

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : BOUZABRA Khadija

HARRIDI Embarek

**Thème : Etude et Conception D'une Tour en R+9 à
Contreventement Mixte**

Sous la direction de : Dr CHERAIT Yacine

Juin 2017

Dédicaces

Dédicaces

Je dédie ce travail :

- A l'esprit de ma chère mère,
- A mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis,
- A mes très chers frères et sœurs,
- A toute la famille BOUZABRA,
- A tous mes amis sans aucune exception,
- A toutes les personnes qui m'ont aidé à poursuivre mes études,
- A tous ceux qui ont collaboré dans la réalisation de ce mémoire,
- A l'ensemble des étudiants et étudiantes de la promotion de master2 de génie civil.
- Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Remerciements

Ce travail a été réalisé au département de génie civil et d'hydraulique de l'université de Guelma. Nous tenons particulièrement à remercier avant tous, notre créateur Dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour élaborer et finaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à notre encadreur le Dr CHERAIT Yacine pour l'honneur qu'il nous a donné en acceptant de diriger ce travail, et qui a contribué avec son aide, ses efforts et sa disponibilité, durant l'élaboration de ce projet.

Nous remercions également les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner notre travail.

Nous remercions l'ensemble du corps enseignants département de génie civil et d'hydraulique de l'université de Guelma.

Nos remerciements les plus profondes pour nos chères familles pour leur soutien moral et leurs encouragements,

Enfin, à toutes les personnes qui nous ont contribué de loin ou de près pour la réalisation de ce travail.

المخلص :

أهداف هذه الدراسة هو إعطاء الأبعاد الأولية و تسليح و التحقق من استقرار جميع العناصر الثانوية والابتدائية المشكلة للبرج ، المؤلف من و طوابق الواقعة في منطقة زلزالية متوسطة.

تم إنشاء ملاحظات الحساب و التحقيقات اللازمة وفقا لقواعد حساب هياكل الخرسانة المسلحة في قوة على المستوى الوطني.

كلمات البحث: البناء - التقوية- زلزال - عناصر تحمل - العناصر الثانوية.

Résumé

Summary:

The objectives of this study are to dimension, scrap and check the overall stability of the various elements (secondary and main) constituting a residential tower, consisting of 9 floors and located in an area of medium seismicity. The calculation notes and the necessary verifications were drawn up in accordance with the for the calculation rules of reinforced concrete structures in force at national level.

Key words: Building - Reinforcement - Earthquake - Carrying elements - Secondary elements.

Introduction Générale

Les études des projets des bâtiments à usage multiples visent plusieurs objectifs, notamment:

- Assurer la stabilité et la sécurité des ouvrages,
- Diminution des coûts de réalisation,
- Commodité d'utilisation,
- Esthétique.

Et c'est dans cette optique que s'inscrit notre projet de fin d'étude. Nous avons procédé au calcul et à la conception des éléments d'une tour en béton armé comportant un RDC et 09 étages (R+9), et contreventée par un système mixte portiques auto stables -voiles. Le recours au matériau composite "béton armé" dans la réalisation des bâtiments est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (notamment la charpente métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation,
- Durabilité avérée,
- Conforts acoustique et thermique
- Résistance au feu

Dans notre étude, nous avons utilisé le logiciel de calcul «ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014» particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages, ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure, les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles du C.B.A 93.

Introduction générale

Le mémoire est scindé en 6 chapitres:

- **Le premier chapitre** : Intitulé "*Présentation de la construction*" est consacré à la présentation des caractéristiques géométriques de la tour, des propriétés mécaniques des deux matériaux utilisés (béton et acier) ainsi que la méthode aux état limites.
- **Le deuxième chapitre** : Intitulée "*Pré-dimensionnement et charges utilisées*". Il présente l'ensemble des règles utilisées pour le pré-dimensionnement des éléments secondaires (planchers, escaliers, balcons, acrotère) et porteurs (poteaux, poutres et voiles) du bâtiment ainsi que les charges considérées dans les calculs dont notamment les charges permanentes, les surcharges d'exploitation, l'action de la neige et du séisme.
- **Le troisième chapitre** : Intitulé "*Calcul des éléments secondaires*", il expose les notes de calcul du ferrailage des planchers (en corps creux et en dalle pleine), des escaliers, des balcons et de l'acrotère.
- **Le quatrième chapitre** : Intitulé "*Présentation sommaire du logiciel ROBOT*". Il présente le principe général du logiciel, ainsi que son utilisation.
- **Le cinquième chapitre** : Intitulé "*Calcul des éléments porteurs*", il présente les notes de calcul du ferrailage des poteaux, des poutres et des voiles conformément aux règles parasismiques algériennes et des règles CBA/93.
- **Le sixième chapitre** : Intitulé "*Calcul des fondations*", il expose les notes de calcul du vide sanitaire et du radier générale.

