la structure.

## IV.10 Interprétation des résultats :

### IV.10.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 80\% V$$

#### ➤ Calcul La résultante de la force sismique totale :

Le poids total de la structure est donné par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014** :

$$W = 106656,2647 \text{KN}$$

#### IV.10.1.1 La méthode statique équivalente:

La force sismique totale  $V$ :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W \quad \text{Donc :}$$

$$V_{X\text{statique}} = V_{Y\text{statique}} = \frac{0,3 \times 1,612 \times 1,20}{5} \times 106656,2647 = 12378,953 \text{KN}$$

$$80\% \cdot V_{st} = 9903,16 \text{KN}$$

#### IV.10.1.2 La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Structural Analyses Professional 2014 résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{x,\text{dyn}} = 10103,31 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{y,\text{dyn}} = 10122,13 \text{KN}$$

#### ◆ sens longitudinal X-X :

$$V_{x,\text{dyn}} = 10103,31 \text{ KN} > 80\% V_{x,\text{st}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### ◆ sens transversal Y-Y :

$$V_{y,\text{dyn}} = 10122,13 \text{ KN} > 80\% V_{y,\text{st}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### IV.10.2 Nombre de modes à considérer :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (4.3.4)**, Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que :

- ♦ la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure
- ♦ le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20\text{sec}$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 16 niveaux)

$T_k$ : le période du mode.

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{16} \Rightarrow K \geq 12 \text{ modes}$$

## IV.10.3 Pourcentage des masses modales effectives :

Résultats de l'analyse dynamique par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse modale effective (%)			Somme des Masses modales effectives (%)		
			Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	0,96	1,04	0,00	0,31	0,00	0,00	0,31	0,00
2	1,10	0,91	64,62	2,38	0,00	64,62	2,69	0,00
3	1,11	0,90	2,39	64,44	0,00	67,01	67,13	0,00
4	3,46	0,29	0,00	0,04	0,00	67,01	67,17	0,00
5	4,09	0,24	16,63	0,10	0,00	83,64	67,27	0,00
6	4,11	0,24	0,11	16,43	0,00	83,75	83,70	0,00
7	7,30	0,14	0,00	0,01	0,00	83,75	83,72	0,00
8	8,42	0,12	5,01	1,30	0,00	88,77	85,01	0,00
9	8,47	0,12	1,35	4,96	0,00	90,11	89,97	0,00
10	10,28	0,10	0,00	0,00	68,63	90,11	89,97	68,64
11	10,55	0,09	0,00	0,01	0,35	90,11	89,98	68,98
12	10,59	0,09	0,01	0,00	0,19	90,13	89,98	69,18
13	10,65	0,09	0,00	0,00	0,41	90,13	89,99	69,59
14	11,17	0,09	0,00	0,00	0,12	90,13	89,99	69,71
15	11,73	<b>0,09</b>	0,00	0,01	0,18	<b>90,13</b>	<b>90,00</b>	69,89
16	12,67	0,08	1,82	0,27	0,00	91,95	90,27	69,89
17	12,71	0,08	0,00	0,77	0,00	91,95	91,03	69,89
18	12,82	0,08	0,56	0,03	0,00	92,50	91,07	69,89
19	12,85	0,08	0,45	1,64	0,01	92,95	92,95	69,91
20	13,49	0,08	0,00	0,01	1,02	92,95	92,95	70,93

Tableau IV.5:Période et facteur de participation massique.

#### IV.11 Vérification de la période :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (A.4.2.4.4)**, La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de :

$$T = 1,04 \text{ sec}$$

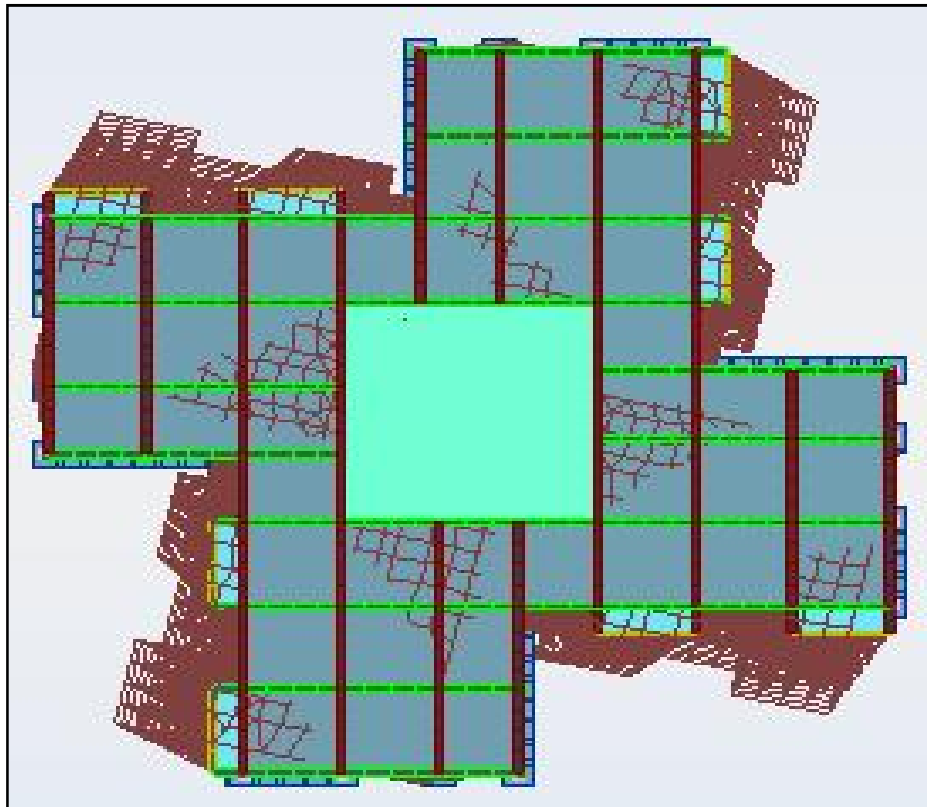
Cette période est jugée acceptable comparée à celle formulé par le RPA99 Version 2003 qui est :

$$T + 30\% T$$

$$T_{\text{dyn}} = 1,04 \text{ sec} = 1,30 \times T = 1,3 \times 0,80 = 1,04\text{s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

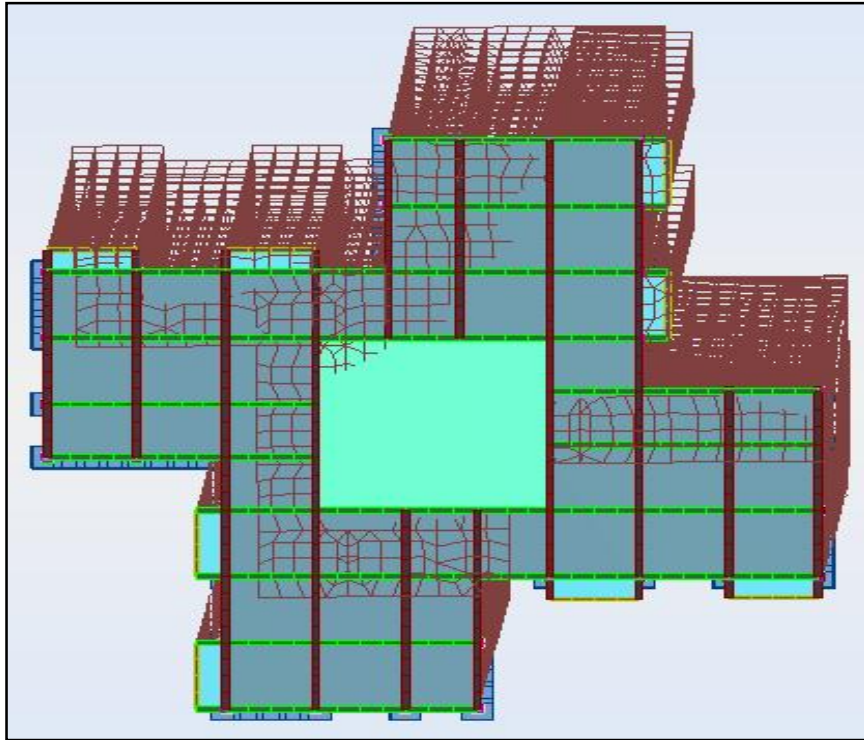
- ♦ La 1<sup>er</sup> mode est un mode de rotation.
- ♦ Les 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation.

#### Modes : 1



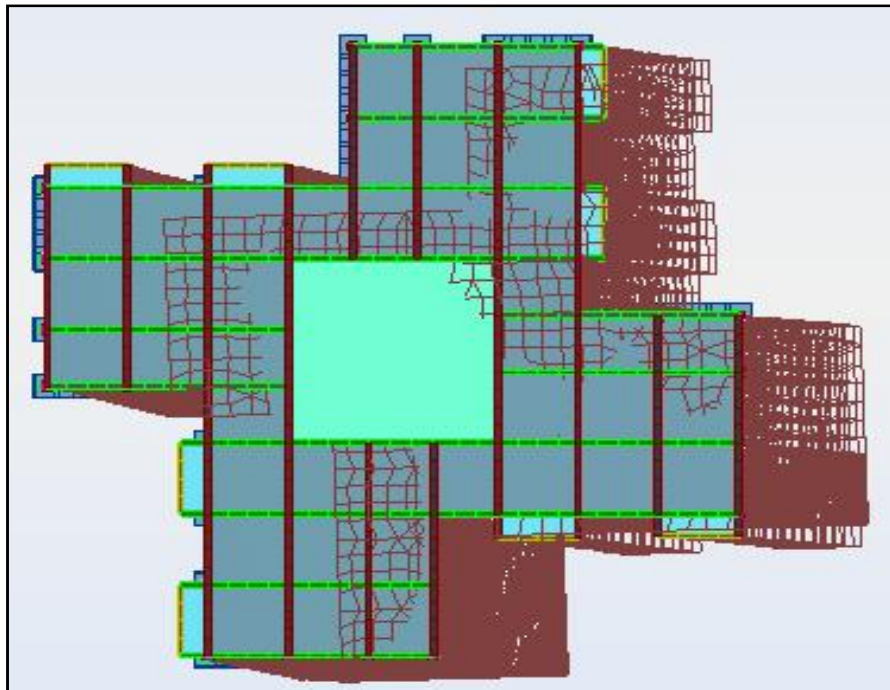
**Figure IV-6 : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats d'Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014).**

Modes : 2

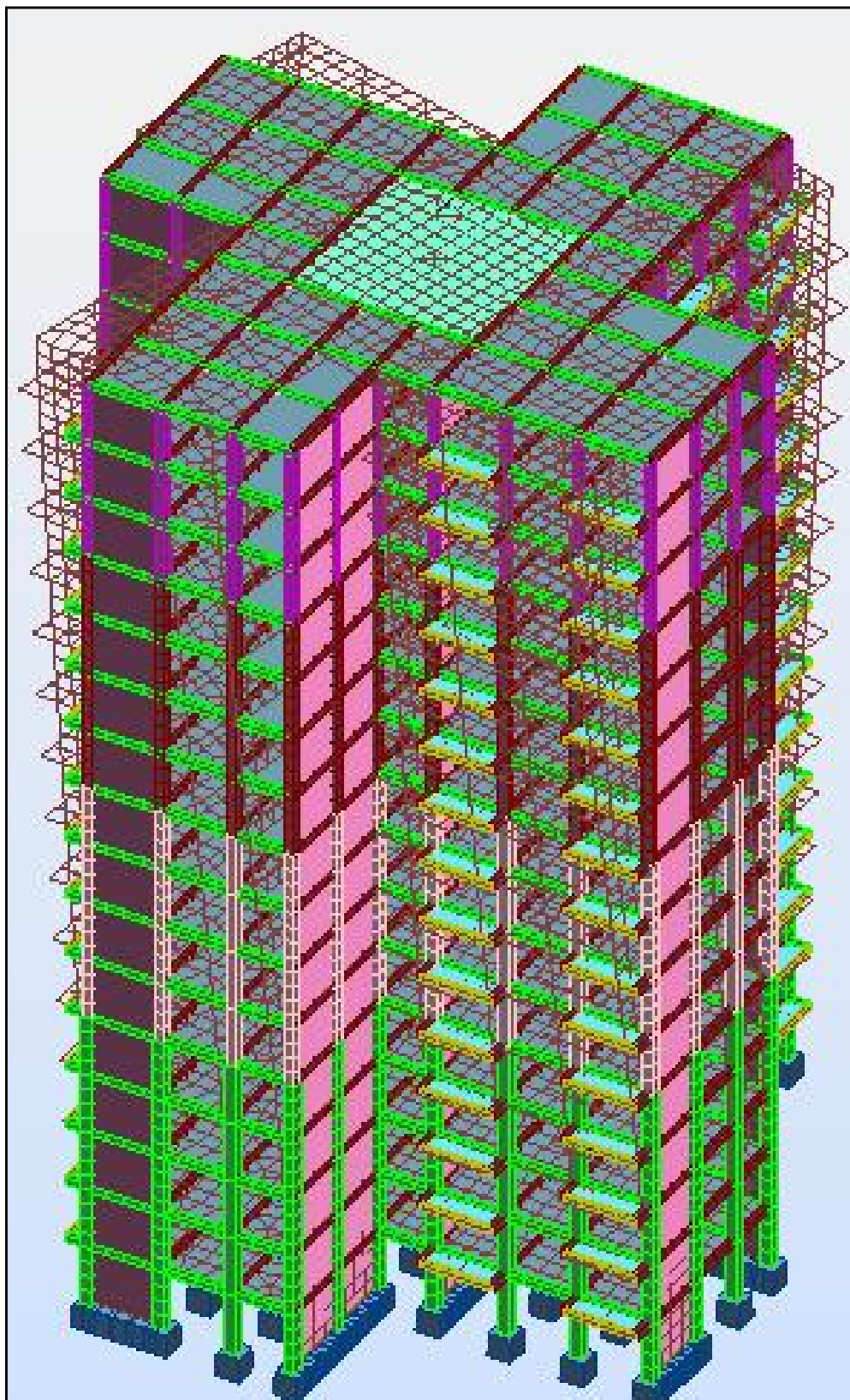


**Figure IV-7 :** 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats d'Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014).

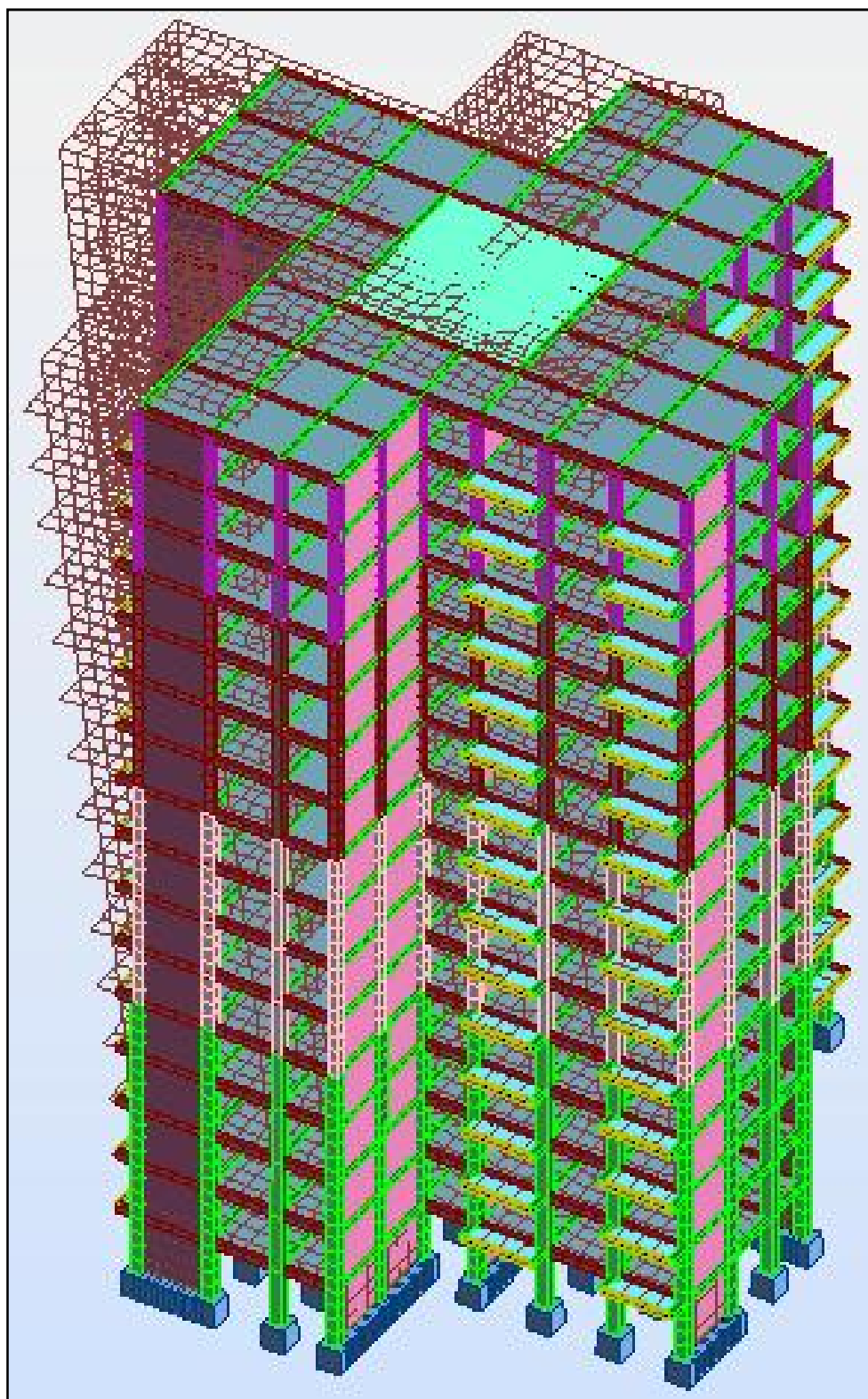
Modes : 3



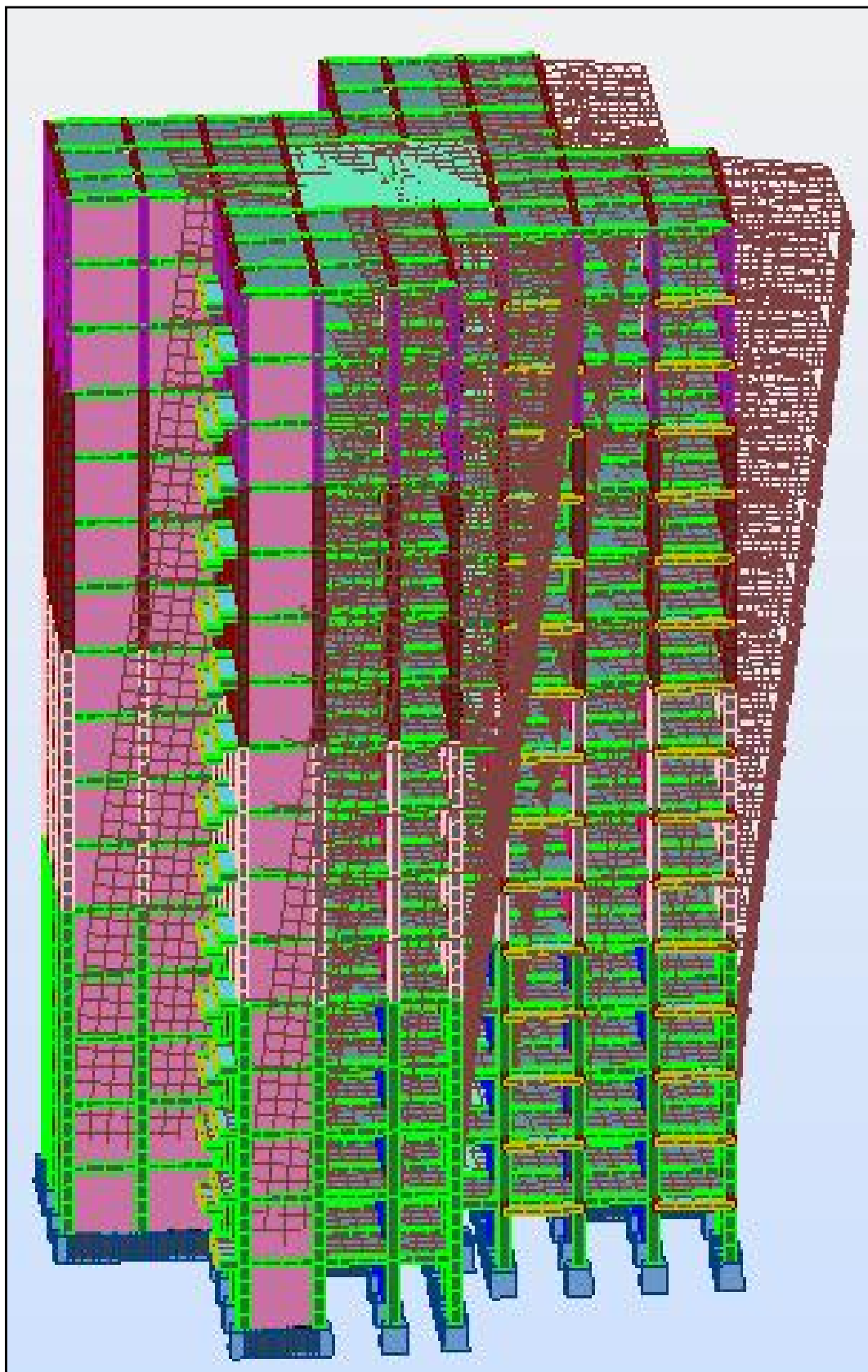
**Figure IV-8 :** 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats d'Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014)



**Figure IV-9** : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D  
(résultats d'Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014).



**Figure IV-10 :** 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z  
(résultats d'Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014).



**Figure IV-11 :** 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : Y-Z  
(résultats d'Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014).

#### IV.12 Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA99/version2003, consiste en la vérification des déplacements inter-étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

- 1- la stabilité structurelle.
- 2- l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.
- 3- le confort humain durant et après les effets du séisme.

##### ◆ le déplacement horizontal :

D'après le **RPA 99 V2003 Article (A. 4.4.3)**, le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

Avec : 
$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

$u_k$  : Déplacement horizontal au niveau k.

$u_{ek}$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques  $F_i$  obtenu par Robot Structural Analyses Professional 2014.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

##### ◆ Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) : est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

##### ◆ Déplacement relatif admissible (toléré) :

En effet, selon l'Article (5-10) du **RPA99 Version 2003**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$U_k \leq \frac{1}{2} \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 1\% h_e$$

$h_e$ : Hauteur d'étage

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

$$G + Q + E$$

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

Niveau	uek (cm)		$\delta k$ (cm)		$\Delta_k$ (cm)		$\bar{\Delta} = 1\% h_e$ (cm)	Observation
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y		
RDC	0,3	0,0	1,5	0,0	1,5	0,0	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
1	0,7	0,0	3,5	0,0	2,0	0,0	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
2	0,9	0,0	4,5	0,0	1,0	0,0	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
3	1,1	0,1	5,5	0,5	1,5	0,5	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
4	1,3	0,1	6,5	0,5	1,0	0,0	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
5	1,4	0,1	7,0	0,5	0,5	0,0	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
6	1,5	0,1	7,5	0,5	0,5	0,0	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
7	1,5	0,1	7,5	0,5	0,0	0,0	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
8	1,5	0,2	7,5	1,0	0,0	0,5	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
9	1,6	0,2	8,0	1,0	0,5	0,0	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
10	1,5	0,2	7,5	1,0	0,5	0,0	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
11	1,5	0,2	7,5	1,0	0,0	0,0	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
12	1,4	0,3	7,0	1,5	0,5	0,5	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
13	1,4	0,3	7,0	1,5	0,0	0,0	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
14	1,3	0,3	6,5	1,5	0,5	0,0	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
15	1,2	0,3	6,0	1,5	0,5	0,0	3,06	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$

**Tableau IV.6:** vérification des déplacements suivant le sens X et Y.

« R.P.A.99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage  $\varnothing$  | Condition Vérifier.

**IV.13 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (A. 4.2.5)**, La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

➤ Calcul V:

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad \begin{cases} F_t = 0,07 T.V & \text{Si: } T > 0,7 \text{sec} \\ F_t = 0 & \text{Si: } T \leq 0,7 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :

**T** : la période fondamentale de la structure en secondes

Dans notre cas On a :  $T = 0,80 \text{sec} > 0,70 \text{sec}$

$$F_t = 0,07 T.V = 0,07 \times 0,80.V = 0,056 V$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau *i* est donnée par L'expression:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

**F<sub>i</sub>** : force horizontale au niveau *i*,

**W<sub>i</sub>** : Poids propre de l'étage *i* ;

**h<sub>i</sub>** : Hauteur de l'étage ;

**V**: Force sismique totale.

**F<sub>t</sub>** : force concentrée au sommet de la structure,

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{(V - 0,056 V) . W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$F_i = \frac{0,944 V . W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$\begin{cases} V_{x,dyn} = 10103,31 \text{ KN} \\ V_{y,dyn} = 10122,13 \text{ KN} \end{cases}$$

RDC:

$$F_{i,x} = \frac{0,944 V . W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{0,944 \times 10103,31 \times 21585,40}{4584566,02} = 44,91 \text{KN}$$

RDC:

$$F_{i,y} = \frac{0,944V.W_i.h_i}{\sum_{j=1}^n W_j.h_j} = \frac{0,944 \times 10122,13 \times 21585,40}{4584566,02} = 45,00 \text{KN}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau :

Niveau	W <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> x h <sub>i</sub>	F <sub>ix</sub> (KN)	F <sub>i,y</sub> (KN)
RDC	7054,0486	3,06	21585,40	44,91	45,00
1	7039,3317	6,12	43080,71	89,62	89,80
2	7033,3933	9,18	64566,55	134,32	134,57
3	7028,1021	12,24	86023,97	198,96	179,30
4	7018,5335	15,3	107383,56	223,40	223,81
5	6725,6695	18,36	123483,30	256,89	257,37
6	6723,9221	21,42	144026,41	299,63	342,68
7	6716,3517	24,48	164416,30	342,04	342,68
8	6720,5166	27,54	185083,03	385,76	385,76
9	6462,9414	30,06	217542,61	452,57	453,41
10	6462,9414	33,66	237333,68	493,74	494,66
11	6463,3354	36,72	237333,68	493,74	535,85
12	6462,9414	39,78	257095,81	534,85	535,85
13	6232,1865	42,84	266986,87	555,43	556,46
14	6232,1865	45,90	286057,36	595,10	596,21
15	6279,8628	48,96	307462,08	639,63	640,82
Σ W <sub>i</sub>	106656,265		4584566,02		

Tableau IV.7: les efforts tranchants résultants.

#### IV.14. Distribution horizontale des forces sismiques

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (4.2.6)**, L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :  $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure,

$V_k$  : L'effort tranchant au niveau de l'étage k

$V$  : Force sismique totale.

On a :

$$F_t = 0,056V$$

$$V_k = 0,056V + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{kX} = 0,056V_x + \sum_{i=k}^n F_{i,x}$$

$$V_{kX} = 0,056 \times 10103,31 + \sum_{i=k}^n F_{i,x} = 565,79 + \sum_{i=k}^n F_{i,x}$$

$$V_{ky} = 0,056V_y + \sum_{i=k}^n F_{i,y}$$

$$V_{ky} = 0,056 \times 10122,13 + \sum_{i=k}^n F_{i,y} = 566,84 + \sum_{i=k}^n F_{i,y}$$

**Exemple de calcul –étage N°13 :**

$$V_{kX} = 565,97 + \sum_{i=13}^{15} F_{i,x} = 565,97 + F_{13,x} + F_{14,x} + F_{15,x}$$

$$V_{kX} = 565,97 + 555,43 + 595,10 + 639,63$$

$$V_{kX} = 2356,13\text{KN}$$

$$V_{ky} = 566,84 + \sum_{i=14}^{16} F_{i,y} = 566,84 + F_{14,y} + F_{15,y} + F_{16,y}$$

$$V_{ky} = 566,84 + 556,46 + 596,21 + 640,82$$

$$V_{ky} = 2360,33\text{KN}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	$h_i$ (m)	$F_{ix}$ (KN)	$F_{iy}$ (KN)	$V_{.kx}$ (KN)	$V_{.ky}$ (KN)
RDC	3,06	44,91	45,00	<b>6306,65</b>	<b>6381,07</b>
1	6,12	89,62	89,80	6261,65	6336,07
2	9,18	134,32	134,57	6172,03	6246,27
3	12,24	198,96	179,30	6037,71	6111,7
4	15,3	223,40	223,81	5838,75	5932,4
5	18,36	256,89	257,37	5615,35	5708,59
6	21,42	299,63	342,68	5358,46	5451,22
7	24,48	342,04	342,68	5058,83	5108,54
8	27,54	385,76	385,76	4716,79	4722,78
9	30,06	452,57	453,41	4331,03	4337,02
10	33,66	493,74	494,66	3878,46	3951,26
11	36,72	493,74	535,85	3384,72	3497,85
12	39,78	534,85	535,85	2890,98	3003,19
13	42,84	555,43	556,46	2356,13	2467,34
14	45,90	595,10	596,21	1820,28	1910,88
15	48,96	639,63	640,82	1263,82	1354,42

**Tableau IV.8** : les efforts tranchants résultants

**IV.15. Justification de la stabilité au renversement :**

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

**Moment résistant :**

$$M_{\text{rés}.x} = W_T \frac{L}{2}$$

**Sens x-x:**

$$M_{\text{rés}.x} = W_T \frac{L_x}{2}$$

$$M_{\text{rés}.x} = 106656,265 \times \frac{31}{2} = 1653172,108 \text{KN.m}$$

**Sens y-y:**

$$M_{\text{rés}.x} = W_T \frac{L_y}{2}$$

$$M_{\text{rés}.y} = 106656,265 \times \frac{31}{2} = 1653172,108 \text{KN.m}$$

**Moment de renversement :**

$$M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot h_i$$

**Sens x-x:**

$$M_{\text{renv}.x} = \sum F_{ix} \cdot h_i = 189995,80 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{\text{resist}}}{M_{\text{renv}}} = \frac{1653172,108}{189995,80} = 8,70 > 1,50 \dots \text{CV}$$

**Sens y-y:**

$$M_{\text{renv}.y} = \sum F_{iy} \cdot h_i = 182159,892 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_{\text{resist}}}{M_{\text{renv}}} = \frac{1653172,108}{182159,892} = 9,08 > 1,50 \dots \text{CV}$$

⇒ La stabilité de la structure au renversement est vérifiée.

**IV.16 Justification de l'interaction portiques – voiles :**

Pour un système de contreventement en voiles, les voiles doivent reprendre en plus de la charge sismique horizontale, plus de 20 % de la charge verticale. Cette vérification est Résumée dans le tableau suivant :

Niveau	Effort vertical repris [kN]	Effort vertical repris [kN]		% d'effort vertical repris [kN]		% d'effort vertical repris par les voiles >20%
	F [kN]	Les poteaux	les voiles	Les poteaux	les voiles	
RDC	10102,20	2672,91	7429,29	24,46	75,54	C.V
1	10035,76	2608,51	7427,25	26,00	74,00	C.V
2	9848,63	2177,39	7671,24	22,00	78,00	C.V
3	9564,18	2427,07	7137,11	25,38	74,62	C.V
4	9219,63	2660,69	6558,94	28,86	71,14	C.V
5	8832,02	2636,71	6195,31	29,85	70,15	C.V
6	8399,17	2766,87	5632,30	33,00	77,00	C.V
7	7909,05	2806,26	5102,79	35,50	74,50	C.V
8	7371,66	2848,10	4523,56	38,64	61,36	C.V
9	6794,64	2533,84	4260,80	37,30	62,70	C.V
10	6170,51	2533,94	3636,57	41,00	49,00	C.V
11	5469,27	2427,51	3041,76	44,40	55,60	C.V
12	4682,94	2331,73	2351,21	49,80	50,20	C.V
13	3799,91	1893,86	1906,05	49,80	50,20	C.V
14	2768,45	1829,86	938,58	66,00	44,00	C.V
15	1485,20	1000,20	485,00	67,35	32,65	C.V
Effort vertical total à la base [kN]	112453,22	38155,45	74297,76	34	66	C.V
Effort tranchant total à la base max [kN]	6306,65	222,57	6084,08	5 %	95 %	> 90%...C.V

**Tableau IV.9.**Vérification La participation des éléments résistants au contreventement.

IV.17 Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :

Selon le RPA 99 / version 2003 Article (5.9) Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

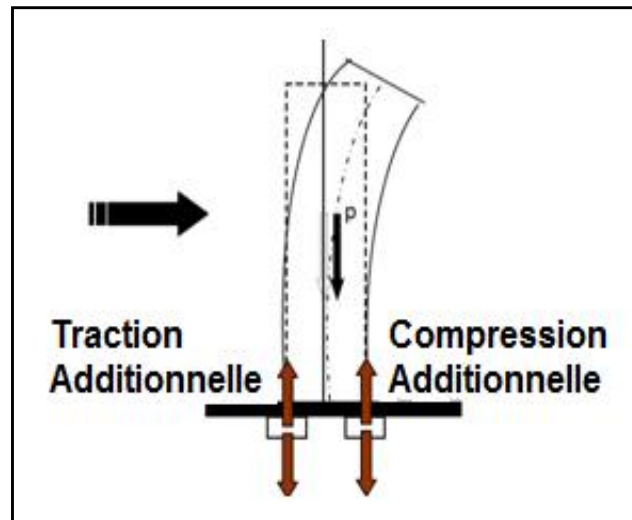


Figure IV-12 : l'effet P- $\Delta$

$$\delta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau "k"

$$P_k = (W_{gi} + W_{qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k "

$$V_k = F_i + \sum_{i=k}^n F_i$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : Hauteur de l'étage k

Si :  $0,10 < \delta_k \leq 0,20$  , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre

par le facteur  $\frac{1}{(1 - \delta_k)}$

Si :  $\delta_k > 0,20$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$V_{,kx}$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\theta_k$
RDC	7054,0486	1,5	6306,65	306	0,0005
1	7039,3317	2,0	6261,65	306	0,0073
2	7033,3933	1,0	6172,03	306	0,0037
3	7028,1021	1,5	6037,71	306	0,0057
4	7018,5335	1,0	5838,75	306	0,004
5	6725,6695	0,5	5615,35	306	0,002
6	6723,9221	0,5	5358,46	306	0,0021
7	6716,3517	0,0	5058,83	306	0,00
8	6720,5166	0,0	4716,79	306	0,00
9	6462,9414	0,5	4331,03	306	0,0027
10	6462,9414	0,5	3878,46	306	0,0041
11	6463,3354	0,0	3384,72	306	0,00
12	6462,9414	0,5	2890,98	306	0,0037
13	6232,1865	0,0	2356,13	306	0,00
14	6232,1865	0,5	1820,28	306	0,0055
15	6279,8628	0,5	1263,82	306	0,0081

**Tableau IV-10** : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  sens X (Combinaison Ex).

Niveau	$P_k$ (KN)	$k$ (cm)	$V_{.ky}$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\theta_k$
RDC	7054,0486	0,00	6381,07	306	0,00
1	7039,3317	0,00	6336,07	306	0,00
2	7033,3933	0,00	6246,27	306	0,00
3	7028,1021	0,05	6111,7	306	0,0002
4	7018,5335	0,00	5932,4	306	0,00
5	6725,6695	0,00	5708,59	306	0,00
6	6723,9221	0,00	5451,22	306	0,00
7	6716,3517	0,00	5108,54	306	0,00
8	6720,5166	0,05	4722,78	306	0,023
9	6462,9414	0,00	4337,02	306	0,00
10	6462,9414	0,00	3951,26	306	0,00
11	6463,3354	0,00	3497,85	306	0,00
12	6462,9414	0,05	3003,19	306	0,0004
13	6232,1865	0,00	2467,34	306	0,00
14	6232,1865	0,00	1910,88	306	0,00
15	6279,8628	0,00	1354,42	306	0,00

**Tableau IV-11** : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  sens Y (Combinaison Ey).

On remarque que  $\theta_k < 0,1$  pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P- $\Delta$  peut être négligé pour les deux directions.

**Finalement :**

On peut dire que suivant **les règles parasismiques algériennes (RPA 99 / version 2003)** notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

## Chapitre IV : Etude au Vent

### V-1 Introduction:

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres:

- la région.
- Le site.
- L'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

### V-2 L'action de Vent :

- **Principe de calcul**

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions

- Perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

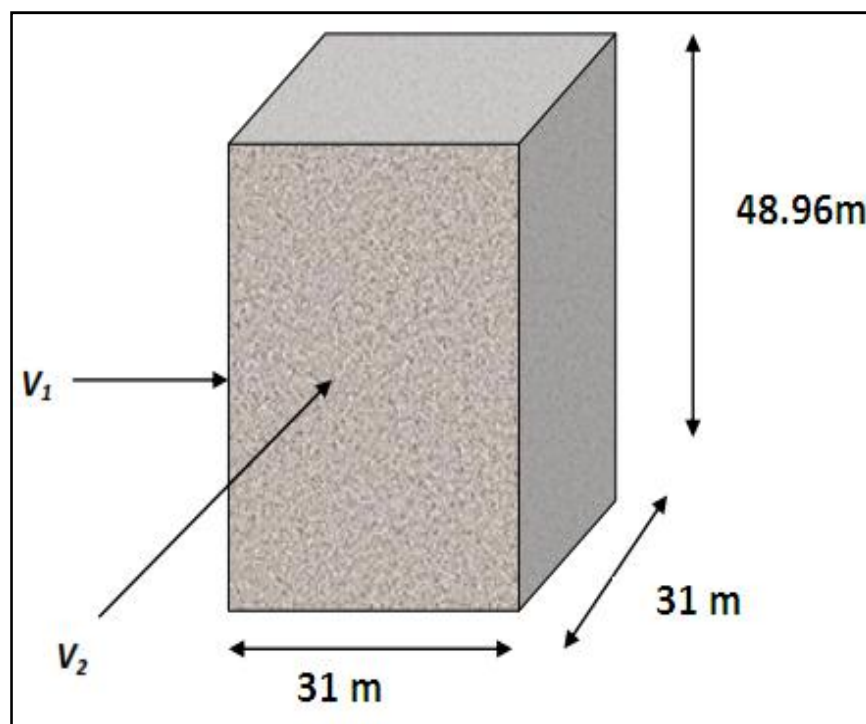


Figure V-1 : Action du vent.

**V1** : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX.

**V2** : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY.

**V-3 Application du "D.T.R. C 2-4.7" (R.N.V. 1999) :****V-3-1 La vérification de la stabilité d'ensemble :**

Le **RNV 1999** imposé un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

**Données relatives au cite :**

Terrain de **catégorie II Article (4.1 RNV99)**.

$K_T$  : facteur de terrain.

$Z_0$  : Paramètre rugosité (en m).

$Z_{\min}$  : hauteur minimale (en m).

$Z$  : Hauteur considérée.

: Coefficient utilisé pour le calcul de coefficient  $C_d$ .

D'après le tableau (2.4 RNV99) on a :

$$K_T = 0,19$$

$$Z_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$Z_{\min} = 4 \text{ m}$$

$$= 0,26$$

$C_T$  : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Sa valeur donnée par le tableau (2.5 RNV 99).

**Site plat**  $C_T(Z_{eq}) = 1$

$q_{ref}$  : est donnée par le **Tableau V-1** en fonction de la zone de vent.

Zone	$V_{ref}$ (m/s)	$q_{ref}$ (N/m <sup>2</sup> )
I	25	375
II	28	470
III	31	575

**Tableau V-1** : Valeurs de la pression dynamique de référence.

Dans cette étude : **Zone I**  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

**V-3-2 Détermination du coefficient dynamique  $C_d$  :**

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des

pressions exercées sur les parois que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

**Valeur de  $C_d$  :**

- **Sens x :**

La structure du bâtiment étant en béton armé. On utilise **la figure 3.1 donnée au chapitre 3 de R.N.V. 1999** la lecture pour  $h = 48,96$  m et  $b = 31,00$  m.

Après interpolation :  $C_d = 0,95$

- **Sens y :**

Pour  $h = 48,96$  m et  $b = 31,00$ m

Après interpolation :  $C_d = 0,95$

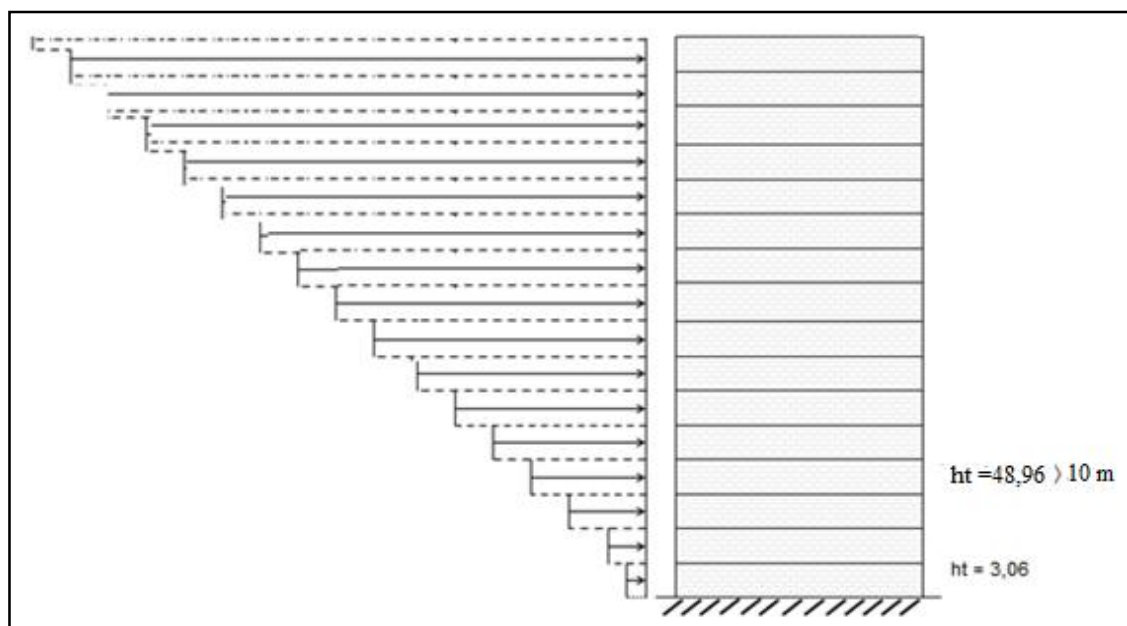
$C_d$  dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

### V-3-3 Détermination de la pression dynamique de vent $q_{dyn}$ :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface  $j$  horizontaux selon la procédure donnée à **Article (3.1.1) des RNV 1999**.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieur à **10 m** doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  éléments de surfaces, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec  $n$  étant le nombre de niveaux de la construction.



**Figure V-2 :** Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par la formule (2.12 R.N.V. 1999).

**Structure permanente**  $q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$ .

$Z_j$  : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$ .

$q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

$q_{ref}$  : est donnée par le **tableau 2.3** en fonction de la zone de vent.

$C_e$  : Coefficient d'exposition au vent. Et calcule par la formule :

$$\text{Si } C_d < 1,2 \Rightarrow C_e(z_j) = C_r^2(z_j) \times C_t^2(z_j) \left\{ 1 + \left( \frac{7 k_r}{C_r(z_j) \times C_t(z_j)} \right) \right\}$$

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent : sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$C_r(z_j) = \tau \text{ Ln} \left( \frac{z_j}{z_0} \right) \text{ Pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

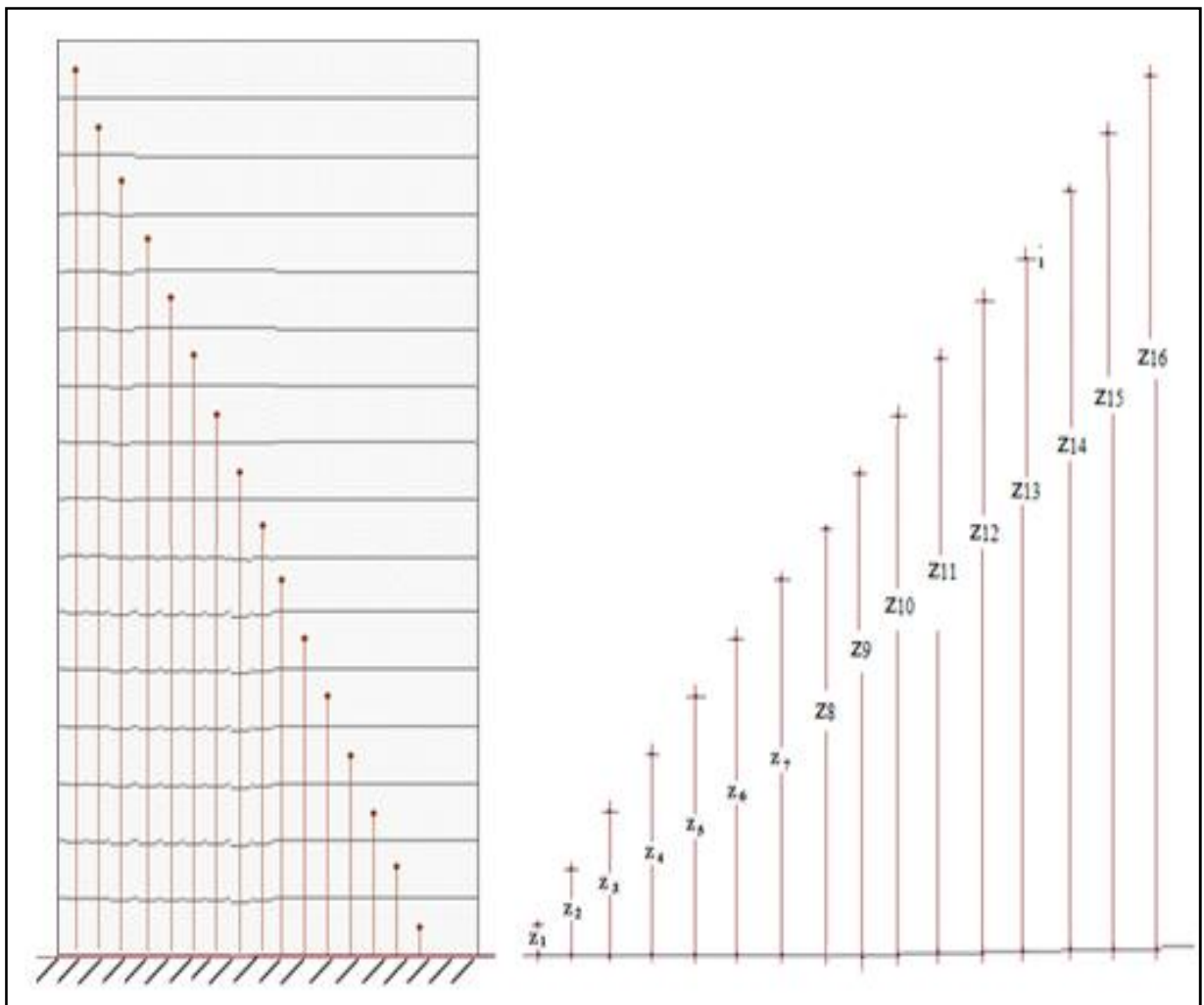


Figure V-3 : Répartition de  $Z_j$ .

Les résultats sont résumés le tableau ci –dessous :

Zj(m)	C <sub>r</sub>	C <sub>e</sub>	q <sub>dy</sub> (N/m <sup>2</sup> )
1,53	0,650	1,287	482,63
4,59	0,859	1,880	705,00
7,65	0,956	2,185	819,38
10,71	1,020	2,397	898,88
13,77	1,067	2,557	958,88
16,83	1,106	2,694	1010,25
19,89	1,137	2,805	1051,88
22,95	1,165	2,918	1094,25
26,01	1,188	2,991	1121,63
29,07	1,209	3,070	1151,25
32,13	1,228	3,141	1177,88
35,19	1,246	3,210	1203,75
38,25	1,262	3,271	1226,63
41,31	1,276	3,325	1246,88
44,37	1,290	3,380	1267,50
47,43	1,302	3,427	1285,13
49,26	1,310	3,458	1296,75

**Tableau V-2 :** Valeurs des q<sub>dyn</sub> appliqués de chaque niveau.

#### A-Détermination des coefficients de pression extérieure C<sub>pe</sub> :

Pour les parois verticales il convient de diviser les parois comme l'indique la figure (2.1), les valeurs de C<sub>pe,10</sub> et C<sub>pe,1</sub>. Sont données par le **Tableau V-3**.

Les coefficients de pression externe C<sub>pe</sub> des constructions à base rectangulaire dépendant de la dimension de la surface chargée.

C<sub>pe</sub> s'obtient à partir de la formule suivante :

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{si } S < 1\text{m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1\text{m}^2 \leq S < 10\text{m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{si } S \geq 10\text{m}^2
 \end{aligned}$$

**S**: la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : S < 10 m<sup>2</sup> donc C<sub>pe</sub> = C<sub>pe,10</sub>

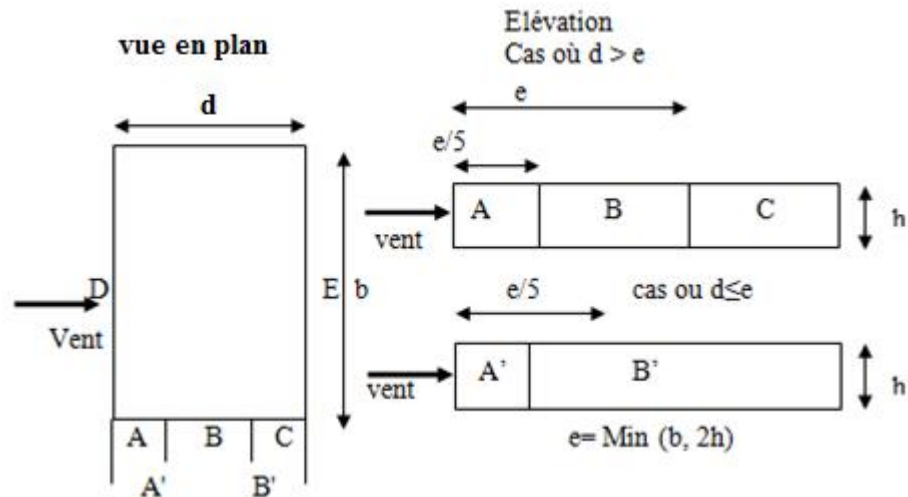


Figure V-4 : Légende pour les parois verticales.

A		B, B'		C		D		E	
$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
-1,0	-1,3	-1,08	-1,0	+0,5		+0,8	+1,0	-0,3	

Tableau V-3 :  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

$C_{pe}$  : pour les parois verticales de Tour à base rectangulaire.

Toiture plate : les toitures plate sont celles dans la pente est inférieur ou égale à  $4^\circ$ , il Convient de la toiture comme l'indique la figure 5.2 R.N.V. 1999.

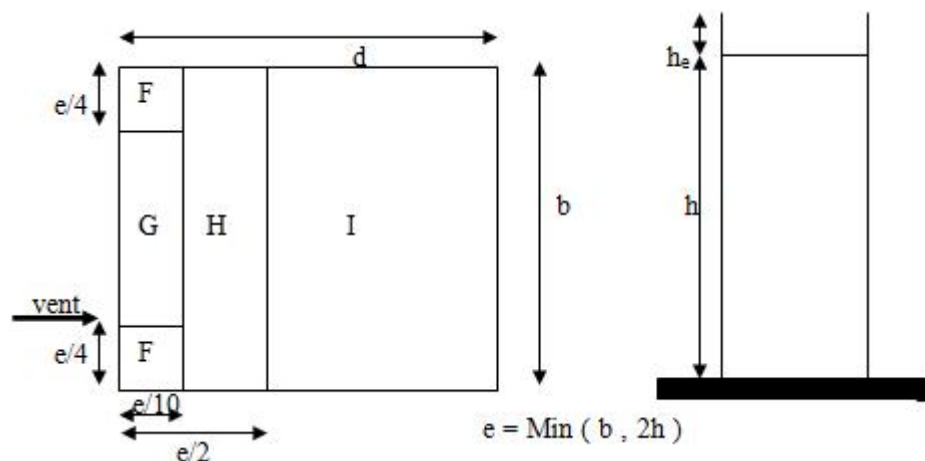


Figure V-5 : Légende pour les toitures plates.

On détermine la pression extérieure des toitures plates : via le **tableau 5.2**

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante:

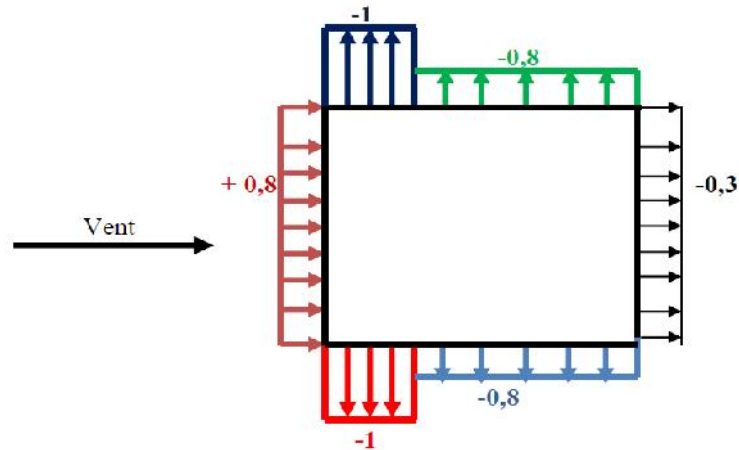


Figure V-6 : Répartition des pressions sur les parois verticales-Direction du vent  $V_1$

Sens x:

$h = 48,96 \text{ m} ; b = 31,00 \text{ m}.$

$e = \text{Min} (b, 2h)$

$\Rightarrow e = 31,00 \text{ m}$

b: La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

h : La hauteur total de la construction.

$d = 31,00 \text{ m}$

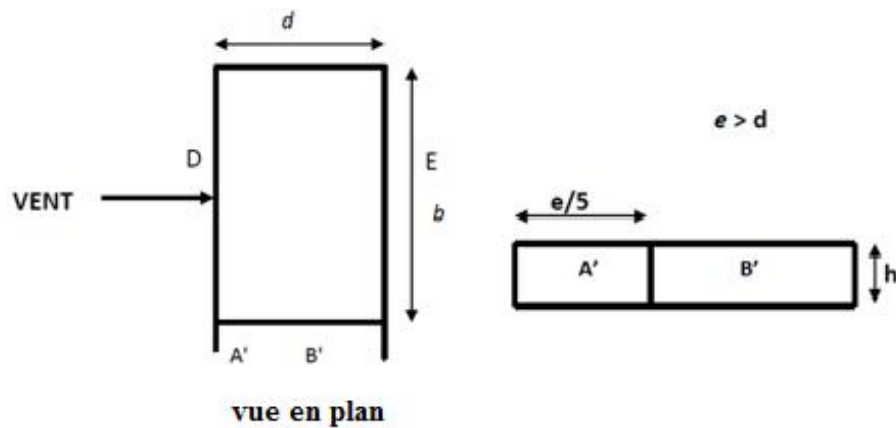


Figure V-7 : Vue en plan et vue en élévation, sens XZ.

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

A	B'	C	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau V-4 :  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

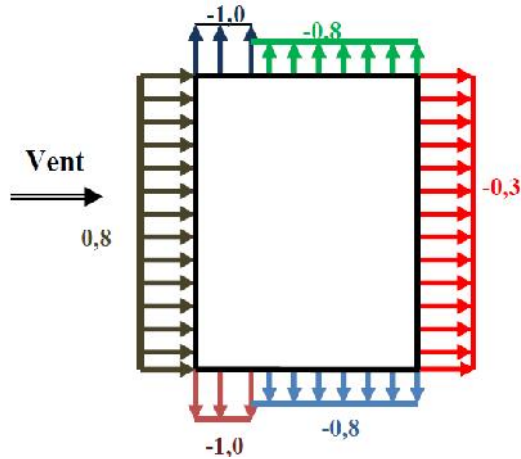


Figure V-8 : Répartition de Cpe sur les parois horizontales - Direction du vent V<sub>2</sub>

Sens y:

$h = 48,96 \text{ m} ; b = 31,00 \text{ m}$

$e = \text{Min}(b, 2h)$

$\Rightarrow e = 31,00 \text{ m}$

$d = 31,00 \text{ m}$

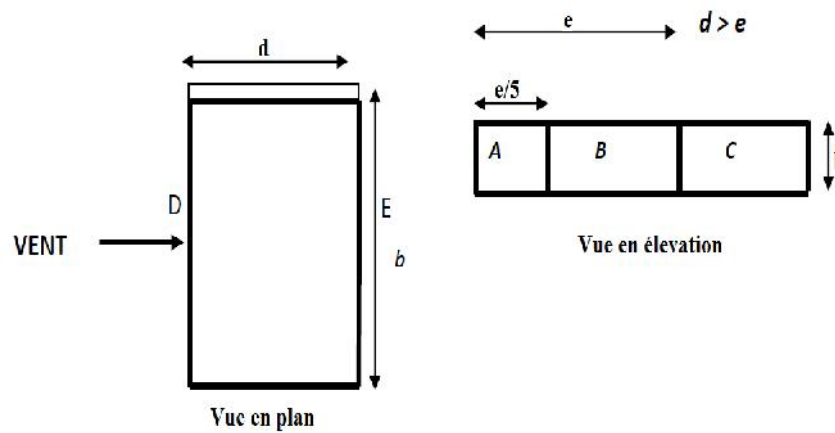


Figure V-9 : Vue en plan et vue en élévation, sens XY.

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

A	B'	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau V-5: C<sub>pe</sub> pour les parois verticales de Tour à la base rectangulaire.

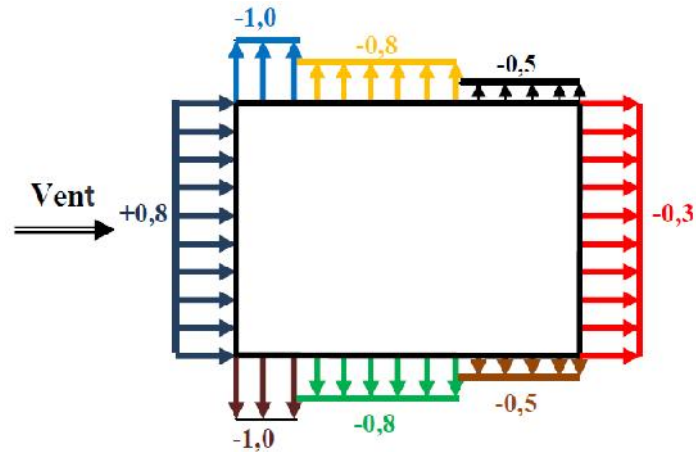


Figure V-10 : Répartition de Cpe sur les parois verticales - Direction du vent V1.

**B)-Toitures plates :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient **Cpe.10** est donné dans le **tableau 5.2 (RNV99 P.66)**.

$e = \text{Min} [b ; 2h]$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent.

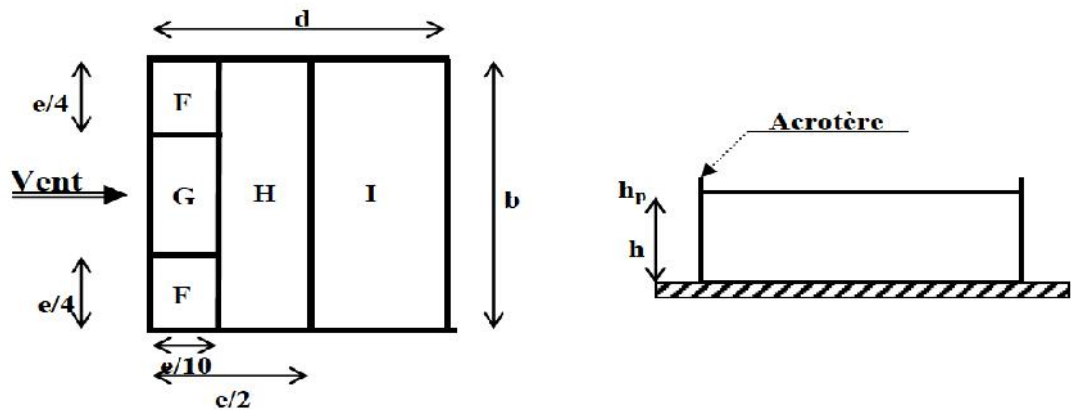


Figure V-11 : Répartition de Cpe sur les parois verticales - Direction du vent V1.

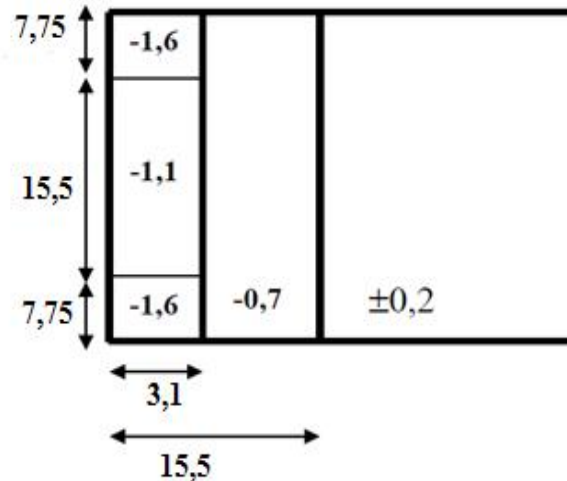
	F		G		H		I	
avec acrotère	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.1</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.1</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.1</sub>	C <sub>pe.10</sub>	C <sub>pe.1</sub>
H <sub>p</sub> /h = 0,025	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	± 0,2	
H <sub>p</sub> /h = 0,05	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	± 0,2	
H <sub>p</sub> /h = 0,01	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	± 0,2	

Tableau V-6 : Coefficient de pression extérieure des toitures plates.

Dans notre cas  $h_p/h = 0,60/48,96 = 0,0123$

$e = \min(31 ; 2 \times 48,96) = \min(31 ; 97,92) ;$  donc  $e = 31m.$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :



**Figure V-12 :** Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones.

**C)-Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pi} = 0,8$  et  $C_{pi} = - 0,5$  (RNV99 : art 2.2 P78).

**D)-Détermination du coefficient de pression de vent  $C_p$  :**

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Zone	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$C_p$
A	0,8	-1	-1,8
BB'	0,8	-0,8	-1,6
C	0,8	-0,5	-1,3
D	0,8	0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1
F	0,8	-1,4	-2,2
G	0,8	-0,9	-1,7
H	0,8	-0,7	-1,5

**Tableau V-7:** valeurs de  $C_p$  dans le cas :  $C_{pi} = 0,8$

Zone	C <sub>pi</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>p</sub>
A	-0,5	-1	-0,5
BB'	-0,5	-0,8	0,3
C	-0,5	-0,5	0
D	-0,5	0,8	1,3
E	-0,5	-0,3	0,2
F	-0,5	-1,4	-1,1
G	-0,5	-0,9	-0,6
H	-0,5	-0,7	-0,2

**Tableau V-8** : valeurs de C<sub>p</sub> dans le cas : C<sub>pi</sub> = -0,5.

**E)-calcul de la pression due au vent :**

La pression due au vent  $q_j$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j).$$

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$W(Z_j)$ : La pression nette exerce sur l'élément de surface  $j$  calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

$W(Z_j)$  : est donné par la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) (C_{pe} - C_{pi}) \text{ en [N/m}^2\text{]}$$

D'ou:

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times C_p$$

ZONE	C <sub>p</sub>	W (Z <sub>j</sub> )	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
A	-1,8	-2334,15	-2217,44
B'	-1,6	-2074,80	-1971,06
D	0,0	0,00	0,00
E	-1,1	-1426,43	-1355,10

**Tableau V-9** : Valeurs de  $q_j$  dans le sens longitudinale Pour : C<sub>pi</sub> = 0,8.

ZONE	Cp	W (Zj)	qj (N/m <sup>2</sup> )
A	-1,8	-2334,15	-2217,44
B'	-1,6	-2074,80	-1971,06
C	-1,3	-1685,78	-1601,49
D	0,0	0,00	0,00
E	-1,1	-1426,43	-1355,10

**Tableau V-10** : Valeurs de qj dans le sens transversale Pour : Cpi = 0,8.

ZONE	Cp	W (Zj)	qj (N/m <sup>2</sup> )
A	-0,5	-648,38	-615,96
B'	0,3	389,01	369,57
D	1,3	1685,78	1601,49
E	0,2	259,35	246,38

**Tableau V-11** : Valeurs de qj dans le sens longitudinale Pour : Cpi = -0,5.

ZONE	Cp	W (Zj)	qj (N/m <sup>2</sup> )
A	-1,0	-1296,75	-1231,91
B'	-0,8	-1037,40	-985,53
C	-0,5	-648,38	-615,96
D	0,8	1037,40	985,53
E	0,3	389,01	369,57

**Tableau V-12** : Valeurs de qj dans le sens transversale Pour : Cpi = -0,5.

#### F)-Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de **catégorie I**, Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent. La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{frj} \times S_{frj}).$$

**J** : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

**Z<sub>j</sub>** : La hauteur du centre de l'élément j.

**S<sub>frj</sub>** : Aire de l'élément de surface j.

**C<sub>frj</sub>** : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après l'Article 1.4.2 de RNV99) :

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport  $(d/b \leq 3)$ , et le rapport  $(d/h \leq 3)$ , soient vérifiés ; où **b** : la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, **h** : la hauteur de la construction, et **d** : la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

Sens x = Sens y : b = 31m; d = 31 m; h = 48,96 m.

- ◆  $(d/b) = (31 / 31) = 1 < 3$  .....Condition non vérifiée.
- ◆  $(d/h) = (31 / 48,96) = 0,633 < 3$  .....Condition non vérifiée.

**G-Détermination de la force résultante :**

La force résultante **R** se décompose en deux forces, horizontale et verticale (voir la figure ci après):

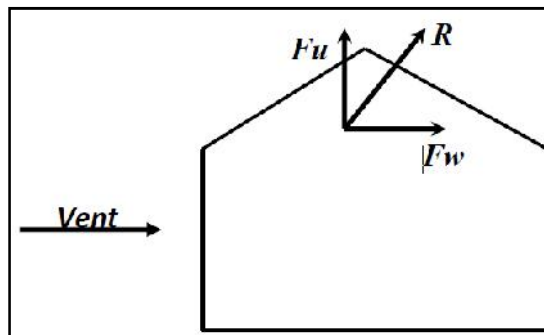


Figure V-14 : Force résultante R.

**$F_w$**  : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.

**$F_u$**  : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante **R** est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

$\sum$  : La somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

$q_j$  : (daN/m<sup>2</sup>) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

$S_j$  : (m<sup>2</sup>) est l'aire de l'élément de surface j.

$F_{frj}$  : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Z <sub>J</sub> (m)	Zone	S (m <sup>2</sup> )	q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> )	q <sub>j</sub>	R (N)
1,53	-1,1	94,86	482,63	504,35	<b>47842,64</b>
4,59		94,86	705,00	736,73	<b>69886,21</b>
7,65		94,86	819,38	856,25	<b>81223,88</b>
10,71		94,86	898,88	939,33	<b>89104,84</b>
13,77		94,86	958,88	1002,03	<b>95052,57</b>
16,83		94,86	1010,25	1055,71	<b>100144,65</b>
19,89		94,86	1051,88	1099,21	<b>104271,06</b>
22,95		94,86	1094,25	1143,50	<b>108472,41</b>
26,01		94,86	1121,63	1172,10	<b>111185,41</b>
29,07		94,86	1151,25	1203,06	<b>114122,27</b>
32,13		94,86	1177,88	1230,88	<b>116761,28</b>
35,19		94,86	1203,75	1257,92	<b>119326,29</b>
38,25		94,86	1226,63	1281,83	<b>121594,40</b>
41,31		94,86	1246,88	1303,00	<b>123602,58</b>
44,37	94,86	1267,50	1324,54	<b>125645,63</b>	
47,43	94,86	1285,13	1342,96	<b>127393,19</b>	
49,26	-2,4	15,5	1296,75	2956,59	<b>48527,15</b>
	-1,9		1296,75	2340,63	<b>36279,77</b>
	-1,5		1296,75	1847,87	<b>28642,00</b>
	-1,0		1296,75	1231,91	<b>19094,61</b>
	-0,6		1296,75	739,15	<b>11456,825</b>

**Tableau V-13** : Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau.

$R_x$ (KN)	$R_y$ (KN)
1799,63	1799,63

**Tableau V-14** : Résultats des efforts de vent appliqués à la base de la Tour.

Donc finalement :

Effort sismique sur la Tour :  $E_x = 10103,31 \text{ KN}$  > Effort du vent sur la Tour :  $V_x = 1799,63 \text{ KN}$ .

Effort sismique sur la Tour :  $E_y = 10122,13 \text{ KN}$  > Effort du vent sur la Tour :  $V_y = 1799,63 \text{ KN}$ .

#### **V.4 Conclusion :**

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vu que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismique.

## Chapitre VI : Etude des éléments de Contreventements

### VI.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par du logiciel Robot.

- ◆ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ◆ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ◆ Les voiles.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

### VI.2 Les poutres:

#### VI.2-1 Ferrailage des poutres:

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- ◆ Moment fléchissant.
- ◆ Effort tranchant.
- ◆ Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

#### VI.2.2 Combinaisons :

- ◆ Les combinaisons accidentelles selon **RPA 99/version 2003** :

E.L.A :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

- ◆ Les combinaisons fondamentales Selon **BAEL 91 révisée 99** :

$$\text{E.L.U : } \quad 1,35G + 1,5 Q$$

$$\text{E.L.S : } \quad G + Q$$

Pour les combinaisons fondamentale et accidentelle, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison E.L.S.

**VI.2.3 Calcul les armatures longitudinales :**

D’après le RPA 99 Version2003 Article (7.5.2.1) :

- a. Le pourcentage total minimum sera de :  $A_s \quad A_{\min} = 0,5 \% b.h$
- b. Le pourcentage total maximum :  $A_s \quad A_{\max} = 4\% b.h$  .....en zone courante.  
 $A_s \quad A_{\max} = 6\% b.h$  ....en zone de recouvrement.

Le pourcentage minimale est limité par :

$$\begin{cases} 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{En zone courante} \\ 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{En zone de recouvrement} \end{cases}$$

- c. Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- d. La longueur minimale de recouvrement :  $L_{\text{recouv}} = 50 \quad L$  ..... (zone III).

D’après le BAEL91 révisée 99 Article (B.7.4) :

- e. La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot b \times d \dots\dots\dots \text{pour les armatures tendues}$$

**VI.2.4 Calcul des armatures transversales :**

D’après le RPA 99 Article (7.5.2.2)

- a. Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l’aide de la formule suivante :

$$A_{t,\min} = 0,003.S.b$$

Avec :

- b : Largeur de la section
- S : L'espacement des armatures transversales

- b. Espacement des armatures transversales (les cadres) :

- ♦ Zone nodale et en travée:

$$S \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\{L; 30\text{cm} \right)$$

- ♦ En dehors de la zone nodale:

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

- c. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI.2.5 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :**

**Situation durable :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1,5 \\ s = 1,15 \\ f_e = 500 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ b_c = 14,17 \text{ MPa} \\ s = 434,80 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Situation accidentelles :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1,15 \\ s = 1,00 \\ f_e = 500 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ b_c = 18,48 \text{ MPa} \\ s = 500 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**VI.2.6 Exemple d'étude de la poutre principale:**

**VI. 2.6.1 Ferrailage des poutres: (flexion simple)**

➤ Poutre (30x40) terrasse :

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU		ELS		ELA	
	M <sub>ut</sub> (KN.m)	M <sub>ua</sub> (KN.m)	M <sub>st</sub> (KN.m)	M <sub>sa</sub> (KN.m)	M <sub>acct</sub> (KN.m)	M <sub>acca</sub> (KN.m)
30x40	26,34	61,68	17,70	44,83	21,50	190

**Tableau VI.1 :** Sollicitations de la poutre sous différents combinaisons.

♦ **Calcul les armatures longitudinales selon RPA99 Version 2003 :**

**1. Armatures minimales:**

$$A_{min} = 0,5 \% b.h$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

**2. Armatures maximales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 4\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 6\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- ♦ Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod99 :

3. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{500}$$

$$A_{\min} = 1,072 \text{ cm}^2$$

➤ ELU :

- ♦ En travée :

$$M_{T.ELU} = 26,34 \text{ KN.m} = 26,34 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

● Calcul des moments réduits:

$$\mu = \frac{M_{\text{acc.tra}}}{b \cdot b \cdot d^2} = \frac{26,34 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,30 \times (0,37)^2} = 0,045$$

$$\mu = 0,045 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$1000\varepsilon_s \leq 1000\varepsilon_1 \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,80 \text{ MPa}$$

$$= 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,058$$

$$= 1 - 0,4 = 0,977$$

● Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A = \frac{M_{u.tra}}{\sigma_s \cdot \eta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{26,34 \times 10^3}{434,80 \times 0,977 \times 37} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = 1,68 \text{ cm}^2$$

- ♦ En appui :

$$M_{u.appui} = 61,68 \text{ KN.m} = 61,68 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

➤ Calcul des moments réduits:

$$\mu = \frac{M_{U.appui}}{b \cdot b \cdot d^2} = \frac{61,68 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,30 \times (0,37)^2} = 0,106$$

$$\mu = 0,106 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

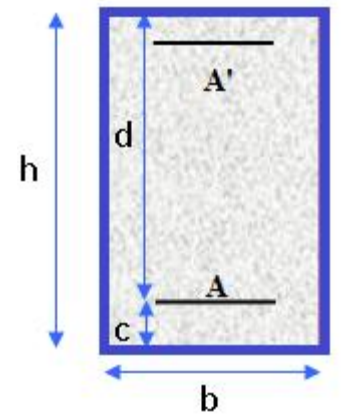


Figure VI.1: section de poutre.

$$1000\varepsilon_s \leq 1000\varepsilon_1 \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\mu_s} = \frac{500}{1,15} = 434,80 \text{ MPa}$$

$$= 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,14$$

$$= 1 - 0,4 = 0,944$$

● **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{u,\text{appui}}}{\sigma_s \cdot d} \Rightarrow A = \frac{61,68 \times 10^3}{434,80 \times 0,944 \times 37} = 4,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = 4,07 \text{ cm}^2$$

➤ **Situation accidentelle ELA:**

◆ **En travée :**

$$M_t^{\text{acc}} = 21,50 \text{ kN.m} = 21,50 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

➤ **Calcul des moments réduits:**

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{b \cdot d^2} = \frac{21,50 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,30 \times (0,37)^2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$1000\varepsilon_s \leq 1000\varepsilon_1 \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\mu_s} = \frac{500}{1,00} = 500 \text{ MPa}$$

$$= 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,036$$

$$= 1 - 0,4 = 0,986$$

● **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \cdot d} \Rightarrow A = \frac{21,50 \times 10^3}{500 \times 0,986 \times 37} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{acc}} = 1,18 \text{ cm}^2$$

◆ **En appui :**

$$M_a^{\text{acc}} = 190 \text{ kN.m} = 190 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

➤ **Calcul des moments réduits:**

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{b \cdot d^2} = \frac{190 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,30 \times (0,37)^2} = 0,250$$

$$\mu = 0,250 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$1000\varepsilon_s \leq 1000\varepsilon_1 \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\mu} = \frac{500}{1,00} = 500\text{MPa}$$

$$= 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,366$$

$$= 1 - 0,4 = 0,854$$

● **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{u,tra}}{\sigma_s \cdot d} \Rightarrow A = \frac{190 \times 10^3}{500 \times 0,853 \times 37} = 12,11\text{cm}^2$$

$$A_{acc} = 12,11\text{cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures :**

◆ En travée :  $A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min(RPA)}; A_{min}) = 6\text{cm}^2$

◆ En appui :  $A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min(RPA)}; A_{min}) = 12,11\text{cm}^2$

➤ **Choix des armatures:**

➤ Le choix des armatures en travée: «A= **3T16** » de section. **6,03** cm<sup>2</sup>/ml.

$$3T16 \longrightarrow A = 6,03\text{cm}^2$$

Le choix des armatures en appui : «A= **2T20 + 3T16** » de section **12,31** cm<sup>2</sup>/ml.

$$2T20 + 3T16 \longrightarrow A = 12,31\text{cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton a L'ELS :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

$$\sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Contraintes dans le béton : on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

Avec :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I}$

◆ **En travée :**

$$b = 30\text{cm} ; \sigma = 15 ; A' = 0, A = 6,03\text{cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

$$\frac{30}{2}y^2 - 15 \times 6,03(37 - y) = 0$$

$$15y^2 + 90,45y - 3346,65 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 651,55 \Rightarrow y = 12,22\text{cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

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

$$I_G = \frac{30}{3}12,22^3 + 15 \times 6,03 \times (37 - 12,22)^2$$

$$I_G = 73789,127\text{cm}^2$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$M_S = 17,70\text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = \frac{17,70 \times 12,22 \times 10^3}{73789,127} = 2,93\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,93\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots \text{CV}$$

◆ **En appui :**

$$b = 30\text{cm} ; \quad n = 15 ; \quad A'_s = 0, \quad A_s = 12,31\text{cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

$$\frac{30}{2}y^2 - 15 \times 12,31(37 - y) = 0$$

$$15y^2 + 184,65y - 6832,05 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 666,35 \Rightarrow y = 16,06\text{cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

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

$$I_G = \frac{30}{3}16,06^3 + 15 \times 12,31 \times (37 - 16,06)^2$$

$$I_G = 122388,53\text{cm}^2$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$M_{S, \text{appui}} = 44,83\text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = \frac{44,83 \times 16,29 \times 10^3}{122388,53} = 5,97\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\tau_{bc} = 5,97\text{MPa} < \bar{\tau}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

Pour l'effort tranchant maximal, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable.

$$T_u^{\max} = 128,30\text{KN}$$

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{b} ; 5\text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{128,30 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,156 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,156 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au glissement:**

**En Appui :**

$$T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0 \quad \text{avec : } \begin{cases} T_u = 128,3\text{KN} \\ M_u = 61,68\text{KN.m} \end{cases}$$

$$T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 128,30 - \frac{61,68}{0,9 \times 0,37} = -15,135 \leq 0 \dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{b} \times a \times b_0$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 37 = 33,30\text{cm}$$

$$T_u = 128,3\text{kN} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,50} \times 33,30 \times 30 \times 10^2 = 666\text{kN}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

➤ **Armature transversale :**

☞ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

$h$  : Hauteur totale de la poutre.

$\phi_L$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$b$  : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_{t,max} \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{400}{35}; 16; \frac{300}{10} \right)$$

$$\phi_{t,max} \leq \min (11,43; 20; 30)$$

$$\phi_{t,max} \leq 11,43 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235

☞ **Espacement des armatures transversales (les cadres) :**

Selon BAEL91mod99 :

◆  $S_{t_1,max} = \min(0,9d; 40 \text{ cm})$

$$S_{t_1,max} = \min(33; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t_1,max} = 33 \text{ cm}$$

◆  $\frac{A_t \cdot f_e}{S_{t_2} \cdot b_0} \leq 0,40 \Leftrightarrow S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0}$

$$S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} = \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} \leq 39,36 \text{ cm}$$

$$S_{t_2,max} = 39,36 \text{ cm}$$

◆  $\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$

$$K = 1 \text{ (flexion simple); } \alpha = 90^\circ$$

Donc :

$$S_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \times (u - 0,3f_{t28})}$$

$$S_{t_3} \leq \frac{2,01 \cdot 0,8 \cdot 235}{30 \cdot (1,156 - 0,3 \cdot 2,1)} = 23,95 \text{cm}$$

$$S_{t_3, \text{max}} = 23,95 \text{cm}$$

Selon RPA99 Version 2003 :

◆ Zone nodale :

$$S_{t, \text{max}} \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \cdot l_L; 30 \text{cm} \right)$$

$$l_L = 20 \text{mm}$$

$$S_{t, \text{max}} \leq \min \left( \frac{40}{4}; 12 \cdot 2; 30 \text{cm} \right)$$

$$S_{t, \text{max}} \leq \min (10; 24; 30 \text{cm})$$

$$S_{t, \text{max}} \leq 10 \text{cm}$$

◆ En dehors de la Zone nodale:

$$S'_{t, \text{max}} \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_{t, \text{max}} \leq \frac{40}{2} = 20 \text{cm} \Rightarrow S'_t = 15 \text{cm}$$

4. **Armatures minimales :**

$$A_{t, \text{min}} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

◆ Zone nodale:

$$A_{t, \text{min}} = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{cm}^2$$

◆ En dehors de la Zone nodale:

$$A_{t, \text{min}} = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{cm}^2$$

➤ **Choix des armatures:**

Zone nodale :

$$A_t = n \cdot a_s = 4 \times 8 = 2,01 \text{cm}^2 > 0,90$$

Zone courant :

$$A_t = n \cdot a_s = 4 \times 8 = 2,01 \text{cm}^2 > 1,35$$

Longueur de répartition des armatures transversales de la zone nodale :

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

$$L' = 2h = 2 \times 0,40 = 0,80\text{m}$$

$$A_t = n_s \cdot S_t = 8 \times \{8 = 4,02\text{cm}^2 > 1,35$$

=> [8 (cadre+étrier) pour 0,80m]

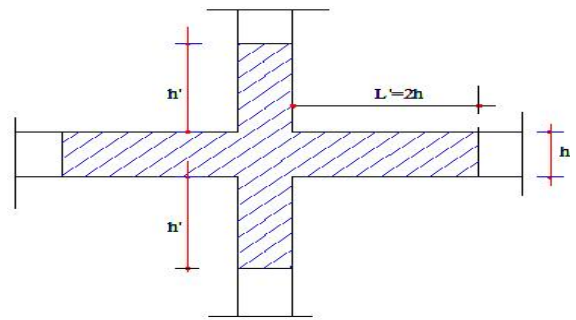


Figure VI.2: zone nodales

➤ **Longueur de recouvrement des armatures longitudinales:**

$$L_r^{\min} = 50 \cdot L_{\max}$$

$$L_r^{\min} = 50 \times 1,2 = 60\text{cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 65\text{cm}$$

$$L_r^{\min} = 50 \times 1,4 = 70\text{cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 75\text{cm}$$

$$L_r^{\min} = 50 \times 1,6 = 80\text{cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 85\text{cm}$$

$$L_r^{\min} = 50 \times 2 = 100\text{cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 105\text{cm}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91 modifiée 99, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées la flèche totale est :

$$f \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est :

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{L(m)}{500} & \text{si } L < 5\text{m} \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \end{cases}$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est

donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Avec :

$f_{\max}$  : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section  $I = b h^3/12$

➤ Calcul de la flèche :

L : la portée maximale des poutres principales :

Dans notre cas :  $L = 3,60 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$

A partir de logiciel robot, On a  $f = 0,7 \text{ cm}$

Donc :

$f = 0,052 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

**VI. 2.6.2. Ferrailage numérique des Poutres: (flexion simple)**

**1. Ferrailage longitudinale des Poutres principales (40x30) cm<sup>2</sup>:**

Niveau	M <sub>a</sub> (kn.m)	M <sub>t</sub> (kn.m)	A <sub>a</sub>	A <sub>t</sub>	A <sub>RPA</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adp</sub>	
							appui	travée
1--2	92,34	42	5,35	2,72	6,00	1,072	5HA14	3HA16
3--8	80,40	42	4,61	2,72	6,00	1,072	5HA14	3HA16
9--12	75	30,70	4,28	1,92	6,00	1,072	5HA14	3HA16
13--16	190	26,34	12,11	1,68	6,00	1,072	3HA16+3HA20	3HA16

**Tableau VI.2:** Ferrailage longitudinale des poutres principales.

**2. Ferrailage longitudinale des Poutres secondaires (35x30) cm<sup>2</sup>:**

Niveau	M <sub>a</sub> (kn.m)	M <sub>t</sub> (kn.m)	A <sub>a</sub>	A <sub>t</sub>	A <sub>RPA</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adp</sub>	
							appui	Trave
1--2	95,8	43,7	5,57	2,83	5,25	0,93	5HA14	3HA16
3--8	82,7	43	4,75	2,78	5,25	0,93	5HA14	3HA16
9--12	90,3	37	5,22	2,38	5,25	0,93	5HA14	3HA16
13--18	73,2	9,23	4,18	0,58	5,25	0,93	5HA14	3HA16

**Tableau VI.3:** Ferrailage longitudinale des poutres secondaires.

3. Ferrailage transversal des poutres principales et secondaires :

Armature transversal (cm <sup>2</sup> )								
Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t min</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA	(mm)	S <sub>t</sub> (cm) (zone nodale)	S' <sub>t</sub> (cm) (zone courante)	L <sub>r</sub> <sup>min</sup> = 50 × L <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )			
Types	Poutres principales							
30x40	1,35	Ø8	10	15	65	75	85	105
Types	Poutres secondaires							
30x35	1,35	Ø8	10	15	65	75	85	105

Tableau VI.4: Ferrailage transversal de poutres principales et secondaires.

4. Vérification a L'ELS des Poutres principales (30×40) cm<sup>2</sup>:

N°	M <sub>t sr</sub> (kn.m)	M <sub>a sr</sub> (kn.m)	V <sub>u</sub> (kn)	bc t (Mpa)	bc a (Mpa)	σ <sub>b</sub> (Mpa)	u (Mpa)	τ <sub>bu</sub> (Mpa)	f (mm)	f limite (mm)
1--2	6,85	7,83	102	1,30	2,80	15	0,92	3,33	0,35	5,80
	47,16	62,40	121,47	3,21	6,20	15	1,10	3,33	0,95	7,20
3--8	8,88	13,40	149,89	0,49	1,20	15	1,35	3,33	0,40	5,80
	36,46	62,40	126,02	2,47	8,85	15	1,14	3,33	0,60	7,20
9--12	9,40	13,00	154,07	0,51	1,20	15	1,40	3,33	0,25	5,80
	38,10	60,60	127,20	2,53	8,80	15	1,15	3,33	0,70	7,20
13-16	8,60	14,01	187,50	0,40	1,20	15	1,70	3,33	0,30	5,80
	17,70	44,83	128,30	2,93	5,97	15	1,16	3,33	0,55	7,20

Tableau.VI.5 : Vérification a L'ELS des Poutres principales.

5. Vérification a L'ELS des Poutres secondaires (30×35) cm<sup>2</sup>:

N°	M <sub>t sr</sub> (kn.m)	M <sub>a sr</sub> (kn.m)	V <sub>u</sub> (kn)	bc t (Mpa)	bc a (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	u (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	f (mm)	f <sub>limite</sub> (mm)
1—2	5,55	6,53	100,7	0,90	1,94	15	1,05	3,33	0,30	5,80
	45,86	61,10	120,17	2,81	5,34	15	1,25	3,33	0,90	7,20
3—8	7,58	12,10	148,59	0,09	0,34	15	1,54	3,33	0,25	5,80
	35,16	61,01	124,72	2,07	7,99	15	1,29	3,33	0,55	7,20
9—12	8,10	11,70	152,77	0,11	0,34	15	1,59	3,33	0,20	5,80
	36,80	59,30	125,90	2,13	7,94	15	1,31	3,33	0,60	7,20
13-16	7,30	12,71	186,20	0,00	0,34	15	1,93	3,33	0,20	5,80
	33,3	60,80	154,30	1,57	5,84	15	1,60	3,33	0,50	7,20

Tableau VI.6 : Vérification a L'ELS des Poutres secondaire.

VI.2.6.3 Schéma de ferrailage:

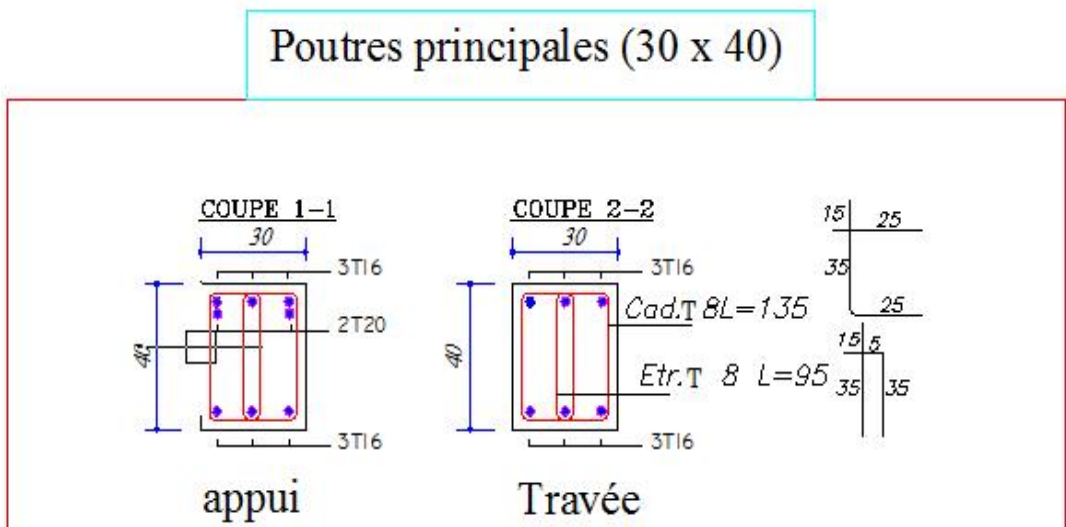
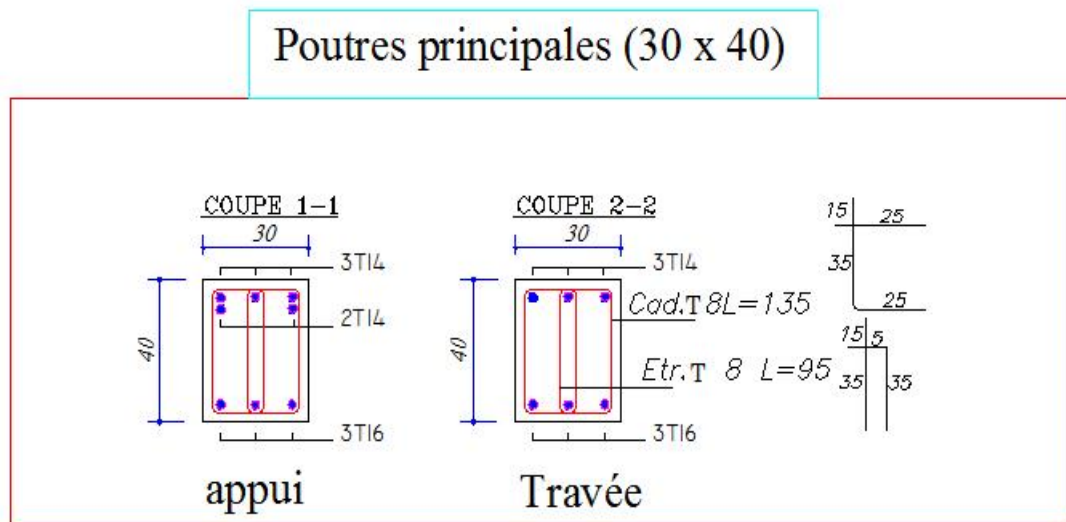


Figure .VI.3. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

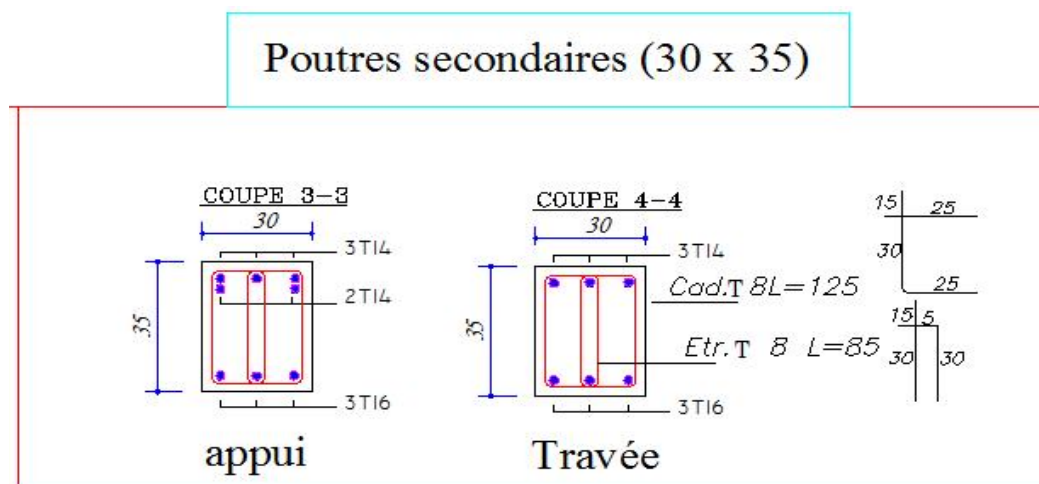


Figure .VI.4. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

**VI-3 Les poteaux :****VI-3.1 Combinaison des charges :****● Les combinaisons accidentelles selon RPA 99/version 2003 :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

E.L.A :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

**● Les combinaisons fondamentales Selon BAEL 91 :**

E.L.U :  $1,35G + 1,5 Q$

E.L.S :  $G + Q$

**VI-3.2 Ferrailage de poteaux:**

Ce sont des éléments porteurs verticaux, leurs rôles sont de transmettre les charges aux Fondations. Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal. « N »
- Effort tranchant. « T »
- Moment fléchissant. « M » dans les deux sens

Donc ils sont sollicités à la flexion composée. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- ◆ Section partiellement comprimée.
- ◆ Section entièrement tendue.
- ◆ Section entièrement comprimée

Les armatures sont déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

$N_{\max}$  → M correspondant  $N_{\max}$  : effort normal maximum.

$M_{\max}$  → N correspondant avec :  $M_{\max}$  : moment maximum.

$N_{\min}$  → M correspondant  $N_{\min}$  : effort normal minimum.

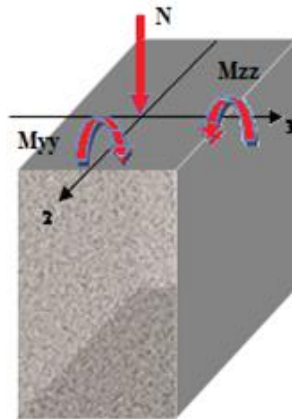


Figure VI.5: Sollicitations sur les poteaux.

**VI-3.3 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :**

**Situation durable :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1,5 \\ s = 1,15 \\ f_e = 500 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ b_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \\ s = 434,80 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Situation accidentelles :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1,15 \\ s = 1,00 \\ f_e = 500 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ b_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \\ s = 500 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**VI-3.4 Calcul les armatures longitudinales :**

D'après le RPA 99 (article 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de :  $A_s \quad A_{\min} = 0,9 \% b.h \dots\dots\dots$  (zone III).
- Leur pourcentage maximal :  $A_s \quad A_{\max} = 4 \% b.h \dots\dots\dots$  en zone courante

$$A_s \quad A_{\max} = 6\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.}$$

Le pourcentage minimale en zone III est limité par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{en zone courante} \\ 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- Le diamètre minimum :  $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$ .
- La longueur minimale de recouvrement :  $L_{recouv} = 50 \phi$  (zone III)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20cm.  $C \leq 20 \text{ cm}$  (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left( \frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60\text{m} \right) \\ \text{et } l' = 2h \end{array} \right.$$

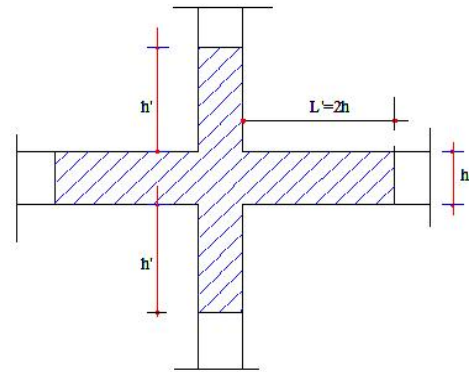


Figure VI.6: zone nodales

**VI.3.5 Calcul de ferrailage des poteaux :**

On va prendre un seul type de poteau et on le calcul en flexion composée et les autres sont calculés à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analyse Professional 2014 et on compare avec le minimum du RPA99 ( $A_{min}$ ).

• Soit le poteau:

$b = 40\text{cm}$  ;  $h = 40\text{cm}$  ;  $d = 37$

**VI.3.5.1 Ferrailage longitudinal :**

Les différents efforts internes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Combinaisons	ELU		0,8G±E		G+Q ±1,2E		ELS	
	$N_{max}$ (KN)	$M_{core}$ (KN.m)	$N_{min}$ (KN)	$M_{core}$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{core}$ (KN)	$N_{max}$ (KN)	$M_{core}$ (KN.m)
<b>Poteau (40x40)</b>	286,51	38,02	173,58	62,72	85,04	323,51	208,91	27,62

Tableau VI.7 : Sollicitations de poteau sous différents combinaisons

➤ **Etat Limite De Stabilité De Forme :**

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul :  $e = e_1 + e_a + e_2$ .

Avec :

$e_1$  : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

$e_2$  : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h} \left(2 + \alpha\right)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

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

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right)$$

Le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :  $N_u$  inchangé ,  $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$ .

1. **ELU:**

$$\begin{cases} N_u = 286,51 \text{ KN} \\ M_u = 38,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

☞ L'excentricité :

$$\begin{aligned} \blacksquare e_1 &= \frac{M}{N} = \frac{38,02}{286,51} = 0,133\text{m} \\ \blacksquare e_a &= \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}, \frac{306}{250}\right) \\ e_a &= \max(2\text{cm} ; 1,224) = 0,02\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{10,81}{10,81 + 2,12} \\ r &= 0,836 \quad ; w = 2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \blacksquare e_2 &= \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + r) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,40} (2 + 0,836 \times 2) \\ e_2 &= 0,0126 \\ e &= e_1 + e_2 + e_a = 0,165\text{m} \end{aligned}$$

☞ Calcul le coefficient de remplissage :

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b.h. bc} = \frac{286,51 \times 10^3}{400 \times 400 \times 14,17} = 0,126$$

Donc:  $\Psi_1 \leq 0,126$

$$= f(\Psi_1)$$

☞ Calcul l'excentricité critique relative :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \eta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\eta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,126}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,126})} = 0,163$$

$$e_{Nc} = \eta \times h = 0,163 \times 0,40 = 0,065\text{m}$$

$e = 0,165\text{m} > e_{Nc} = 0,065\text{m} \Rightarrow$  **Section partiellement comprimée**

☞ Dimensionnement des sections partiellement comprimée :

Calcul le moment de Moment fictif :

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left( e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 286,51 \left( 0,165 + 0,37 - \frac{0,40}{2} \right) = 96\text{KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif  $M_{u\text{Fictif}}$

### ☞ Vérification de l'existence des armatures comprimées $A'$ :

Calcule le moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{b_c \times b \times d^2}$$

$$\mu_{se} = \frac{f_e}{s E_s} = \frac{500}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 2,174\%$$

$$r_l = \frac{3,5}{3,5 + \mu_{se}} = 0,617$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot (1 - 0,4 \cdot r_l) = 0,372$$

Si  $\mu_b < \mu_1 = 0,372$  la section est simplement armée.

Si  $\mu_b > \mu_1 = 0,372$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_S$  et  $A_S'$ .

$$\mu = \frac{M_f}{b_c \times b \times d^2} = \frac{96 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,40 \times 0,37^2} = 0,124$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \text{Aciers comprimés } A_u' = 0$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,166$$

$$r = 1 - 0,4\gamma = 0,934$$

### ☞ Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif  $M_{u\text{ fictif}}$  et on obtient  $A_S$  et  $A_S'$  tel que:

**La 1<sup>ère</sup> section fictive:**

$$A'_{s,\text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

**La 2<sup>ème</sup> section fictive:**

$$f_{s_s} = \frac{f_e}{s} = 434,78 \text{ Mpa}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{M_{uf}}{s \cdot d_s}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{96 \times 10^3}{0,934 \times 37 \times 434,78} = 6,40 \text{ cm}^2$$

☞ La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}} = 0\text{cm}^2$$

☞ La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s,\text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 6,40 - \frac{286,51 \times 10^3}{100 \times 434,78} = -0,20\text{cm}^2 < 0$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

☞ La règle du millième :

$$A'_{s,\text{min}} = 4\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s,\text{min}} = 4 \times [(0,40 + 0,4) \times 2] = \mathbf{6,4\text{cm}^2}$$

☞ Condition de non fragilité :

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 40}{1000}; 0,23 \times 40 \times 37 \frac{2,1}{500} \right\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \{1,6\text{cm}^2; 1,43\text{m}^2\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 1,6\text{cm}^2$$

☞ Les Condition imposée par le RPA99/V2003 :

● Armatures maximales :

En zone courante :

$$A_s \quad A_{\text{max}} = 4 \% b \cdot h$$

$$A_{\text{max}} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_s \quad A_{\text{max}} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{\text{max}} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$$

Le diamètre minimum :  $\text{min} = 12 \text{ mm}$ .

● Armatures minimales :

$$A_{\text{min}} = 0,9\% \cdot (b \cdot h) = 0,009 \cdot 40 \cdot 40 = 14,40\text{cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,\text{min}} = 14,40\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 15,135\text{cm}^2 = 2\text{T}14 + 6\text{T}16$$

2. **E.L.A: G + Q ± 1,2 E**

$$\begin{cases} M_{\max} = 85,04 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = 323,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

☞ **L'excentricité :**

- $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{85,04}{323,51} = 0,26\text{m}$
- $e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}, \frac{306}{250}\right)$   
 $e_a = \max(2\text{cm}, 1,224) = 0,02\text{m}$   
 $= \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{12,85}{12,85 + 2,12}$   
 $= 0,858 \quad ; w = 2$
- $e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + ) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,40} (2 + 0,858 \times 2)$   
 $e_2 = 0,0128$   
 $e = e_1 + e_2 + e_a = 0,293\text{m}$

☞ **Calcul le coefficient de remplissage :**

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b.h. \quad bc} = \frac{323,51 \times 10^3}{400 \times 400 \times 18,48} = 0,11$$

Donc:  $\Psi_1 \leq 0,81$

$$= f(\Psi_1)$$

☞ **Calcul l'excentricité critique relative :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow ' = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$' = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,11}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,11})} = 0,163$$

$$e_{Nc} = ' \times h = 0,163 \times 0,40 = 0,065$$

$e = 0,293\text{m} > e_{Nc} = 0,065 \Rightarrow$  **Section partiellement comprimée**

**☞ Dimensionnement des sections partiellement comprimée :**

**Calcul le moment de Moment fictif :**

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left( e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 323,51 \left( 0,293 + 0,37 - \frac{0,40}{2} \right) = 149,785 \text{KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif  $M_{uFictif}$ .

**☞ Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

**Calcule le moment réduit ultime :**

$$\mu = \frac{M_f}{b_c \cdot b \cdot d^2}$$

$$s_e = \frac{f_e}{s E_s} = \frac{500}{1,00(20)10^4} = 2,5\%$$

$$\mu_1 = \frac{3,5}{3,5 + s_e} = 0,583$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot (1 - 0,4 \mu_1) = 0,358$$

Si  $\mu_b < \mu_1 = 0,358$  la section est simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_1 = 0,358$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_s$  et  $A_s'$

$$\mu = \frac{M_f}{b_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{149,785 \times 10^{-3}}{18,50 \times 0,40 \times 0,37^2} = 0,148$$

$\mu < \mu_1 \Rightarrow$  Aciers comprimés  $A_s' = 0$

$$\Rightarrow s = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,20$$

$$s = 1 - 0,4r = 0,92$$

**☞ Détermination des armatures:**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif  $M_{u \text{ fictif}}$

et on obtient  $A_s$  et  $A_s'$  tel que:

**La 1<sup>ère</sup> section fictive:**

$$A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{cm}^2$$

**La 2<sup>ème</sup> section fictive:**

$$s = \frac{f_e}{s} = 500 \text{Mpa}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{M_{\text{uf}}}{B \cdot d_s}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{149,785 \times 10^3}{0,92 \times 37 \times 500} = 8,80 \text{ cm}^2$$

☞ La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

☞ La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s,\text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot s}$$

$$A_s = 8,80 - \frac{323,51 \times 10^3}{100 \times 500} = 2,33 \text{ cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

☞ La règle du millième :

$$A'_{s,\text{min}} = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s,\text{min}} = 4 \times [(0,40 + 0,4) \times 2] = \mathbf{6,4 \text{ cm}^2}$$

☞ Condition de non fragilité :

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 40}{1000}; 0,23 \times 40 \times 37 \frac{2,1}{500} \right\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \{1,6 \text{ cm}^2; 1,43 \text{ m}^2\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 1,6 \text{ cm}^2$$

☞ Les Condition imposée par le RPA99/V2003 :

● Armatures maximales :

En zone courante :

$$A_s \quad A_{\text{max}} = 4 \% b \cdot h$$

$$A_{\text{max}} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_s \quad A_{\text{max}} = 6 \% b \cdot h$$

$$A_{\text{max}} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum :  $\text{min} = 12 \text{ mm}$ .

● **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,9\% \cdot (b \cdot h) = 0,009 \cdot 40 \cdot 40 = 14,40 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,\min} = 14,40 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 15,135 \text{ cm}^2 = 2T14 + 6T16$

3. **ELA: 0,8G+E**

$$\begin{cases} N_{\min} = 173,58 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 62,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

∞ **L'excentricité :**

- $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{62,72}{173,58} = 0,36 \text{ m}$
- $e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right)$   
 $e_a = \max(2 \text{ cm}, 1,224) = 0,02 \text{ m}$   
 $= \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{14,45}{14,45 + 4,80}$   
 $= 0,75 \quad ; w = 2$
- $e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + r\{\}) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,40} (2 + 0,75 \times 2)$   
 $e_2 = 0,012$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,392 \text{ m}$$

∞ **Calcul le coefficient de remplissage :**

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b \cdot h \cdot bc} = \frac{173,58 \times 10^3}{400 \times 400 \times 18,48} = 0,06$$

Donc:  $\Psi_1 \leq 0,81$

$$= f(\Psi_1)$$

∞ **Calcul l'excentricité critique relative :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \eta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\eta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,06}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,06})} = 0,165$$

$$e_{Nc} = \alpha \times h = 0,165 \times 0,40 = 0,066$$

$$e = 0,392m > e_{Nc} = 0,066 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

**☞ Dimensionnement des sections partiellement comprimée :**

**Calcul le moment de Moment fictif :**

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left( e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 173,58 \left( 0,392 + 0,37 - \frac{0,40}{2} \right) = 97,55 \text{KN.m}$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif  $M_{uFictif}$ .

**☞ Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

**Calcule le moment réduit ultime :**

$$\mu = \frac{M_f}{b_c \cdot b \cdot d^2}$$

$$\sigma_{se} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{1,00(20)10^4} = 2,5\%$$

$$\rho_1 = \frac{3,5}{3,5 + \sigma_{se}} = 0,583$$

$$\mu_1 = 0,8 \rho_1 (1 - 0,4 \rho_1) = 0,358$$

Si  $\mu_b < \mu_1 = 0,358$  la section est simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_1 = 0,358$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_s$  et  $A_s'$

$$\tilde{\mu} = \frac{M_f}{b_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{97,55 \times 10^{-3}}{18,50 \times 0,40 \times 0,37^2} = 0,096$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \text{Aciers comprimés } A_s' = 0$$

$$\Rightarrow \gamma_s = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,127$$

$$\gamma_s = 1 - 0,4\gamma_s = 0,95$$

**☞ Détermination des armatures:**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif  $M_{u \text{ fictif}}$  et on obtient  $A_s$  et  $A_s'$  tel que:

**La 1<sup>ere</sup> section fictive:**

$$A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{cm}^2$$

La 2<sup>ème</sup> section fictive:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{s} = 500 \text{ Mpa}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{M_{\text{uf}}}{B \cdot d_s}$$

$$A_{s,\text{fictif}} = \frac{97,55 \times 10^3}{0,95 \times 37 \times 500} = 5,55 \text{ cm}^2$$

☞ La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s,\text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

☞ La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s,\text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 5,55 - \frac{173,58 \times 10^3}{100 \times 500} = 2,08 \text{ cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

☞ La règle du millième :

$$A'_{s,\text{min}} = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s,\text{min}} = 4 \times [(0,40 + 0,4) \times 2] = \mathbf{6,4 \text{ cm}^2}$$

☞ Condition de non fragilité :

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 40}{1000}; 0,23 \times 40 \times 37 \frac{2,1}{500} \right\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq \max \{1,6 \text{ cm}^2; 1,43 \text{ m}^2\}$$

$$A_{s,\text{min}} \geq 1,6 \text{ cm}^2$$

☞ Les Condition imposée par le RPA99/V2003 :

● Armatures maximales :

En zone courante :

$$A_s \quad A_{\text{max}} = 4 \% b \cdot h$$

$$A_{\text{max}} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_s \quad A_{\text{max}} = 6 \% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$$

Le diamètre minimum :  $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$ .

● **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,9\% \cdot (b \cdot h) = 0,009 \cdot 40 \cdot 40 = 14,40\text{cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,\min} = 14,40\text{cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 15,135\text{cm}^2 = 2\text{HA}14 + 6\text{HA}16$

**VI.3.5.2 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $N_{\text{ser}} ; M_{\text{ser}}$ ), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Contraintes dans le béton : on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$b = 40\text{cm} ; \sigma = 15 ; A' = 0, A = 15,135\text{cm}^2$$

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{27,62}{208,91} = 0,13\text{m}$$

$$S = b \times h + 15A_{\text{totale}} \Rightarrow S = 40 \times 40 + 15 \times 15,135 = 1827,025\text{cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)} = -0,001$$

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

$$I = \frac{40 \times 40^3}{12} + 40 \times 40 \times (-0,001)^2 + 15 \left[ 15,135 \left(37 - \frac{40}{2} + (-0,001)\right)^2 \right] \Rightarrow I = 27886,55\text{cm}^4$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e - X_G) \left(\frac{H}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{208,91}{1827,025} + \frac{208,91(13 + 0,001) \left(\frac{40}{2} + 0,001\right)}{27886,55} \Rightarrow \sigma_{\text{sup}} = 3,094\text{MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e - X_G) \left( \frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{208,91}{1827,025} - \frac{208,91(13+0,001) \left( \frac{40}{2} - 0,001 \right)}{278866,55} \Rightarrow \sigma_{inf} = -0,08 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 3,094 \text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**VI.3.5.3 Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{a V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots \dots \dots \text{RPA.90 Version.2003 Article (7.4.2.2)}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$a$  : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$t$  : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \\ \text{Si } g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_{t,min}}{t \cdot b_1} = 0,8\% \\ \text{Si } 3 < g < 5 \Rightarrow \frac{A_{t,min}}{t \cdot b_1} = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } g \geq 5 \Rightarrow a = 3,75 \\ \text{Si } g < 5 \Rightarrow a = 2,50 \end{array} \right.$$

$g$ : est l'élancement géométrique du poteau

D'après le RPA99 Version 2003 L'Article (7.4.2.2).

$$g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

$a \times b$  : la section droite du poteau dans la direction de déformation

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 2,142 \text{m}$$

$$g = \frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,355 > 5$$

Donc :

$$g > 5 \Rightarrow a = 3,75$$

● **Espacement des armatures transversales :**

- Suivant les règles BAEL 91 :

$$t \leq \min(15 \frac{\min}{L}; 40\text{cm}; b+10\text{cm})$$

$$\frac{\min}{L} = 14\text{mm}$$

$$t \leq \min(21; 40\text{cm}; 70\text{cm})$$

$$t \leq 21\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$$

- D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone III)

● **Zone nodale :**

$$t \leq 10\text{cm} \Rightarrow t = 8\text{cm}$$

● **Zone courante:**

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10 \frac{\min}{l}\right) = \min\left(\frac{40}{2}; \frac{40}{2}; 10 \times 1,6\right)$$

$$t' \leq 16\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

Diamètre des armatures transversales (BAEL 91) :

$$t \geq \frac{L_{\max}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53\text{cm}$$

Donc on prendra  $t = 8\text{mm}$  avec une nuance d'acier FeE235

Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,75 \times 118,34 \times 10^3 \times 0,10}{0,40 \times 235} \times 10^{-2} = 4,72\text{cm}^2$$

Armatures transversales minimales :

$$g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,355 > 5$$

$$\text{On a : } \} g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b_1$$

$$A_{t,min} = 0,3\% t.b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 7 \cdot 10 = 5,50 \text{ cm}^2 > A_{t,min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t$

**● Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

h: hauteur de la poutre

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{max} \left( \frac{306}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

=> [7 (cadre + étrier) pour 0,60m]

**● Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{min} = 50 \times L_{max}$$

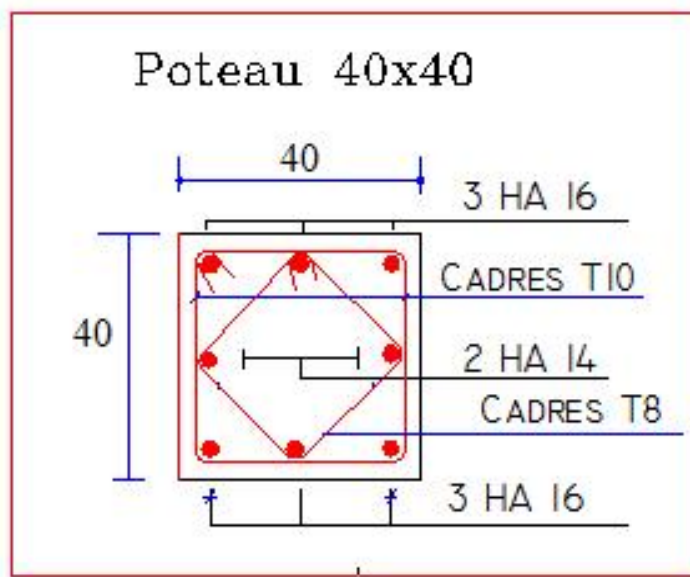
$$L_r^{min} = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm}, \dots\dots\dots \text{Alors On adopte: } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$L_r^{min} = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}, \dots\dots\dots \text{Alors On adopte: } L_r = 75 \text{ cm}$$

$$L_r^{min} = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}, \dots\dots\dots \text{Alors On adopte: } L_r = 85 \text{ cm}$$

$$L_r^{min} = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}, \dots\dots\dots \text{Alors On adopte: } L_r = 105 \text{ cm}$$

**VI.3.5.4 Schéma de ferrailage :**



**Figure VI.7 :** Coupe de Ferrailage des poteaux 40x40 cm<sup>2</sup>

**VI.3.5.5 Ferrailage numérique des Poteaux: (flexion compose)**

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton : **SOCOTEC ; EXPERT 2010**

Selon le **BAEL91** révisée **99** :

**ELU** :  $1,35G + 1,5Q$

**ELS** :  $G + Q$

Selon le **RPA 99 / version 2003** :

**ACC** :  $G + Q 1,2 E$

Les résultats sont réduits dans les tableaux suivant :

● **Poteau de rive :**

Niveau	Section (a) cm <sup>2</sup>	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>RPA</sub> cm <sup>2</sup>	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section cm <sup>2</sup>	choix	t (cm)	t' (cm)	A <sub>t</sub>
1-3	40x40	2,33	14,40	15,135	2HA14+6HA16	8	15	10
4-7	45x45	0,43	18,23	20,56	4HA16+4HA20	8	15	10
8-11	50x50	23,22	22,50	24,62	6HA16+4HA20	8	15	10
12-16	55x55	14,64	27,23	28,637	8HA16+4HA20	8	15	10

**Tableau VI-8** : Ferrailage des poteaux de rive.

● **Poteau de centre1(carré) :**

Niveau	Section (a) cm <sup>2</sup>	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>RPA</sub> cm <sup>2</sup>	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section cm <sup>2</sup>	choix	t (cm)	t' (cm)	A <sub>t</sub>
1-3	50x50	23,22	22,50	24,62	6HA16+4HA20	8	15	10
4-7	55x55	14,64	27,23	28,64	8HA16+4HA20	8	15	10
8-11	60x60	10,20	32,40	33,16	4HA16+8HA20	8	15	10
12-16	65x65	13,06	38,03	39,44	4HA16+10HA20	8	15	10

**Tableau VI-9** : Ferrailage des poteaux de center 1(carré).

● Poteau de centre2 (cercle) :

Niveau	Diameter Cm	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>RPA</sub> cm <sup>2</sup>	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section cm <sup>2</sup>	choix	t (cm)	t' (cm)	A <sub>t</sub>
1-3	50	0,00	17,67	18,34	4HA14+6HA16	8	15	10
4-7	55	0,00	21,38	22,86	6HA16+4 HA20	8	15	10
8-11	60	0,00	25,45	25,45	4HA16+6HA20	8	15	10
12-16	65	0,00	29,86	30,90	10HA20	8	15	10

Tableau VI-10 : Ferrailage des poteaux de center 2.

V.5. 5.6 Vérification vis -à vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub>), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

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

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

● Poteau de rive :

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kn)	M <sub>ser</sub> (kn.m)	inf (MPa)	sup (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Verificati on
40x40	208,91	27,62	-0,08	3,09	15	OK
45x45	363,32	30,68	0,90	1,60	15	OK
50x50	83,98	29,84	0,29	0,5	15	OK
55x55	1109,23	32,17	2,15	3,88	15	OK

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poteaux de rive.

● Poteau de centre 1 (carré):

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kn)	M <sub>ser</sub> (kn.m)	inf (MPa)	sup (MPa)	- <sub>bc</sub> (MPa)	Verification
50x50	83,98	29,84	0,29	0,5	15	OK
55x55	1109,23	32,17	2,15	3,88	15	OK
60x60	848,15	24,58	2,09	2,19	15	OK
65x65	1433,38	39,90	1,17	4,42	15	OK

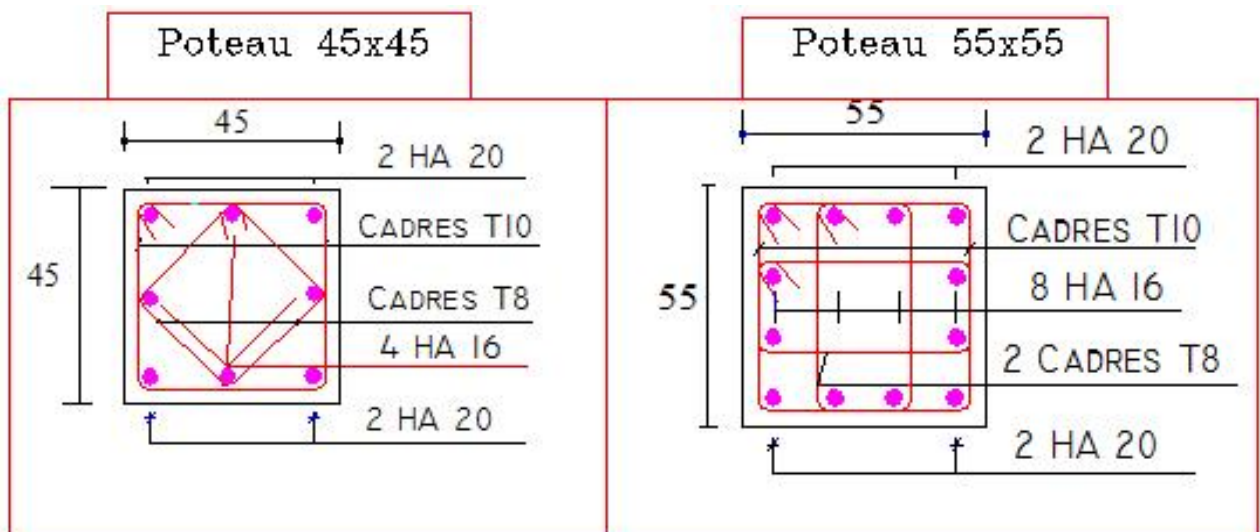
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l’ELS pour les poteaux center1.

● Poteau de centre 2 (cercle) :

Diameter Cm	N <sub>ser</sub> (kn)	M <sub>ser</sub> (kn.m)	inf (MPa)	sup (MPa)	- <sub>bc</sub> (MPa)	Verification
50	223,68	6,96	0,29	1,66	15	OK
55	582,31	0,77	1,44	3,00	15	OK
60	1061,60	0,88	2,29	4,53	15	OK
65	1581,05	1,13	2,88	6,40	15	OK

Tableau VI.13: Vérification des contraintes à l’ELS pour les Poteaux de centre2 cercle.

VI.3.5.7 Schéma de ferrailage :



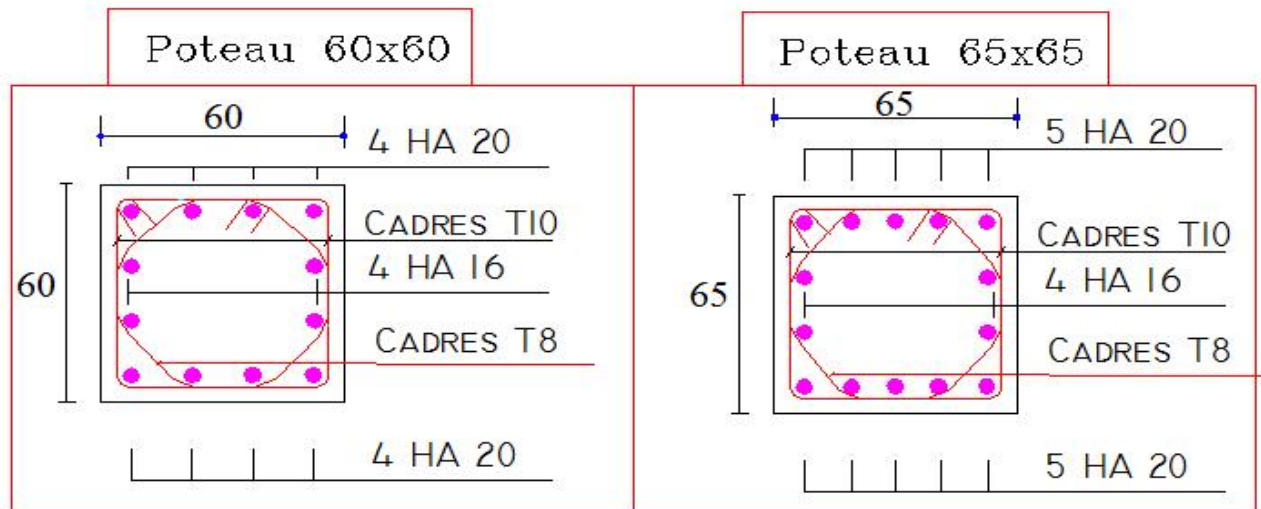


Figure .VI.8. Schéma de ferrailage des Poteaux carrés.

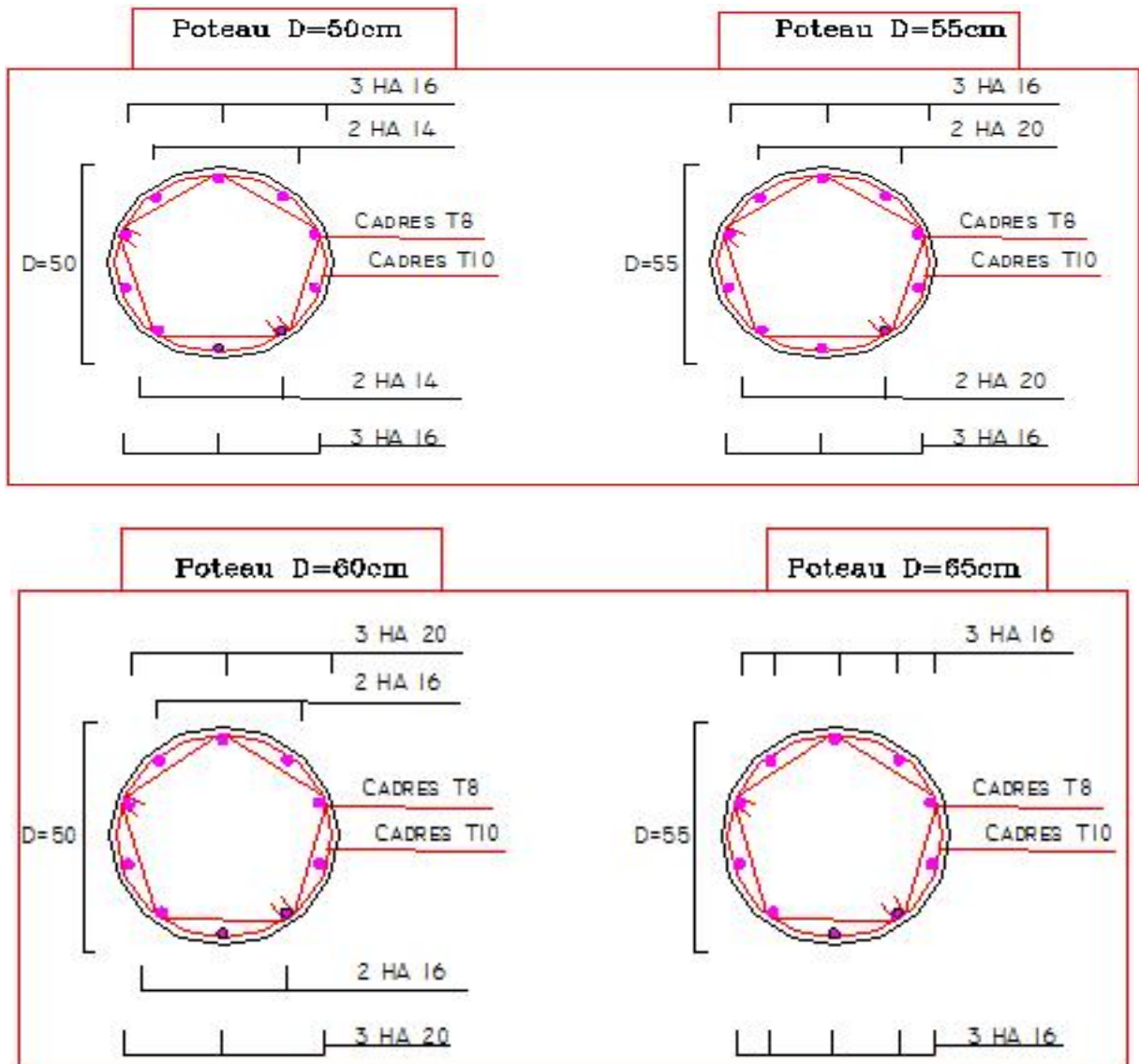


Figure .VI.9. Schéma de ferrailage des Poteaux circulaires.

## VI.4 Ferrailage des voiles

### VI.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

1. Armatures verticales
2. Armatures horizontales.
3. Armatures transversales.

A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

### VI.4.2 Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- ♦  $1,35G + 1,5 Q$
- ♦  $G + Q \pm 1,2E_x$
- ♦  $G + Q \pm 1,2E_y$

### VI.4.3 Prescriptions imposées par RPA99 :

#### a) Les armatures verticales Article (7.7.4.1) :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par

le RPA 99 et décrites ci-dessous :

1) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20%, de section horizontale du béton tendu.

2) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

3) à chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ( $L/10$ ), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ( $st \leq 15\text{cm}$ ).

4) Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

**b) Les armatures horizontales Article (A7.7.4.2):**

Comme dans le cas des armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à ( $135^\circ$ ) ayant une longueur de 10 . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**c) Règles communes Article (7.7.4.3):**

1) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

2) L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

- S 1,5 a
- S 30cm

3) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

4) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

- 20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

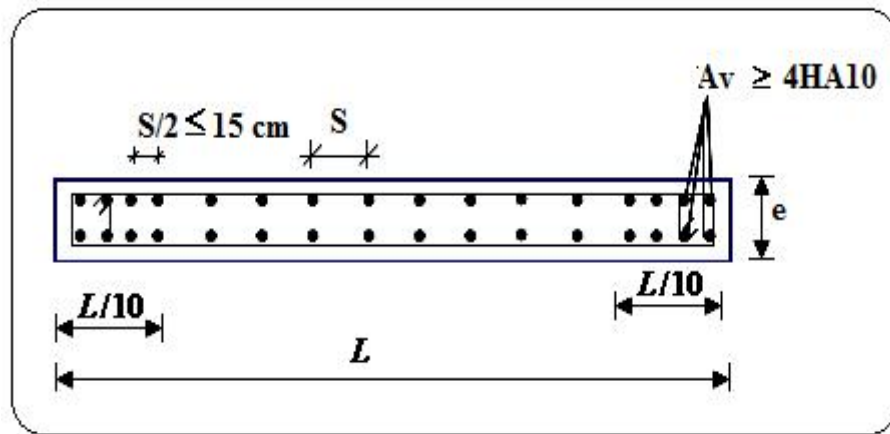
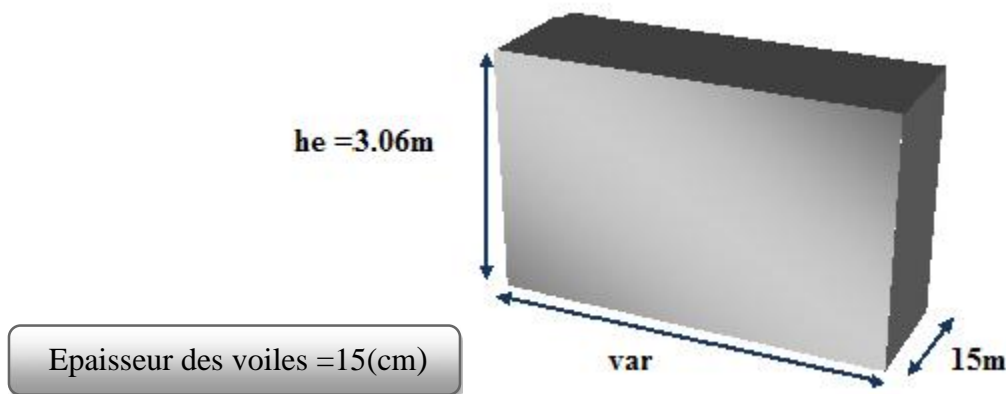


Figure .VI.10. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**VI.4.4 Pré dimensionnement des voiles:**



**VI.4.5 La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \leq r \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \leq r \end{aligned}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile,

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

$$V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

$L_t$  : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues et on distingue 3 cas :

$$\sigma_{max} = \sigma_1; \sigma_{min} = \sigma_2$$

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $\sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée.

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) :

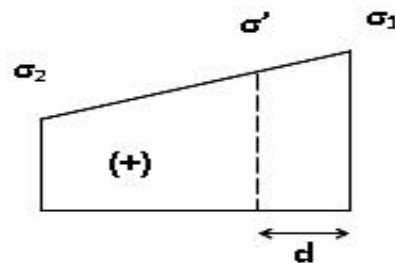
$$A_{min} = 0,15 \cdot a \cdot L$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile



**Figure VI.11:** diagramme d'une section entièrement comprimée.

**2<sup>eme</sup> cas :**

Si :  $\sigma_1 < 0$  et  $\sigma_2 < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue.

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \cdot d \cdot e$$

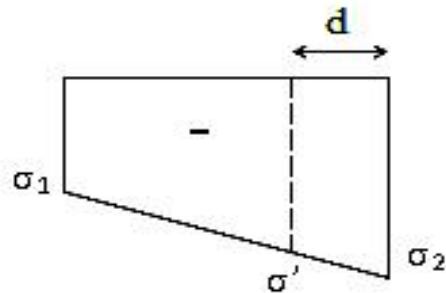


Figure VI.12 : diagramme d'une section entièrement tendue

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- ♦ Si  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$ , on ferraille avec la section minimale.
- ♦ Si  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

3<sup>ème</sup> cas:

Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_{\max}}{2} \cdot d \cdot e$$

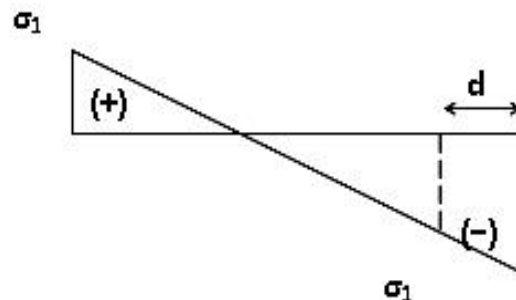


Figure VI.13: diagramme d'une section partiellement comprimée

**VI.4.5 Calcul du ferrailage vertical :****VI.4.5.1 Exemple d'application :****VI.4.5.1.1 Calcul de la longueur de flambement :**

Le tableau suivant donne le rapport entre la longueur de flambement  $L_f$  et la hauteur libre entre planchers  $L = 3,6\text{m}$  du voile armé :

Liaison mur		$L_f / L$
Mur encastré en tête et en pieds	Il existe un plancher de part et à l'autre	0,8
	Il existe un plancher d'un seul coté	0,85
Mur articulé en tête et en pieds		1

**Tableau VI.14:** le rapport entre la longueur de flambement et la hauteur libre.

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0,8.L = 0,8 \times (3,06 - 0,40) = 2,128\text{m}$$

● **Calcul de l'élancement :**

$$= \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2,128 \sqrt{12}}{3,6} = 2,04$$

● **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_G}{N_C} = \frac{1920,21}{4717,54} = 0,4\text{m}$$

● **Vérification de la condition de flambement :**

On doit vérifier que :

$$= \max \left\{ 50; \min \left( 67 \cdot \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right\}$$

Donc :

$$< \max \left\{ 50; \min \left( 67 \cdot \frac{0,4}{3,6}; 100 \right) \right\} = 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On peut conclure que le voile ne présente pas un risque de flambement.

**VI.4.5.1.2. Armatures verticales:**

Détermination des sollicitations :

$$M_{\max} = 2523,604 \text{ KN.m} ; N_{\text{cor}} = 814,36 \text{ KN.m}$$

$$L = 3,6 \text{ m} ; v = h/2 = 1,8 \text{ m} ; A = 0,54 \text{ m}^2 ; I = (0,15 \times 3,6^3)/12 = 0,58 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot v}{I}$$

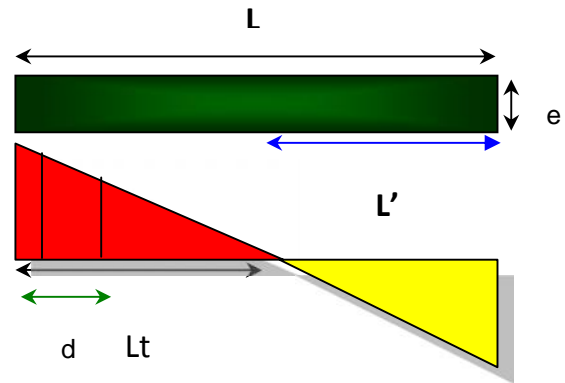
$$= \frac{2014,83}{0,54} + \frac{1934,29 \times 1,8}{0,58}$$

$$\sigma_1 = 9,73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot v}{I}$$

$$= \frac{2014,83}{0,54} - \frac{1934,29 \times 1,8}{0,58}$$

$$\sigma_2 = -2,27 \text{ Mpa}$$



**Figure.VI.14:** Schéma de distribution des contraintes sur "L"

● **Calcul de L' :**

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3,6 \left( \frac{9,73}{9,73 + 2,27} \right) = 2,92 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 3,6 - 2,92 = 0,68 \text{ m}$$

$$d = \min(3,06/2 ; (2/3) \times 0,68) = 0,45 \text{ m} \quad \text{soit : } d = 0,45 \text{ m}$$

● **Calcul de sigma\_2' :**

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = -2,27 / 2,92 = -0,78$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d) = -1,93 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1 \cdot v_1}{I_1} = -1,93 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{A} - \frac{M_1 \cdot v_1}{I} = -2,27 \text{ Mpa}$$

$$I_1 = (0,15 \times 0,45^3) / 12 = 0,00114 \text{ m}^4$$

$$v_1 = 0,45 / 2 = 0,225 \text{ m}$$

$$A_1 = 0,15 \times 0,45 = 0,0675 \text{ m}^2$$

**Donc:**

$$N_1 = (A_1 / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -141,75 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I_1 / 2v_1) \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 0,86 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,0061 \text{ m} < d/6 = 0,075 \text{ et}$$

N est un effort de compression  $\Rightarrow$  S.E.T  
(section entier ment tendue).

Soit :  $c = c' = 0,03 \text{ m}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,25 \text{ m}$$

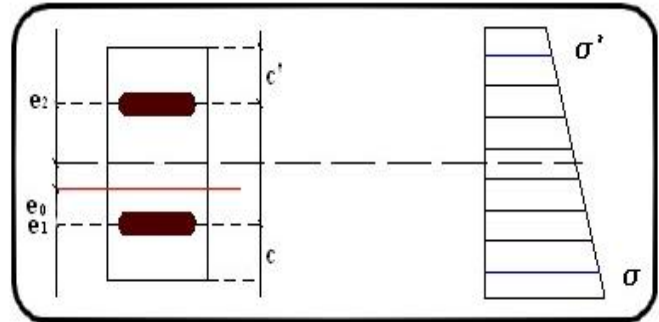
$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,20 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 1,575 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml/face} = 2,84 / (2 \times 0,45) = 3,15 \text{ cm}^2$$



### VI.4.5.1.3 Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003:

D'après le RPA 99/version 2003 Article (7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0,20\% b L_t$$

b : Epaisseur du voile.

$L_t$  : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0,20\% \times 15 \times 292 = 8,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = 8,76 / (2 \times 0,45) = 9,73 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

### VI.4.5.1.4 Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 15 \times 360 = 8,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml/face} = 8,1 / (2 \times 3,6) = 1,125 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

Donc :  $A_{SV} = \max (A_s . A_{\min} . A_{RPA}) = 8,76 \text{ cm}^2.$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 9,73 \times (3,6/2) = 35,028 \text{ cm}^2. \text{ (Pour les 2 faces)}$$

En zone courante : soit .4HA16 + 8 HA 14. (A<sub>s</sub>= 20,35 cm<sup>2</sup>).

En zone d'about : soit. 8 HA 16 (A<sub>s</sub>=16,08 cm<sup>2</sup>).

### VI.4.5.1.5 Espacement :

En zone courante :  $S_t \text{ min } (1,5e ; 30) = 22,5 \text{ cm}.$  Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}.$

En zone d'about :  $S_{ta} = S_t / 2 = 10 \text{ cm}.$

## VI.4.5.1.6 Ferrailage longitudinal des autres voiles :

Voile	V1	V2	V3	V4
N (KN)	814,36	1569,77	1091,81	5774,73
M (KN .m)	2523,60	382,70	232,18	5146,42
L (m)	3,6	2,9	2	7,3
Nature	SET	SET	SET	SET
Lt (m)	2,92	1,61	1,07	6,89
d (m)	0,45	0,86	0,62	0,26
$\delta$	-1,93	-3,12	-10,14	1,31
N1 (KN)	-141,75	-633,39	-563,98	53,23
M1 (KN.m)	0,86	1,24	1,31	-1,683
$A_{s1}+A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	2,84	12,67	11,27	8,95
$A_s$ (RPA) cm <sup>2</sup>	8,76	4,83	3,21	21,9
$A_{smin}$ cm <sup>2</sup>	8,10	6,525	4,5	16,43
A cm <sup>2</sup> (adoptée)	<b>35,03</b>	<b>18,386</b>	<b>18,2</b>	<b>79,94</b>
St(about) cm	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
St(courante) cm	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
HA d'about	<b>8HA16</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA12</b>	<b>8HA16</b>
HA courant	<b>4HA16 + 8HA14</b>	<b>12HA10</b>	<b>12HA10</b>	<b>32HA16</b>

Tableaux VI.15: Ferrailages des voiles.

**VI.4.5.2 Vérification des voiles à l'Effort tranchant:**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% RPA99 version 2003 Article (7.7.2).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$\tau_u = 1,4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1,4 \frac{1217,62 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3,57} = 3,18 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :  $\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$  (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

**VI.4.5.3 Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :**

Les sections  $A_t$  des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_t \cdot S_t} = (\tau_u - 0,3 f_{tj} K) / 0,8 f_e$$

$K = 0$  dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

$K = 1$  en flexion simple. Sans reprise de bétonnage.

$K = 1+3 \sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N: effort de compression.

$K = 1-10 \sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N: effort de traction.

Avec:  $\sigma_{tm}$  ,  $\sigma_{cm}$  ; étant les contraintes moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend  $k = 0$ .

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15 % de la section du voile considéré si :  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$

0,25 % de la section de voile considéré si :  $\tau_b > 0,025 f_{c28}$ .

**VI.4.5.3.1 Exemple d'application:**

**● Voile V1 :**

$$\tau_u = 1,4 \frac{T_{\text{calculé}}}{b_0 d} = 1,4 \times \frac{1217,62 \times 10^{-3}}{0,15 \times 3,57} = 3,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$  ..... condition vérifiée.

$$S_t \geq \min (1,5 e; 30\text{cm}) \text{ Soit: } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq (0,15 \times 0,2 \times 3,18) / (0,8 \times 500)$$

$$A_t \geq 2,5\text{cm}^2$$

**VI.4.5.3.2 Ferrailage horizontal des autres voiles :**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

voile	h (m)	T (kN)	$\tau_u$ (Mpa)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$S_t$ (cm)
V1	3,6	1217,62	3,18	2,50	3,14	4HA10	20
V2	2,9	981,92	3,19	2,50	3,14	4HA10	20
V3	2	698,54	3,31	2,50	3,14	4HA10	20
V4	7,3	282,16	3,62	2,50	3,14	4HA10	20

**Tableau.VI.16:** choix des barres du ferrailage horizontal des voiles.

VI.4.5.4 Schéma de ferrailage :

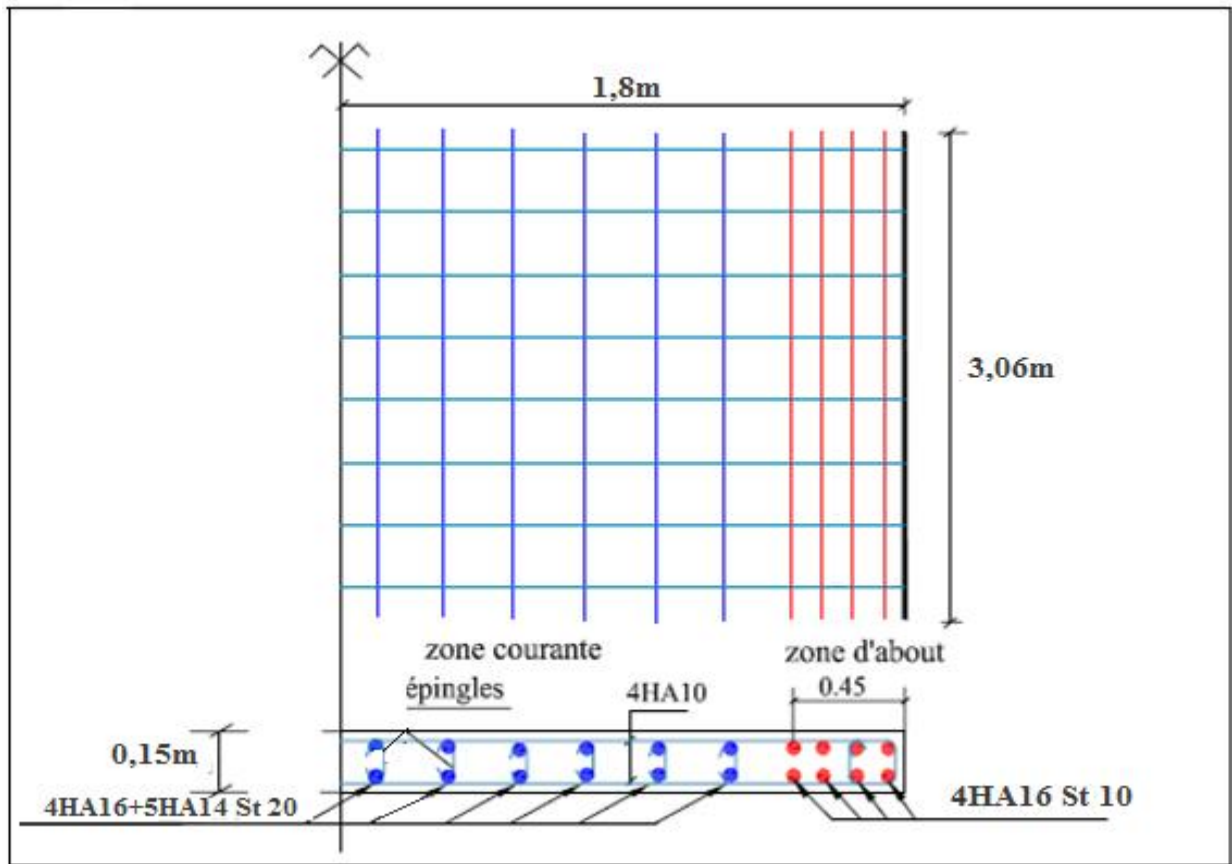


Figure .VI.15 : Schéma de ferrailage de voile V1.

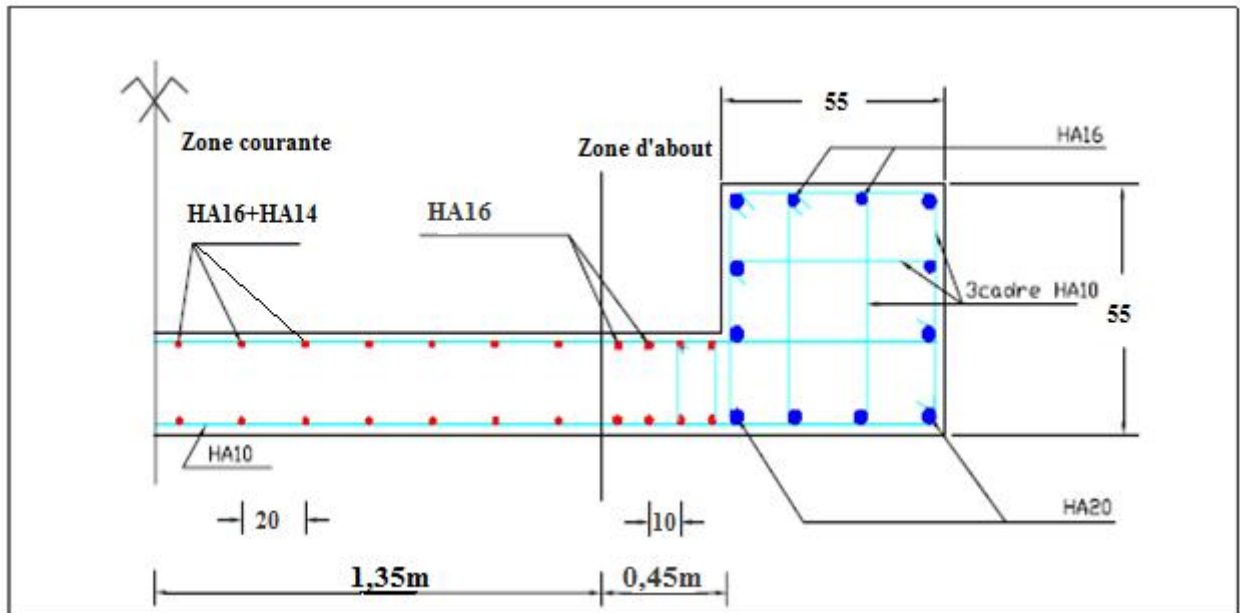


Figure .VI.16 : Schéma de ferrailage longitudinal de l'ensemble Poteau (RDC) de rive et de voile V1.

## Chapitre VII : Etude de L'infrastructure

### VII.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

### VII.2 Calcul des longrines :

#### VII.2.1 Introduction :

Les longrines sont des en général en béton arme, qui sont coulées sur le sol et qui relient des Fondations superficielles ou des semelles sur pieux.

Leur rôle est de transmettre les efforts de traction et de compression pouvant exister entre les fondations, accessoirement ils peuvent jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticale ou des moments

#### VII.2.2 Pré dimensionnement :

D'après le règlement RPA99 Version 2003 Article (10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol (nous avant  $S_3$  alors la section minimale : 25cm x 30cm) pour des raisons constructives nous adopterons les dimensions suivantes :

$$b = 30, h = 40\text{cm}$$

#### VII.2.3 Ferrailage longitudinale des longrines:

##### VII.2.3.1 Etat limite ultime :

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale à :

$$F = N_{\text{max}} / \gamma > 20\text{kN (RPA 99 Version 2003)}$$

$$\gamma = 10: \text{coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée}$$

$N_{\text{max}}$  : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_{\text{max}}: 3011,816 \text{ kN}$$

$$F = 3011,816/10 = 301,18 > 20 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

$$A_s = \frac{F}{s} = \frac{301,18 \times 10}{434,78} = 6,93 \text{ cm}^2$$

### VII.2.3.2 Etat limite service :

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c, \max (110 \sqrt{f_{ij}}, 240 \text{ Mpa}) \right\}.$$

$$= 1,6$$

$$\bar{s} = 240 \text{ Mpa} ; N_{ser} = 1433,83 \text{ kN}$$

$$s_{ser} = (N_{ser} / \bar{s}) / A_s$$

$$\Rightarrow A_{ser} = (N_{ser} / \bar{s}) = (1433,83 \times 10 / 10) / 240 = 5,97 \text{ cm}^2$$

### VII.2.3.3 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} \quad f_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$d = 37 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 37 \times 2,1}{500} = 4,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 4,66 \text{ cm}^2$$

### VII.2.3.4 Recommandation de l' RPA 99 Version 2003 :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

$$\text{Donc : } A_{SRPA} = 0,006(30 \times 40) = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s ; A_{ser} ; A_{smin} ; A_{RPA}) = 7,2 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA12 + 2HA14 avec  $A_s = 7,60 \text{ cm}^2$

**VII.2.4 Armatures transversales :****VII.2.4.1 Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

$h$  : Hauteur totale de longrine.

$\phi_L$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$b$  : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_{t,max} \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{350}{35}; 14; \frac{300}{10} \right)$$

$$\phi_{t,max} \leq \min (10; 14; 30)$$

$$\phi_{t,max} \leq 8\text{mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$  de nuance d'acier FeE235

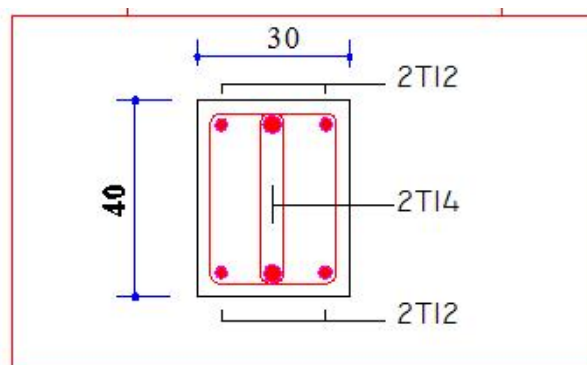
**VII.2.4.2 Espacement des armatures transversales (les cadres) :**

➤ D'après le règlement RPA99 Version 2003 Article (10.1.1)

$$St \leq \min (20\text{cm}, 15 \phi_L)$$

$$St = \min (20\text{cm}; 15 \times 1,4) = 21\text{cm}$$

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

**VII.2.5 Disposition des armatures :**

**Figure .VII.1:** Schéma de ferrailage de longrine.

### VII.3. Etude du voile périphérique :

#### VII.3.1. Dimensionnement:

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de  $40 \phi$  pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur  $e = 20$  cm.

La hauteur du voile périphérique = 4,00 m.

#### VII.3.2. Détermination des sollicitations:

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre coté.

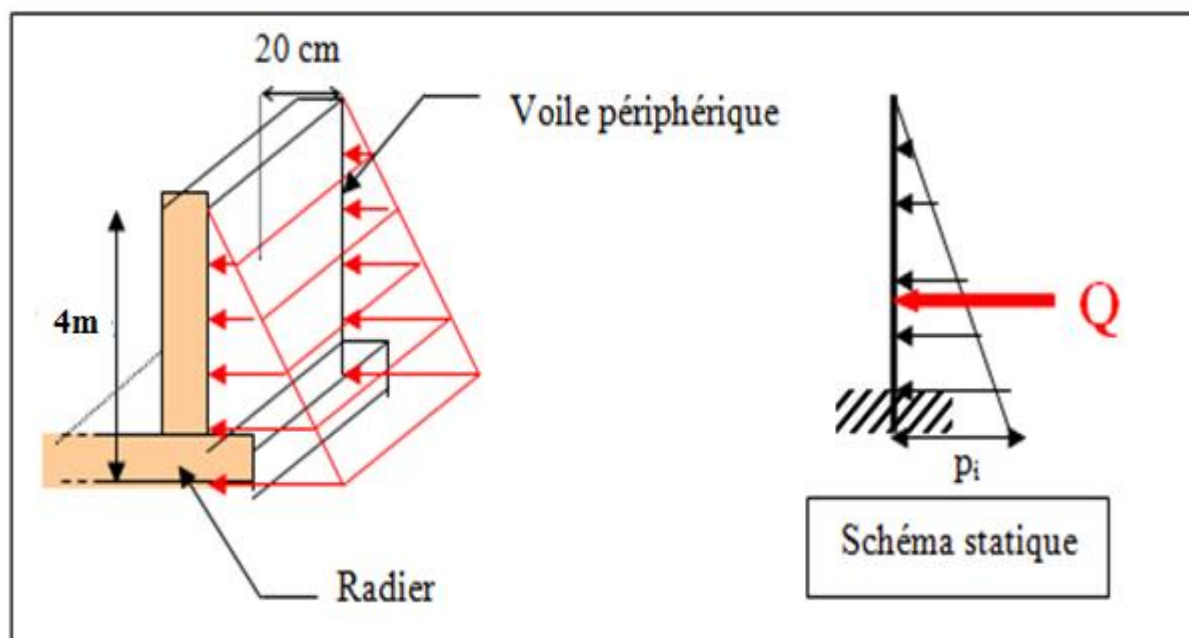


Figure .VII.2: Pression des terres sur le voile périphérique.

### VII .3.3 Calcul de la force de poussée

$$H = 4,00\text{m}$$

$\varphi$ : L'angle du frottement de remblai  $\varphi = 30^\circ$

$\gamma$ : poids spécifique du remblai  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

$K_a$ : Coefficient de poussée horizontale

$$K_a = \frac{\cos S - \sqrt{\cos^2 S - \cos^2 \{}}}{\cos S + \sqrt{\cos^2 S - \cos^2 \{}} \cos S$$

$$\text{Pour } \beta = 0^\circ \Rightarrow K_a = \text{tg}^2 \left[ \left( \frac{f}{4} \right) - \left( \frac{\{ \}}{2} \right) \right] = 0,33$$

$$p = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

$$p = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 18 \times 4^2 = 47,52 \text{ KN/ml}$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur  $l_y = 3,60\text{m}$  et comme hauteur  $l_x = 4,00\text{m}$ , ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres). On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

### VI .3.4 Calcul des moments fléchissant :

- Suivant la direction  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$
- Suivant la direction  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Tel que :

$$\mu_x ; \mu_y : \text{sont des coefficients donnés en fonction de } \mu = \frac{L_x}{L_y}$$

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,6}{4,0} = 0,9 > 0,4 \text{ Le voile porte dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0,045, \mu_y = 0,8$$

#### ☞ Calcul des moments isostatique :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2 = 0,045 \times 47,52 \times 3,6^2 = 27,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,8 \times 27,71 = 22,17 \text{ KN.m}$$

En considérant les encastremets on aura les moments en appuis et en travée suivants :

➤ **Moment en travée** :  $M_{tx} = 0,85.M_{0x}$   
 $M_{ty} = 0,85.M_{0y}$

➤ **Moment sur appuis** :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3.M_x$$

Valeurs des moments sont résumées dans le tableau ci-dessous :

sens	en travée (KN.m)	en appui (KN.m)
x-x	23,55	8,31
y-y	18,84	8,31

**Tableau .VI.1.** Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique.

### VI .3.5 L'effort tranchant maximal:

$$V = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{47,52 \times 3,6 \times 4}{2 \times 4 + 3,6} = 58,99 \text{ kN}$$

### VII .3.6 Ferrailage des voiles :

Le ferrailage se fait pour une bande de **1 m**

#### VII .3.6.1 En travées :

Sens x-x :  $M_{tx} = 23,55 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times b \times d_x^2} = \frac{23,55 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,18)^2} = 0,051$$

$$\mu = 0,051 < \mu_{AB} = 0,372$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow s = \frac{f_e}{s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$= 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}) = 0,065$$

$$= 1 - 0,4 = 0,97$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{s \cdot d_x} = \frac{23,55 \times 10^3}{434,78 \times 0,97 \times 18} = 3,10 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$M_{ty} = 18,84 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \times b \times d_y^2} = \frac{18,84 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,17)^2} = 0,046$$

$$\mu = 0,046 < \mu_{AB} = 0,372$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow s = \frac{f_e}{s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$= 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}) = 0,059$$

$$= 1 - 0,4 = 0,976$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{s \times d_x} = \frac{18,84 \times 10^3}{434,78 \times 0,976 \times 17} = 2,61 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

**VII .3.6.2 En appui:**

$M^a$ (N.m)	$\mu$	$\mu_1$			$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
8,31	0,018	0,372	0,022	0,99	1,34

**Tableau VII-2 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui terrasse.

**VII .3.6.3 Condition de non fragilité**

➔ D'après le BAEL91 Article (B.7.4)

La dalle est appuyée sur ces 4 cotés, avec : 12 cm < h = 20 cm < 30 cm.

On doit avoir pour les armatures inférieures et supérieures.

- ◆  $A_x \geq 0 \frac{3-1_x/1_y}{2} b.h_0 = 0,0006 \frac{3-3,6/4}{2} \times 100 \times 20 = 1,26 \text{ cm}^2$
- ◆  $A_y \geq 0 . b.h_0 = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$ .

**VII .3.6.4 Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003:**

➔ D'après le RPA 99/version 2003 Article (10.1.1):

$$A_{RPA} = 0,10\% b.h$$

$$A_{RPA} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

➤  $A_{adp} = \max (A_{cal}; A_{min})$ .

		$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
En Travée	Sens xx	3,10	1,26	2	2	5HA10=3,925
	Sens yy	2,61	1,20	2	2	5HA10=3,925
Sur Appui		1,34	1,26	2	2	5HA10=3,925

**Tableau VII-3 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.

**VII.3.7 L'écartement des armatures:**

➔ D'après le BAEL91 Article (A.8.2, 42) :

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs maximales données par :

- La direction la plus sollicitée :  $\min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}.$$

- La direction perpendiculaire :  $\min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}.$$

➔ D'après le RPA99 Version 2003 Article (10.1.1)

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

$$S_t \leq \min(3 \times 20; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

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

### VII.3.8 Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{47,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,264 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,264 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

### VII.3.9 Disposition des armatures :

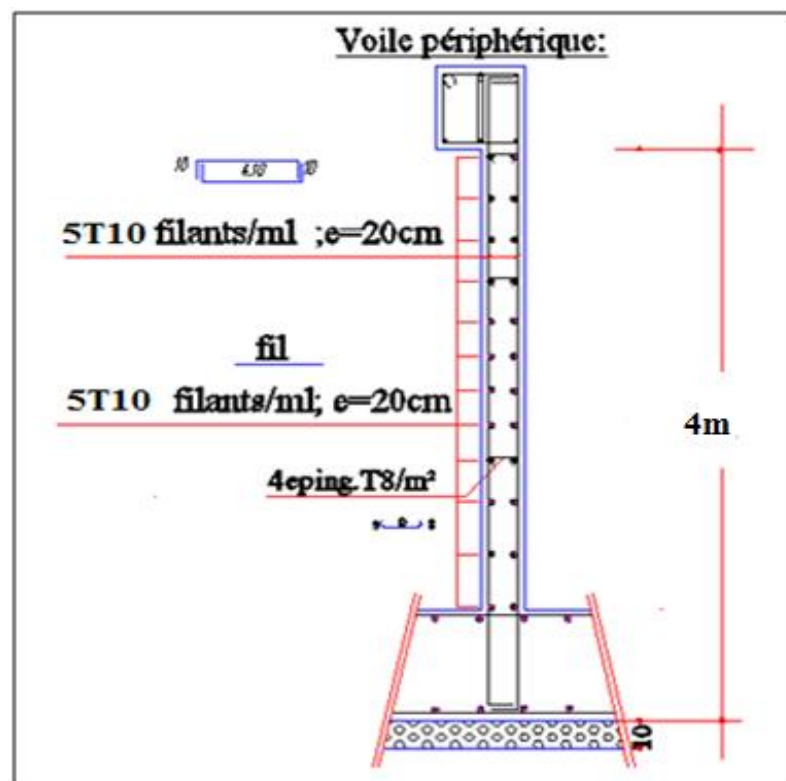


Figure.VII.3: Schéma de Ferrailage de voile périphérique.

## VII.4 Etude de fondation

### VII.4.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles sont destinées à transmettre au sol, de façon uniformément répartie, les sollicitations dues aux poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux contraintes exercées par le vent et les secousses sismiques. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation dépend du :

- ♦ Type d'ouvrage construire.
- ♦ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ♦ . La capacité portante du terrain de fondation.
- ♦ La charge totale transmise au sol.
- ♦ La raison économique.
- ♦ La facilité de réalisation

### VII.4.1.2 Choix du type de fondations :

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- ♦ Semelles (isolées et filantes)
- ♦ Radier général
- ♦ Fondation profonde (Pieux)

Cependant, par insuffisance de données géotechniques, les fondations profondes seront exclues de cette étude. Aussi, pour le cas des semelles ; lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant.

### VII .4.1.3 Combinaisons des charges :

les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- ✱ Selon le BAEL91 :
  - ♦  $1,35G+1,5Q$
  - ♦  $G + Q$
- ✱ Selon le RPA99 version 2003
  - ♦  $G + Q \pm E$
  - ♦  $0,8G \pm E$

**VII .4.1.4 Réactions à la base de la structure**

Les efforts globaux obtenus par le logiciel robot à la base de l'ouvrage sont donnés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment $M_x$ [kN.m]	Moment $M_y$ [kN.m]
<b>0,8G ± E</b>	19884,42	30281,67	63378,88
<b>G + Q ± E</b>	45126,65	1021155,88	1020881,76

**Tableau VII.4:** Réaction à la base de la structure

**VI .4.1.5 Données de l'étude :**

La contrainte admissible du sol d'assise fournie par les études géotechniques est de à 2 bars à 4m de profondeur.

**VII .4.2 Semelles Filantes :**

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes, pour cela nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

La surface  $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$  de la semelle est donnée par :  $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N = 106656,2647 \text{KN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{bars} = 200 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

- **La surface totale des semelles est donné par :**

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{106656,2647}{200} = 533,28 \text{m}^2$$

$S_s$  : Surface totale (nécessaire) des semelles = 533,28 m<sup>2</sup>

$S_b$  : Surface total du bâtiment (à la base de la tour) = 605,30 m<sup>2</sup>

- **Vérification:**

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{533,28}{605,30} = 0,88$$

$$\frac{S_s}{S_b} > 50 \%$$

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ♦ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise le forte
- ♦ Pression apportée par la structure.
- ♦ La réduction des tassements différentiels.
- ♦ La facilité de l'exécution.

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus ( nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment et du moment créé par la charge sismique.

### VII .4.3 RADIER GENERAL :

#### VII .4.3.1 Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N}{S_{\text{radier}}} \leq \frac{N}{S_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{S_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{Radier}} = S_{\text{base de la tour}} + P_{\text{érimètres}} \times D$$

$$S_{\text{Radier}} = 605,30 + 125,20D$$

#### VII .4.3.2 Calcul du D (débordement) :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{S_{\text{sol}}}$$

$$605,30 + 125D \geq \frac{N}{S_{\text{sol}}}$$

$$D \geq \left( \frac{N}{S_{\text{sol}}} - 605,30 \right) \times \frac{1}{125,30}$$

$$D \geq \left( \frac{106656,265}{200} - 605,30 \right) \times \frac{1}{125,20}$$

$$D \geq 0,575\text{m}$$

On prend :  $D = 0,90m$

$$S_{\text{Radier}} = 605,30 + 0,9 \times 125,20 = 717,98 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 717,98 \text{ m}^2 \geq \frac{N}{\text{sol}} = \frac{106656,2647}{200}$$

$$S_{\text{radier}} = 717,98 \text{ m}^2 \geq 533,28 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$S_r$  : Surface du radier.

$S$  : Surface totale du bâtiment.

$P$  : Périmètre du bâtiment

$D$  : débordement

Alors la surface du radier est  $S_r = 717,98 \text{ m}^2$

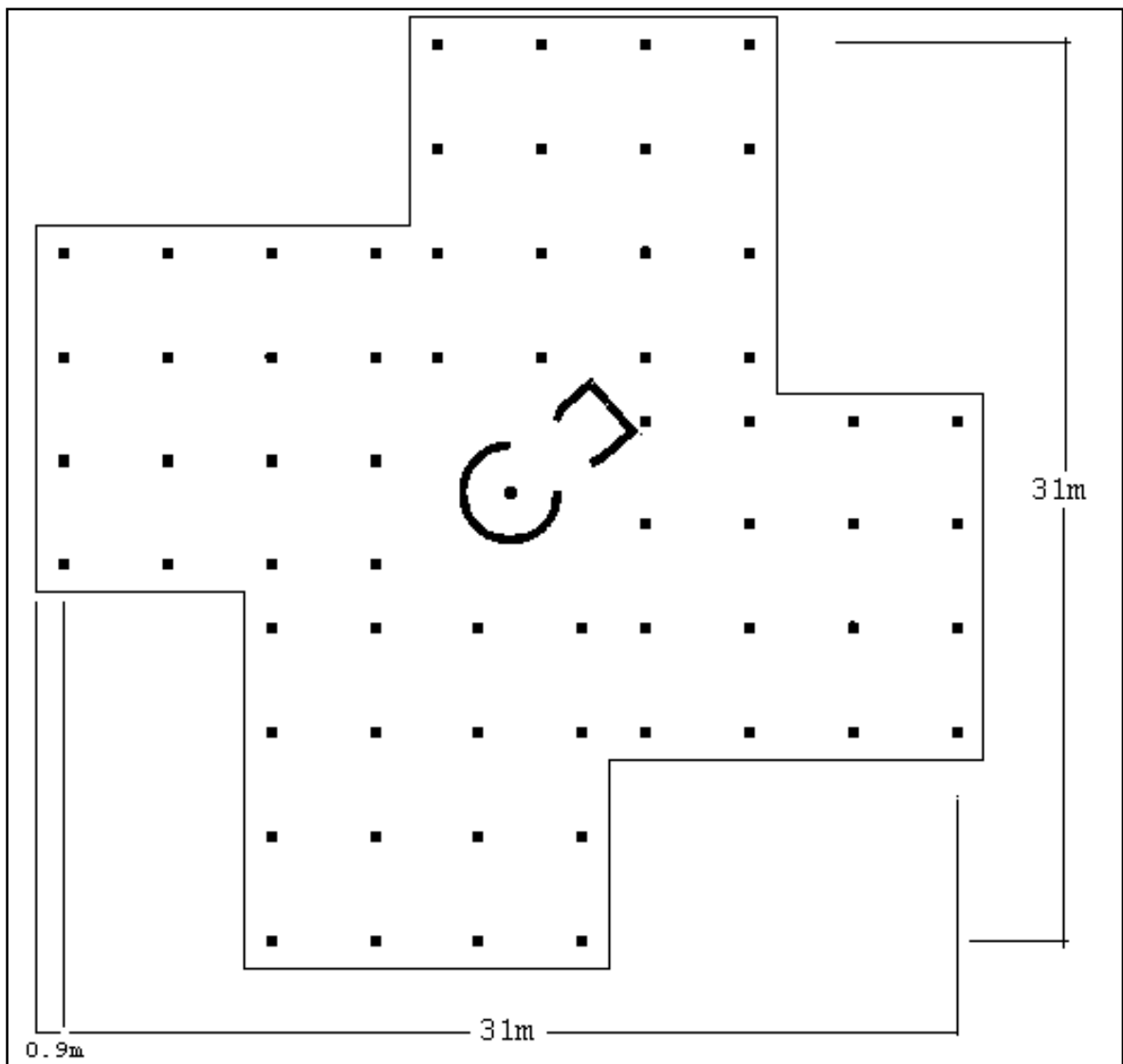


Figure.VII.4: Dimensions du radier.

**VII .4.3.3 Pré dimensionnement du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

**a / Condition forfaitaire :**

$$Lx/35 < h_2 < Lx/30$$

Telle que :  $Lx = 4,55$  m entre axe des poteaux perpendiculairement aux nervures.

$$\text{Donc on a : } 13 \text{ cm} < h_2 < 15,16 \text{ cm.}$$

On choisit  $h_1 = 15$  cm.

**b / Condition de cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier pour une bande de largeur  $b = 1$  m et une épaisseur  $d$  doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{cj}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = \frac{N}{S} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

D' où :

$N$  : L'effort normal maximal revenant au radier.

$S$  : La surface totale du radier

$L_{\max}$  : est la plus grande portée entre nus d'appuis.

$$T_{\max} = \frac{106656,265 \times 10^{-3}}{717,98} \times \frac{4,55}{2}$$

$$T_{\max} = 0,34 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot \bar{\tau}} = \frac{0,34}{1 \times 1,25} = 0,27$$

$$d = 0,9 \times h \geq 0,27 \Rightarrow h \geq \frac{0,27}{0,9} = 0,30 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_2 = 30 \text{ cm.}$$

**Remarque :**

Le calcul effectué avec  $h_2 = 30\text{cm}$  a conduit à des sections d'armatures élevées dans la hauteur envisagée, pour le placement de cette section d'armature on adopté pour une hauteur de la dalle de :  $h_2 = 60\text{ cm}$

**VII .4.3.4 Pré dimensionnement de la nervure :****a / Formule empirique :**

L'épaisseur du radier général doit satisfaire

$$h_1 \geq L_{\max}/10 = 4,55/10 = 0,455\text{ m}$$

**b / Condition de raideur (la rigidité.) :**

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$\begin{cases} L \leq \frac{1}{2} \times L_e \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \end{cases}$$

$L_e$  : Longueur élastique.

$E$  : module d'élasticité.

$I$  : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

$K$  : coefficient de raideur du sol (Coefficient de réaction mécanique).

$b$  : largeur du radier.

$$L_{\max} \leq \frac{1}{2} \times L_e \Rightarrow L_e \geq \frac{2L_{\max}}{1}$$

$$L_e \geq \frac{2 \times 4,55}{1} \Rightarrow L_e \geq 9,10\text{ m}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_{\max} = 4,55\text{ m}, \quad E = 3,21 \times 10^7\text{ KN/m}^2, \quad K = 40000\text{ KN/m}^3$$

D'où:

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40000 \times 4,55^4}{3,21 \times 10^7 \times 4}} = 0,26 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 0,30 \text{ cm}$ .

### c/ Choix de l'épaisseur du radier :

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons adopté pour la hauteur du radier :

- ♦ Hauteur de la nervure  $h = 80 \text{ cm}$ .
- ♦ Hauteur de la table du radier  $h_0 = 60 \text{ cm}$ .
- ♦ Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$ .

### VII .4.3.5 Vérification du radier :

#### VII .4.3.5.1 Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique.

On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma_w Z S_r$$

Avec :

$W$  : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1,5$ ).

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

$Z$  : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 4 \text{ m}$ ).

$S_r$  : Surface du radier ( $S_r = 717,98 \text{ m}^2$ )

$W = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{voile périphérique}}$

$$W = 106656,265 + 717,98 \times 25 \times 0,60 + 4 \times 0,20 \times 25 = 117445,96 \text{ KN}$$

$$\alpha \gamma Z S_r = 1,5 \times 10 \times 4 \times 717,98 = 43078,8 \text{ KN}$$

$$\alpha \gamma Z S_r = 43078,8 \text{ KN} < 117445,96 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

**VII .4.3.5.2 Vérification au non poinçonnement :**

Une vérification locale concernant le non poinçonnement aux droits du voile le plus sollicité et le poteau le plus sollicité est nécessaire car ces derniers constituent des charges concentrées par rapport à l'ensemble (radier).

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées, il y'a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par l'effort tranchant.

Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

$$P_u \leq 0,045 \mu_c \cdot h_r \cdot f_{c28}$$

Avec ;

$P_u$ : Charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé.

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.

$h$  : Epaisseur du radier.

Dans notre cas le poteau central le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante :

$$P_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

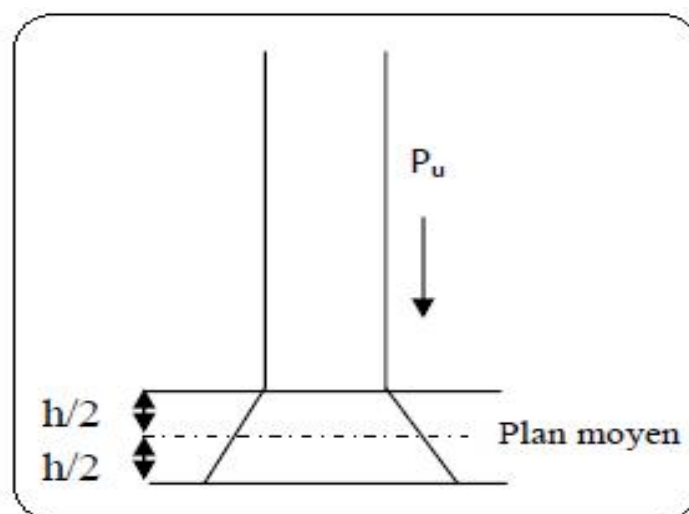
$$P_u = 3011,816 \text{ KN} = 3,012 \text{ MN}$$

$$\mu_c = 2 (a + b + 2 h_r)$$

$a, b$ : Dimensions du poteau.

$$\mu_c = 2 \times (0,65 + 0,65 + 2 \times 0,60) = 4,20 \text{ m}$$

Donc :  $P_u \leq 0,045 \times 4,20 \times 0,60 \times 25 = 3,375 \text{ MN}$  condition vérifiée



**Figure. VII.5:**Schéma de transmission des charges sur le radier.

Le voile le plus sollicité est le voile V4, de longueur 7,30 m Il transmet une charge :

$$P_u = 5774,73\text{KN} = 5,775\text{MN}.$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml) :

$$P_u / \text{ml} = 5,775 / 7,30 = 0,79\text{MN/ml}$$

$$\mu_c = 2 (L + b + 2 h_r)$$

L, b: Dimensions du voile.

$$\mu_c = 2 \times (7,30 + 0,15 + 2 \times 0,6) = 17,30\text{m}$$

$$0,045 \mu_c h_r f_{c28} = 0,045 \times 17,30 \times 0,60 \times 25 = 11,67\text{MN}$$

$$P_u = 0,79 \text{ MN} < 11,67 \text{ MN condition vérifiée}$$

**VII .4.3.6 Vérification de la stabilité du radier:**

**VII .4.3.6.1 Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier:

$$= \frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$N_T = N + N_{\text{radier}}$$

N : effort normal du aux charges verticales.

N<sub>radier</sub>: effort normal dû au poids propre du radier

$$N_{\text{radier}} = 717,98 \times 25 \times 0,60 = 10769,7\text{KN}$$

$$N_T = 117425,96 \text{ KN}$$

$$= \frac{117425,96}{717,98} = 163,55\text{KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 200\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

**VII .4.3.6.2 Vérification de la stabilité du radier : sous (0,8G ± E)**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

– Accidentelles : 0,8 G ± E

D’après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L’excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M <sub>x</sub> [kN.m]	Moment M <sub>y</sub> [kN.m]
<b>0,8G ± E</b>	19884,42	30281,67	63378,88

**Tableau VII.5.** Efforts exercés à la base de la tour à l'E.L.A.

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{30281,67}{19884,42} = 1,52m \leq \frac{L_x}{4} = \frac{32,56}{4} = 8,14m \dots\dots\dots C.V$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{63378,88}{19884,42} = 3,20m \leq \frac{L_y}{4} = \frac{32,56}{4} = 8,14m \dots\dots\dots C.V$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

**VII .4.3.6.3 Vérification des contraintes sous le radier:**

Sous les combinaisons (G+Q ± E), on doit vérifier que :

$$m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times V_y + \frac{M_y}{I_y} \times V_x$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times V_y - \frac{M_y}{I_y} \times V_x$$

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M<sub>x</sub> : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe X.

M<sub>y</sub> : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe Y.

S : section du radier S<sub>rad</sub> = 717,98m<sup>2</sup>

V<sub>x</sub> ; V<sub>y</sub> : L'axe neutre de radier.

I<sub>x</sub> ; I<sub>y</sub> : Inertie du radier dans le sens X et Y respectivement.

$$I_x = I_y = 15357,90 \text{ m}^4$$

$$V_x = V_y = 0,30 \text{ m}$$

$$M_x = 1021155,88 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad M_y = 1020881,76 \text{ KN/m}^2$$

$$N = 45126,65 \text{ KN}$$

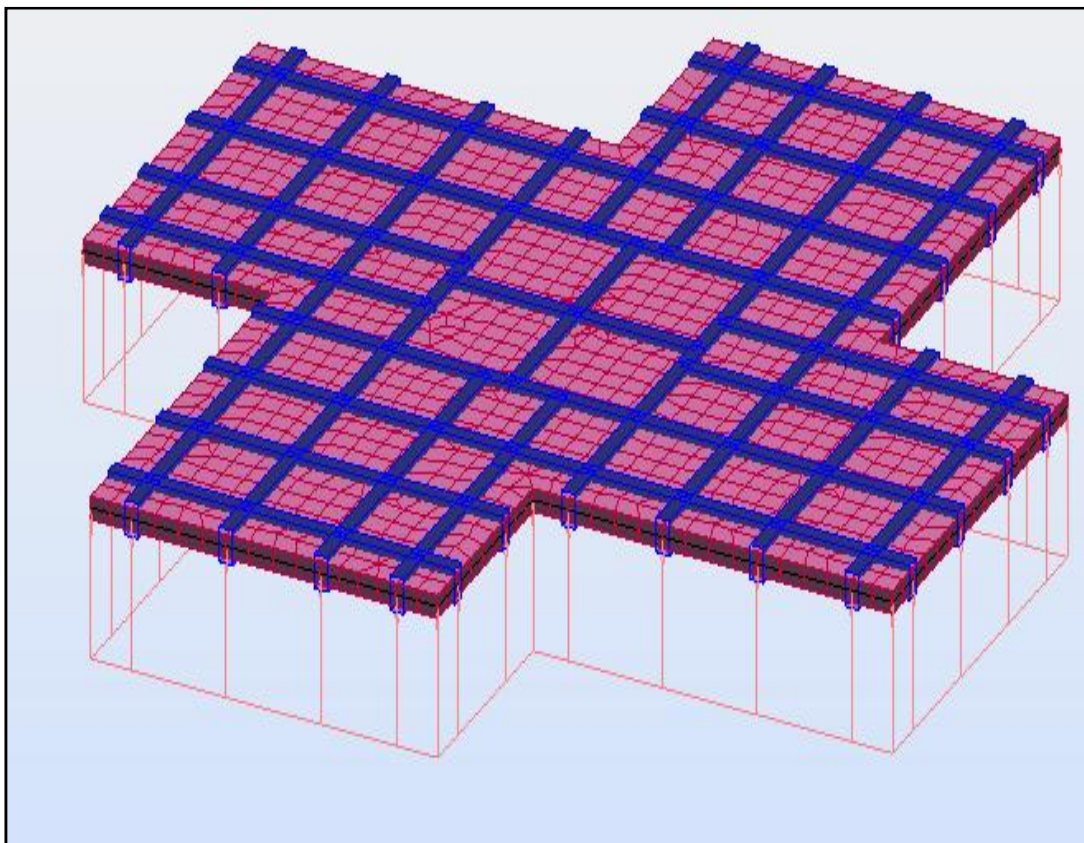
$$q_1 = 102,73 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad q_2 = 22,96 \text{ KN/m}^2$$

$$q_m = \frac{3q_1 + q_2}{4} = 82,787 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

**VII.4.3.7 FERRAILLAGE DU RADIER :**

Le radier fonctionne comme un plancher renvers\u00e9 dont les appuis sont constitu\u00e9s par les poteaux et les poutres qui sont soumises \u00e0 une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux m\u00e9thodes donn\u00e9es par le BAEL 91.

- Le calcul sera men\u00e9 par les moments isostatiques du panneau dalle dont les dimensions sont importantes.
- On fait le calcul pour une bande de 1 m, d'\u00e9paisseur h= 60cm.
- Le radier se calcul comme une dalle renvers\u00e9e, en flexion simple.



**Figure VII.6 :** Sch\u00e9ma de 1\u00e8re proposition de radier g\u00e9n\u00e9ral nervur\u00e9.

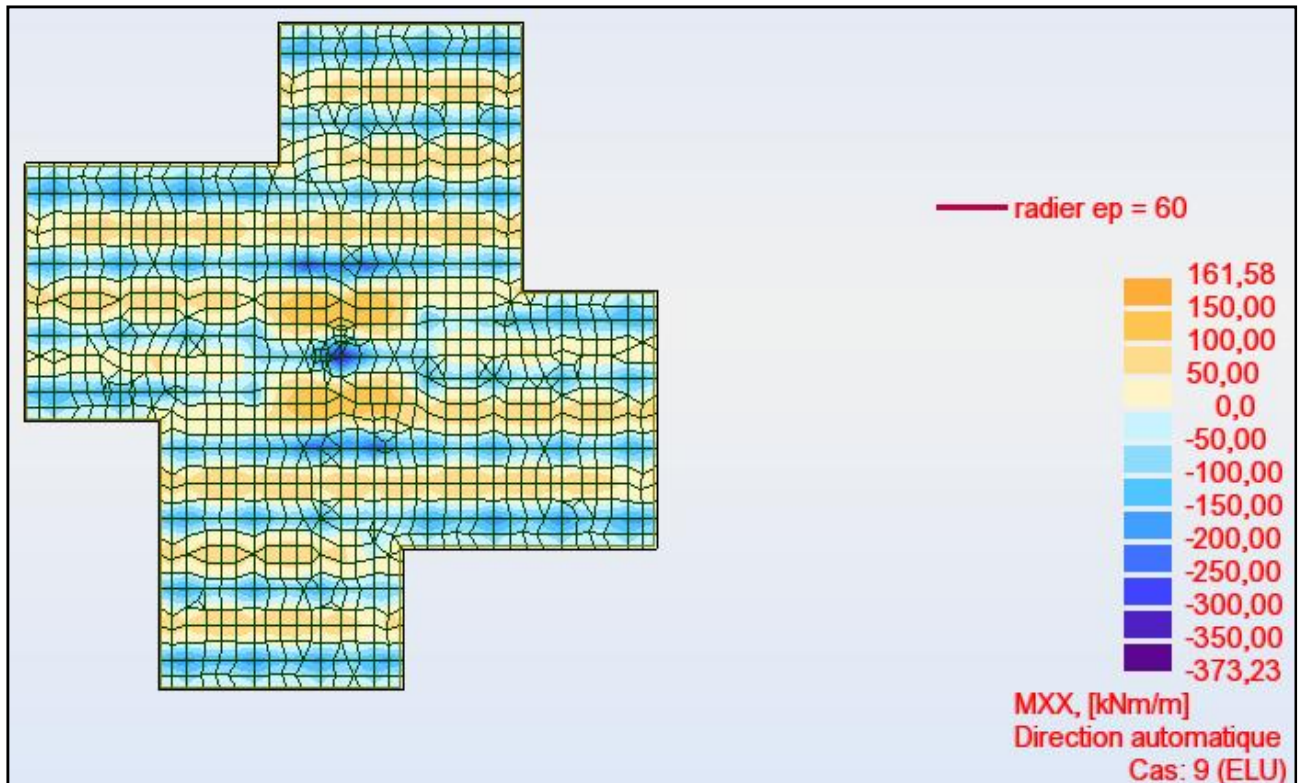


Figure VII-7: différentes sollicitations agissantes aux 1ère radier proposé Moment:  $M_{xx}$  «ELU».

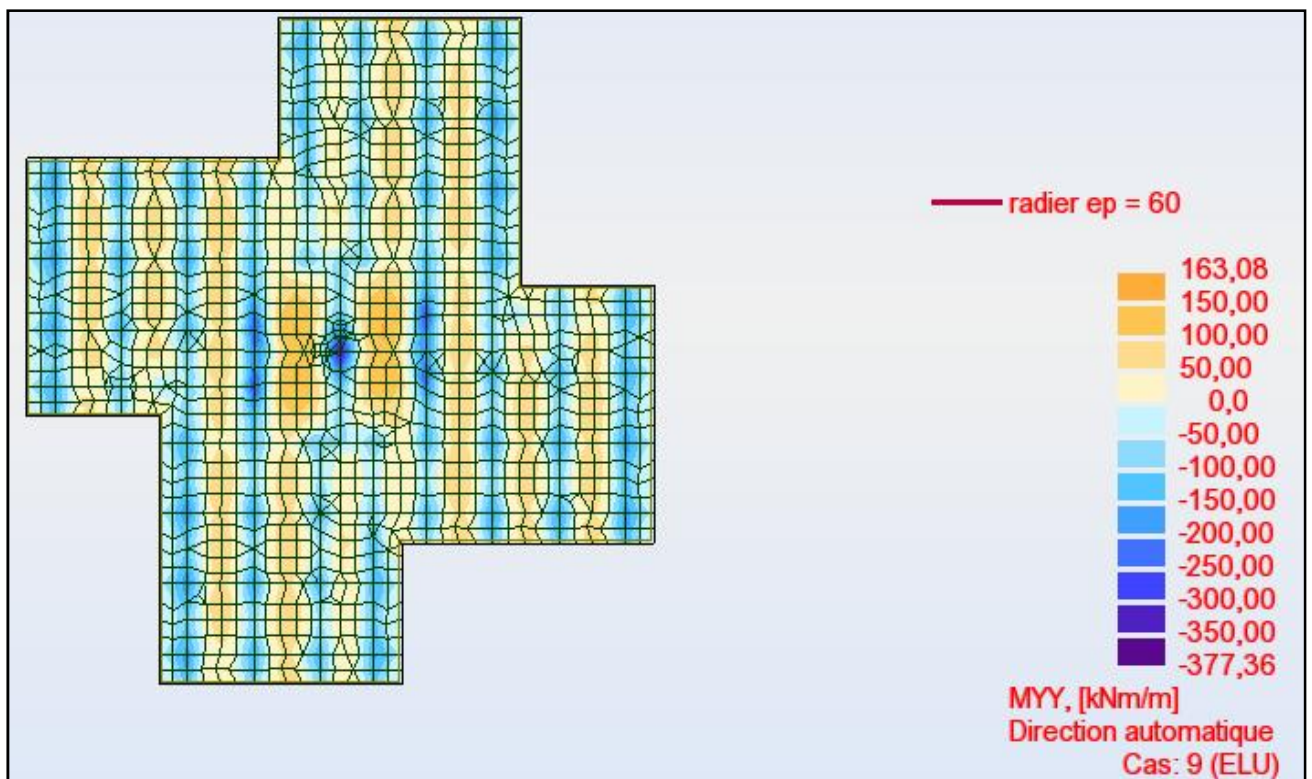


Figure VIII-8: différentes sollicitations agissantes aux 1ère radier proposé Moment:  $M_{yy}$  «ELU».

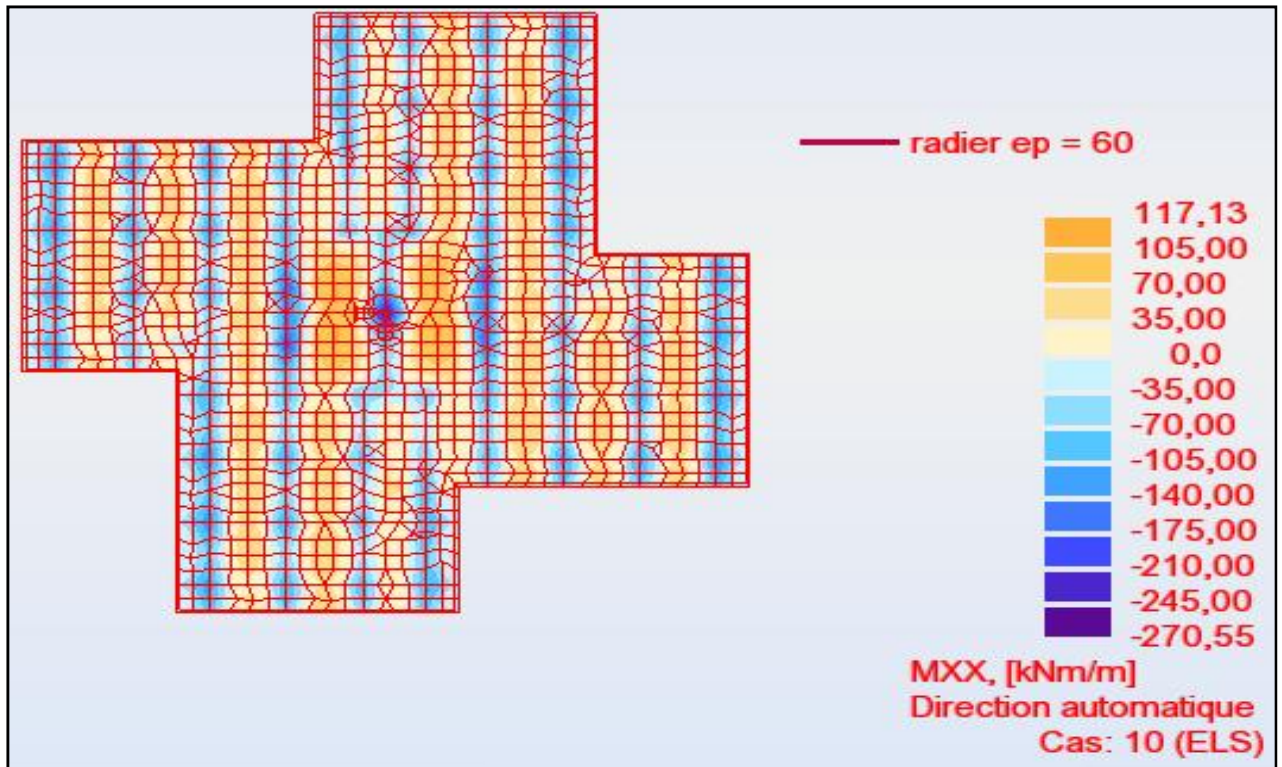


Figure VIII-9: différentes sollicitations agissantes aux 1<sup>ère</sup> radier proposé Moment:  $M_{xx}$  «ELS».

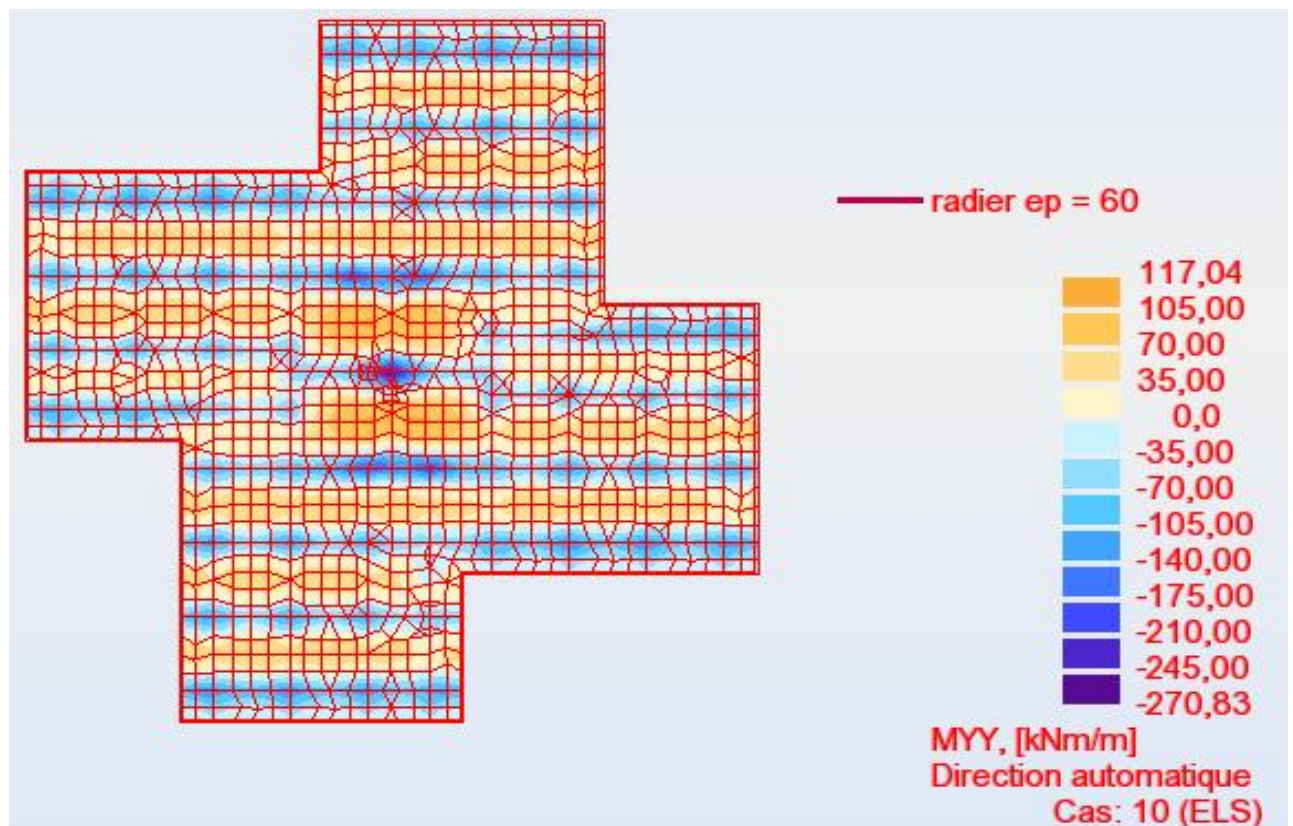


Figure VII-10: différentes sollicitations agissantes aux 1<sup>ère</sup> radier proposé Moment:  $M_{yy}$  «ELS».

**VII .4.3.7.1 Calcul du ferrailage de dalle:****VII .4.3.7.1.1 Ferrailage l'longitudinale:**a) **En travées :**● **Ferrailage suivant Lx :**

$$M_{t,x} = 161,58 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{t,x}}{b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{161,58 \times 10^3}{14,17 \times 1,00 \times (0,55)^2} = 0,0377$$

$$\mu = 0,0377 < \mu_{AB} = 0,372$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$ 

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \tau_s = \frac{f_e}{s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$= 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0256}) = 0,048$$

$$= 1 - 0,4 = 0,98$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_t = \frac{M_t}{s \times d} = \frac{161,58 \times 10^3}{434,78 \times 0,98 \times 55} = 6,89 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

➤ **Condition de non fragilité :**

D'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_x \geq 0 \frac{3 - l_x/l_y}{2} b \cdot h_0 = 0,0006 \frac{3 - 4,55/4,55}{2} \times 100 \times 60 = 3,6 \text{ cm}^2.$$

$$A_y \geq 0 \cdot b \cdot h_0 = 0,0006 \times 100 \times 20 = 3,6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} \geq \max(\text{cal} ; \text{min})$$

$$A_{st} \geq 6,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

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

$$S_t \leq \min(3 \times 60; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

On adopte:  $S_t = 15\text{cm}$

➤ **Choix des armatures :**

$A_{st} = 6\text{HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$

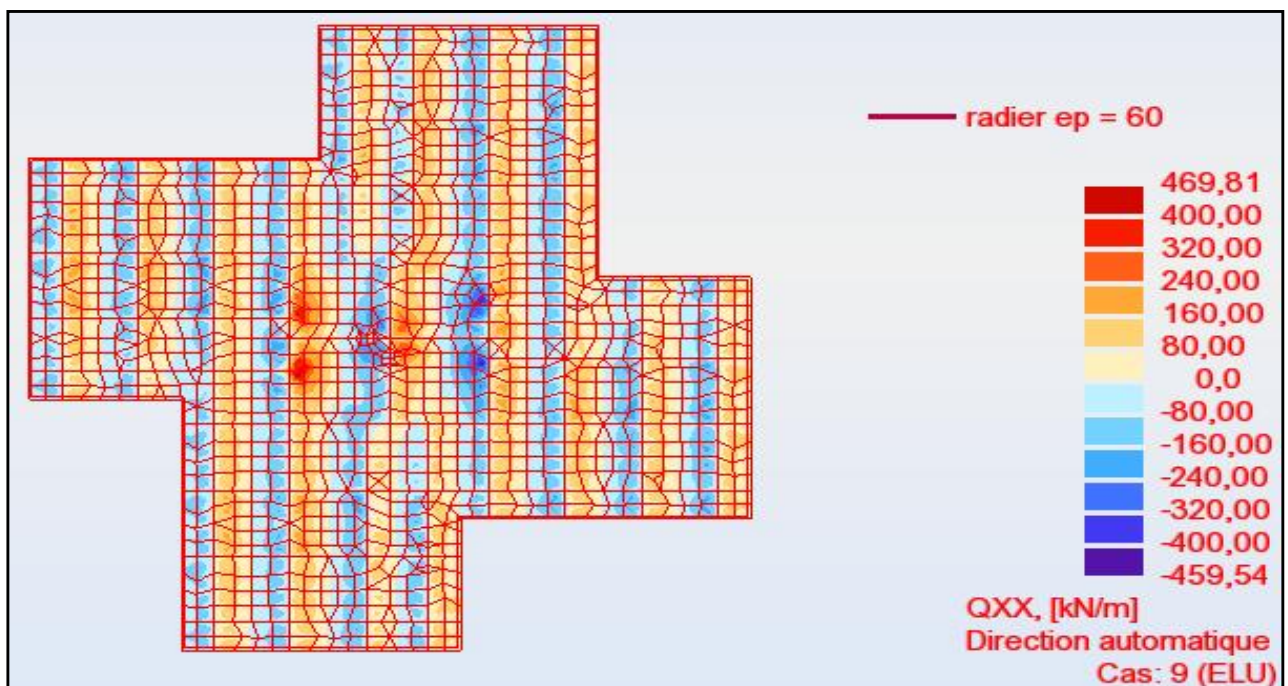
sens	$M_{tx}$ (KN.m)	b (m)	D (cm <sup>2</sup> )	$\mu$			$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{rad}$ (cm <sup>2</sup> )
x-x	161,58	1,00	55	0,0377	0,048	0,98	6,89	3,60	6T14 = 9,23
y-y	163,08	1,00	55	0,0256	0,032	0,987	6,96	3,60	6T14 = 9,23

**Tableau.VII.6 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des panneaux en travée.

sens	$M_{ax}$ (KN.m)	b (m)	d (cm <sup>2</sup> )	$\mu$			$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{rad}$ (cm <sup>2</sup> )
x-x	373,23	1,00	55	0,087	0,114	0,95	16,38	3,60	4T20+2T16 = 16,58
y-y	377,38	1,00	55	0,088	0,115	0,95	16,57	3,60	4T20+2T16 = 16,58

**Tableau.VII.7:** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des panneaux en appui.

**VII .4.3.7.1.2 Ferrailage transversal :**



**Figure VII.11 :** L'effort tranchant agissant sur le radier :  $T_{xx}$  «ELU»

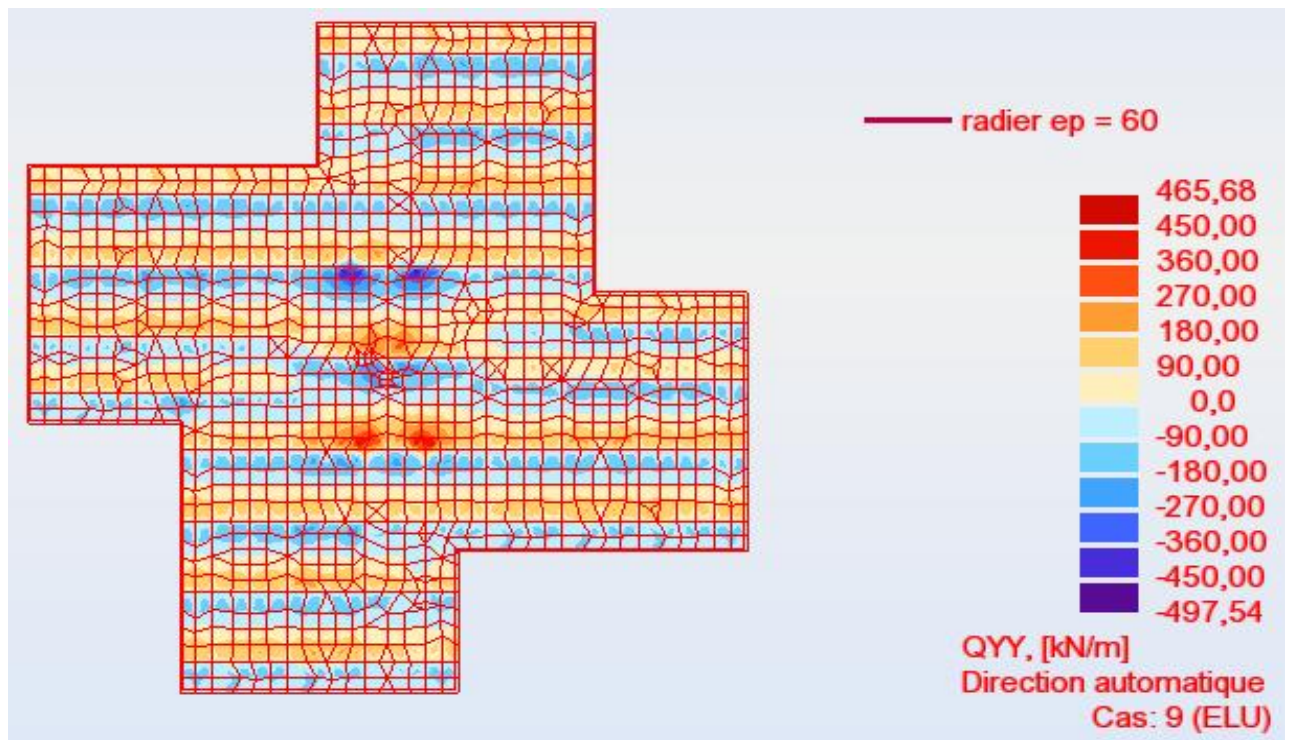


Figure VII.12 : L'effort tranchant agissant sur le radier :  $T_{yy}$  «ELU»

Il faudra vérifier la condition au cisaillement du béton :

$$u < 0,05 \times f_{c28}$$

$$T_{\max} = 497,54 \text{ kN/ml}$$

- Calcul l'effort tranchant :

$$u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{497,54 \times 10^3}{(100 \times 55) \times 100} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$u = 0,87 \text{ MPa} < \bar{u} = 1,25 \text{ MPa} \text{ Condition Vérifiée (pas d'armatures transversale).}$$

VII .4.3.7.2 Ferrailage de la nervure :

La méthode de calcul : pour calculer les efforts (M, T), On utilise directement le logiciel Autodesk robot structural 2014.

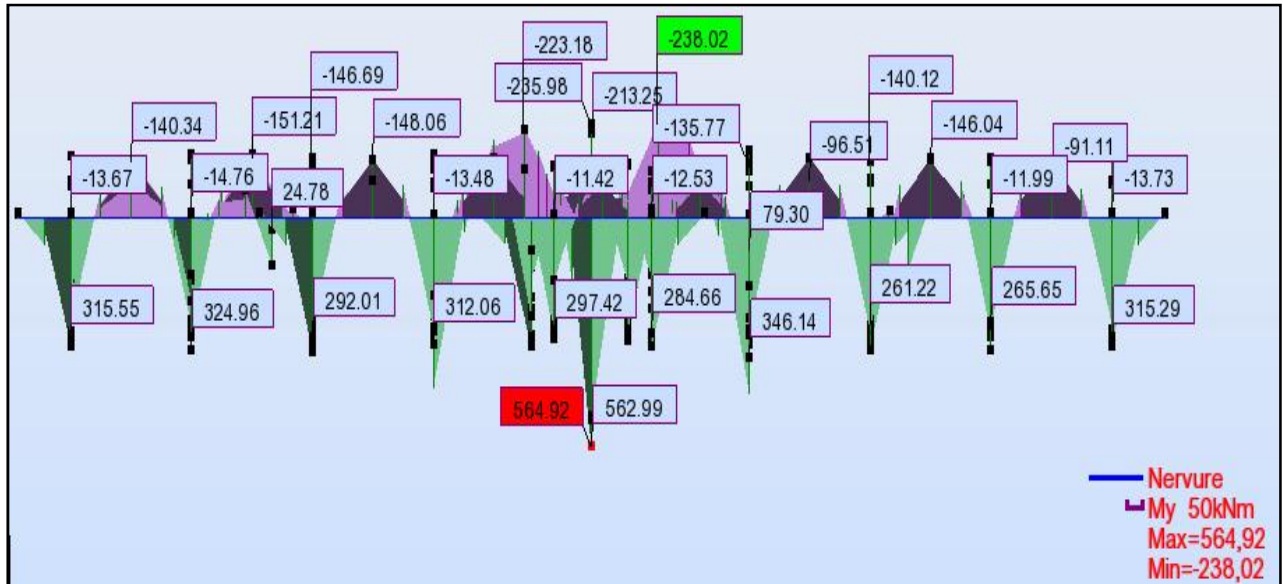


Figure VII.13: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures.

Pour le calcul du ferrailage on considère une section en T en travée, et une section rectangulaire sur appui.

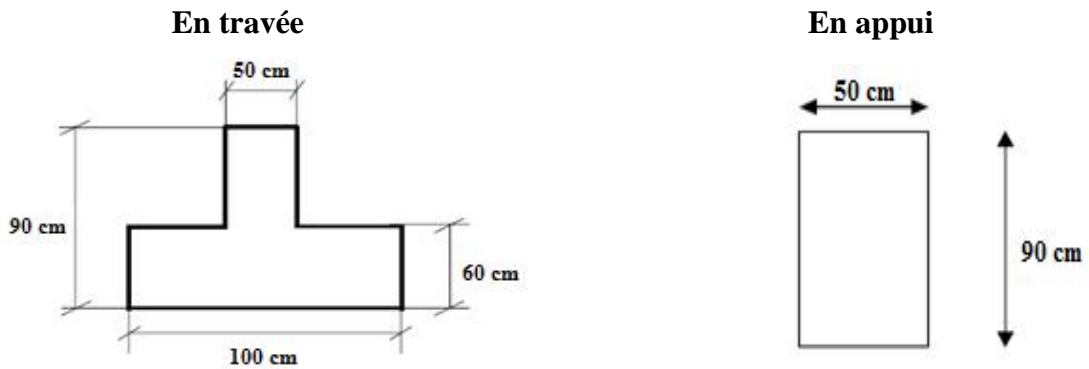


Figure. VII.14 : Schéma d'une coupe transversale en travée et en appui.

VII .4.3.7.2.1 Ferrailage l'longitudinale:

On va considérer les moments max en appui et en travée pour le ferrailage du reste des nervures.

● En Appui :

Le moment maximum en appuis  $M_{amax} = 238,03 \text{ KN.m}$ .

$$\mu = \frac{M_a}{b \times b \times d_x^2} = \frac{238,02 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,50 \times (0,85)^2} = 0,046$$

$$\mu = 0,046 < \mu_{AB} = 0,372$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$\begin{aligned} 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 &\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\mu} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} \\ &= 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ \Rightarrow &= 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}) = 0,06 \\ &= 1 - 0,4 = 0,976 \end{aligned}$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot d} = \frac{238,02 \times 10^3}{434,78 \times 0,998 \times 85} = 6,60 \text{ cm}^2$$

🔗 **Condition de non fragilité :**

$$\begin{aligned} A_{st} &\geq \max\left(\frac{b_0 h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c}\right) \\ A_{\min} &= \max\left(\frac{50 \times 90}{1000}, 0,23 \times 50 \times 85 \times \frac{2,1}{500}\right) \\ A_{\min} &= \max(4,5; 4,11) = 4,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

🔗 **Condition du RPA 99 / version 2003**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 50 \times 90 = 22,50 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$\begin{aligned} A_{st} &\geq \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\text{RPA}}) \\ A_{st} &\geq 22,50 \text{ cm}^2 \\ A_{st} &= 6\text{HA}20 + 2\text{HA}16 = 22,86 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned}$$

● **En travée :**

Le moment maximum en travée  $M_{\text{tmax}} = 564,92 \text{ KN.m}$ .

$$M_{\text{tu}} = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{\text{bu}}$$

On a:  $b = 0,50\text{m}$ ;  $h_0 = 0,60\text{m}$ ;  $d = 0,85\text{m}$

$$M_{\text{tu}} = 50 \times 60 \times 14,17 \cdot \left(85 - \frac{60}{2}\right) = 2338050 \text{ N.m} = 2338,05 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{tu}} > M_u$  L'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot b \cdot d^2} = \frac{564,92 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,50 \times (0,85)^2} = 0,11$$

$$\mu = 0,11 < \mu_{AB} = 0,372$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$= 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}) = 0,146$$

$$= 1 - 0,4 = 0,94$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot d_x} = \frac{564,92 \times 10^3}{434,78 \times 0,94 \times 85} = 16,27 \text{ cm}^2$$

☞ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b_0 h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{50 \times 90}{1000}, 0,23 \times 50 \times 85 \times \frac{2,1}{500}\right)$$

$$A_{min} = \max(4,5; 4,11) = 4,5 \text{ cm}^2$$

☞ **Condition du RPA 99 / version 2003**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 50 \times 90 = 22,50 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_{st} \geq \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA})$$

$$A_{st} \geq 22,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6\text{HA}20 + 2\text{HA}16 = 22,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VII .4.3.7.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

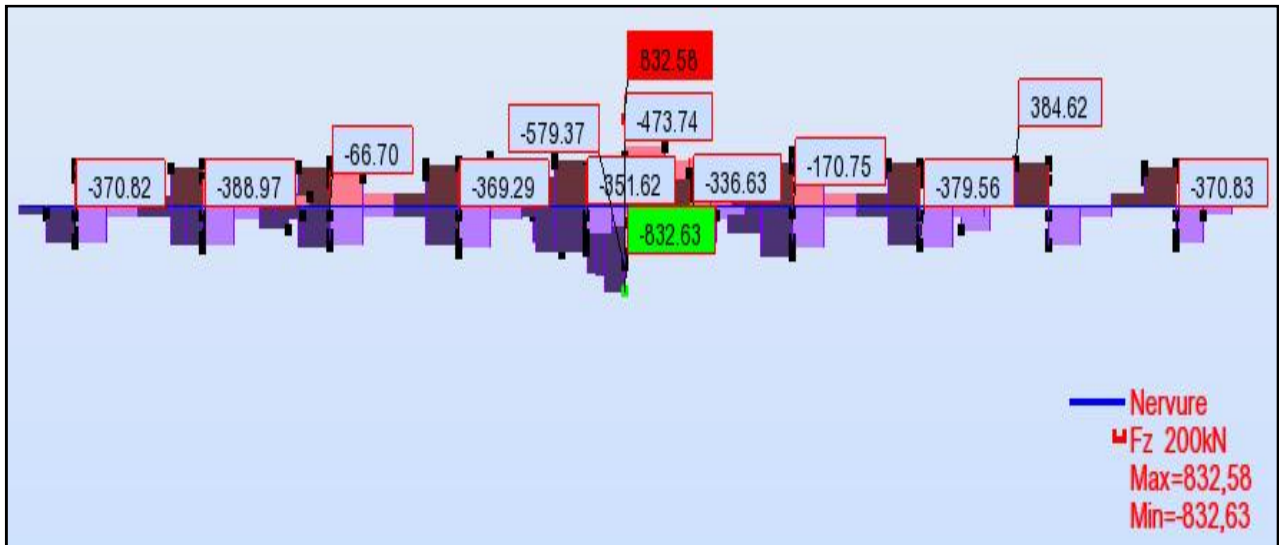


Figure VII.15 : Exemple des diagrammes des efforts tranchants agissants aux niveaux des nervures.

$$T_u^{\max} = 832,63 \text{ kN}$$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte tangente admissible est donné par :

- ♦ Armature droite :  $\tau_{u\max} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{b}; 4\text{MPa}\right) = 2,50\text{MPa}$

- ♦ Armature à 45° :  $\tau_{u\max} = \min\left(0,27 \frac{f_{c28}}{b}; 7\text{MPa}\right) = 4,50\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{832,63 \times 10^3}{(100 \times 55) \times 100} = 1,51\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,51\text{MPa} < \tau_{u\max} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

VII .4.3.7.2.3 Armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_{t,\max} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{900}{35}; 20; \frac{500}{10}\right)$$

$$\phi_{t,\max} \leq \min(25,71; 20; 50)$$

$$t_{\max} \leq 20\text{mm}$$

On prend :  $t = 10\text{mm}$

$$A_t = 6 \cdot 10 = 4,71\text{cm}^2/\text{ml}$$

**a. Espacement des armatures transversales (les cadres) :**

Selon BAEL91mod99 :

$$\diamond S_{t_1, \max} = \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$$S_{t_1, \max} = \min(76,5; 40\text{cm})$$

$$S_{t_1, \max} = 40\text{cm}$$

$$\diamond \frac{A_t \cdot f_e}{S_{t_2} \cdot b_0} \leq 0,40 \Leftrightarrow S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0}$$

$$\diamond S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{4,71 \cdot 500}{0,4 \cdot 50} \leq 117,75\text{cm}$$

$$S_{t_2, \max} = 117,75\text{cm}$$

$$\diamond \frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$K = 1 \text{ (flexion simple); } \alpha = 90^\circ$$

Donc :

$$S_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (u - 0,3f_{t28})}$$

$$S_{t_3} \leq \frac{4,71 \cdot 0,8 \cdot 500}{50 \cdot (1,51 - 0,3 \cdot 2,1)} = 42,82\text{cm}$$

$$S_{t_3, \max} = 42,82\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t_1}; S_{t_2}; S_{t_3}) = \min(40; 117,75; 42) \Rightarrow S_t = 40\text{cm}$$

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

● En zone nodale:

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \rho\right) = \min(45; 24) \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

● En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{90}{2} = 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

**VII .4.3.7.2.3 Armatures de peau :** selon BAEL91 mod99. Article (4.5.34)

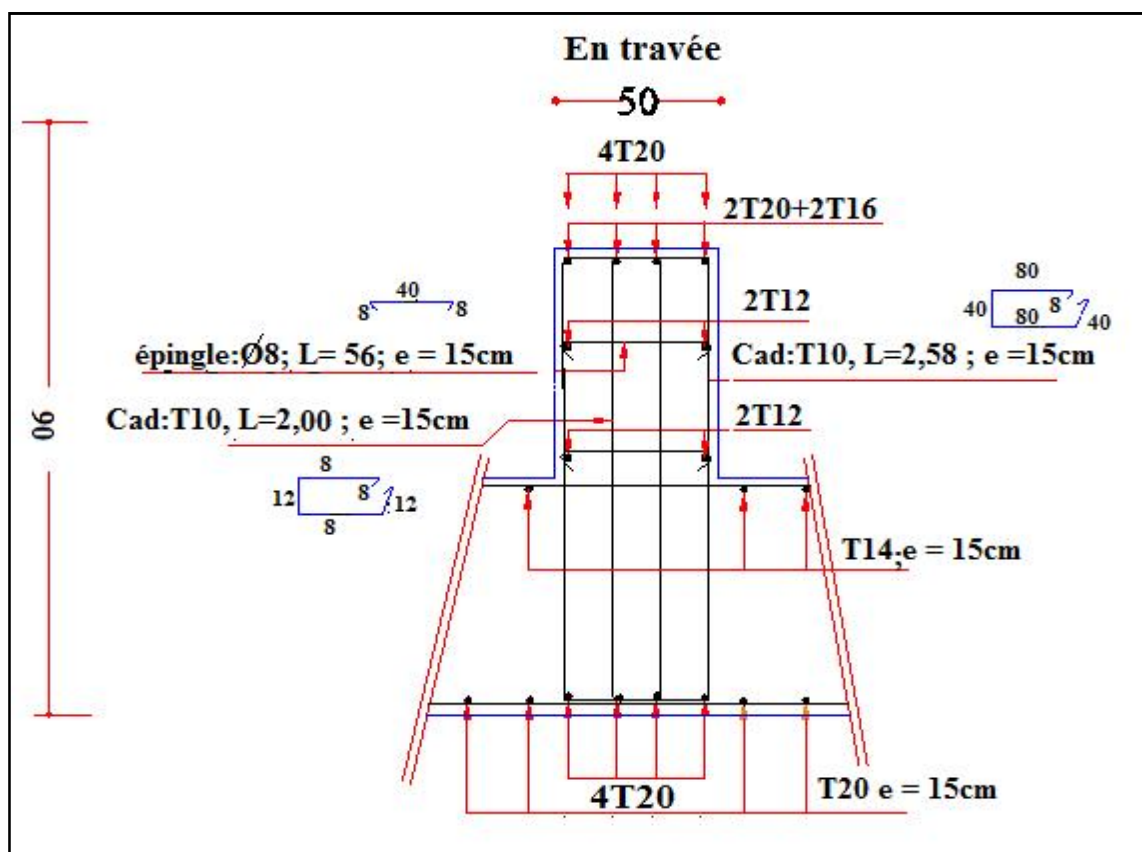
Des armatures dénommées «armatures de peau» sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d’avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80 cm, la quantité d’armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\text{cm}^2}{1 \times 0,90} = 3,33\text{cm}^2 = 1,66\text{cm}^2 / \text{paroi}$$

Soit donc :  $A_p = 2\text{HA}12 = 2,26\text{cm}^2 / \text{paroi}$

**VII .4.3.7.2.4 Disposition des armatures :**



**Figure. VII.16:** Ferrailage de la nervure en travée et la dalle du radier.



### **CONCLUSION GENERALE :**

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des Tours.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi des logiciels des calculs est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latérales. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile ; une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers une Tour à contreventement mixte (voile + portique).

Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude est de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans cette mémoire, qui ont fournies des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important ( aspect économique ).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements:

- **RPA99** : règles parasismiques algériennes version 2003.
- **BAEL91 modifié 99** : DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES, 2000).
- **DTR2.2, 88** : Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS1988

## Livre:

- Calcul des ouvrages en béton armé (Mr : BELAZOUGHI)
- Cours en béton armé BAEL 91 (Mr: Jean Pierre Mougin)
- Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) (Mr : y. Chérait)
- Pratique du BAEL91 cours Avec exercices corrigé
- Thèse de fin d'étude d'anciens étudiants

## Logiciel :

- AUTOCAD 2013.....Dessin
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.....Calcul
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.....Calcul

## LISTE DES NOTATIONS

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- **A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier.
- **A<sub>t</sub>** : Section d'armatures transversales.
- **B** : Aire d'une section de béton.
- **∅** : Diamètre des armatures.
- **α** : Angle de frottement.
- **C** : Cohésion.
- **q** : Capacité portante admissible.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- **γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- **γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité dans le béton.
- **σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction de l'acier.
- **σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.
- **σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- **σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression admissible du béton.
- **σ<sub>u</sub>** : Contrainte ultime de cisaillement.
- **τ** : Contrainte tangentielle.
- **γ** : Coefficient de pondération.
- **σ<sub>sol</sub>** : Contrainte du sol.
- **G** : Charge permanente.
- **ε** : Déformation relative.
- **V<sub>0</sub>** : Effort tranchant a la base.
- **ELU** : Etat limite ultime.
- **ELS** : Etat limite service.
- **N<sub>ser</sub>** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- **N<sub>u</sub>** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- **T<sub>u</sub>** : Effort tranchant ultime.
- **T** : Effort tranchant, Période.
- **S<sub>t</sub>** : Espacement.
- **λ** : Elancement.

- **e** : Epaisseur, Indice des vides.
- **F** : Force concentrée.
- **f** : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- **L** : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- **W** : Poids total de la structure.
- **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.
- **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.
- **M** : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- **K** : Coefficient de raideur de sol.
- **Y** : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.