Une conclusion générale clôture enfin ce mémoire.

Chapitre 1 : Présentation de la construction

1) Description de la construction

Notre étude consiste à étudier l'ensemble des éléments d'une tour en béton armé de 10 niveaux (R+9). Selon les plans établis par l'architecte, on peut constater que la terrasse est inaccessible sauf pour les travaux d'entretien réguliers. Le contreventement sera assuré par une structure mixte en béton armé : portiques auto stables + voiles porteurs. L'ouvrage est conçu pour :

- Le RDC est destinée à un usage commercial.
- Le premier étage est à usage administratif (bureaux).
- Les autres étages sont à usage d'habitation. Chaque étage d'habitation comporte deux appartements de type "F3" et deux autres de type "F4".

Les vues en plan des étages ainsi que la coupe de l'ouvrage sont représentées par les 4 figures suivantes :

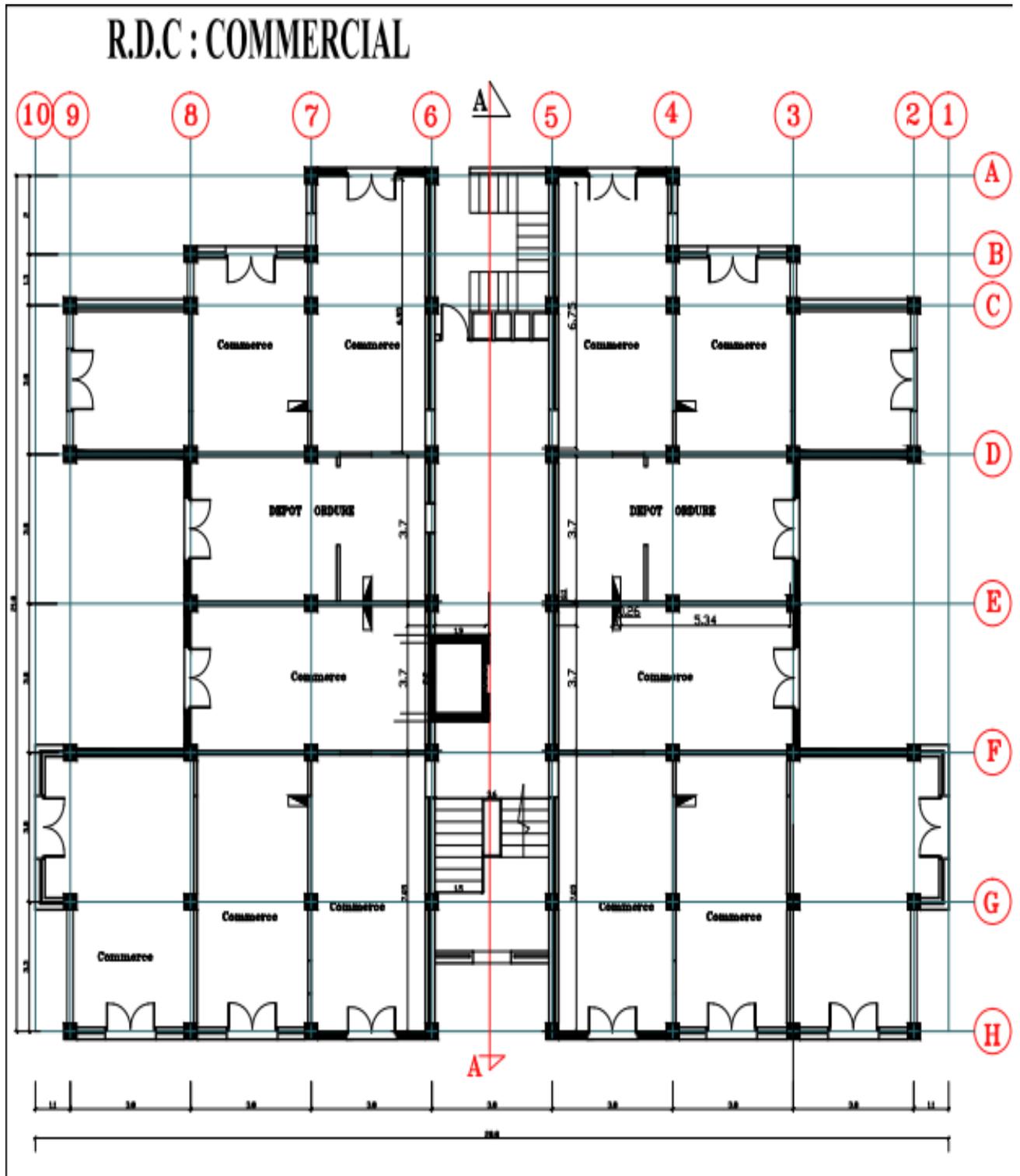


Figure 1.1 - Vue en plan du rez-de-chaussée.

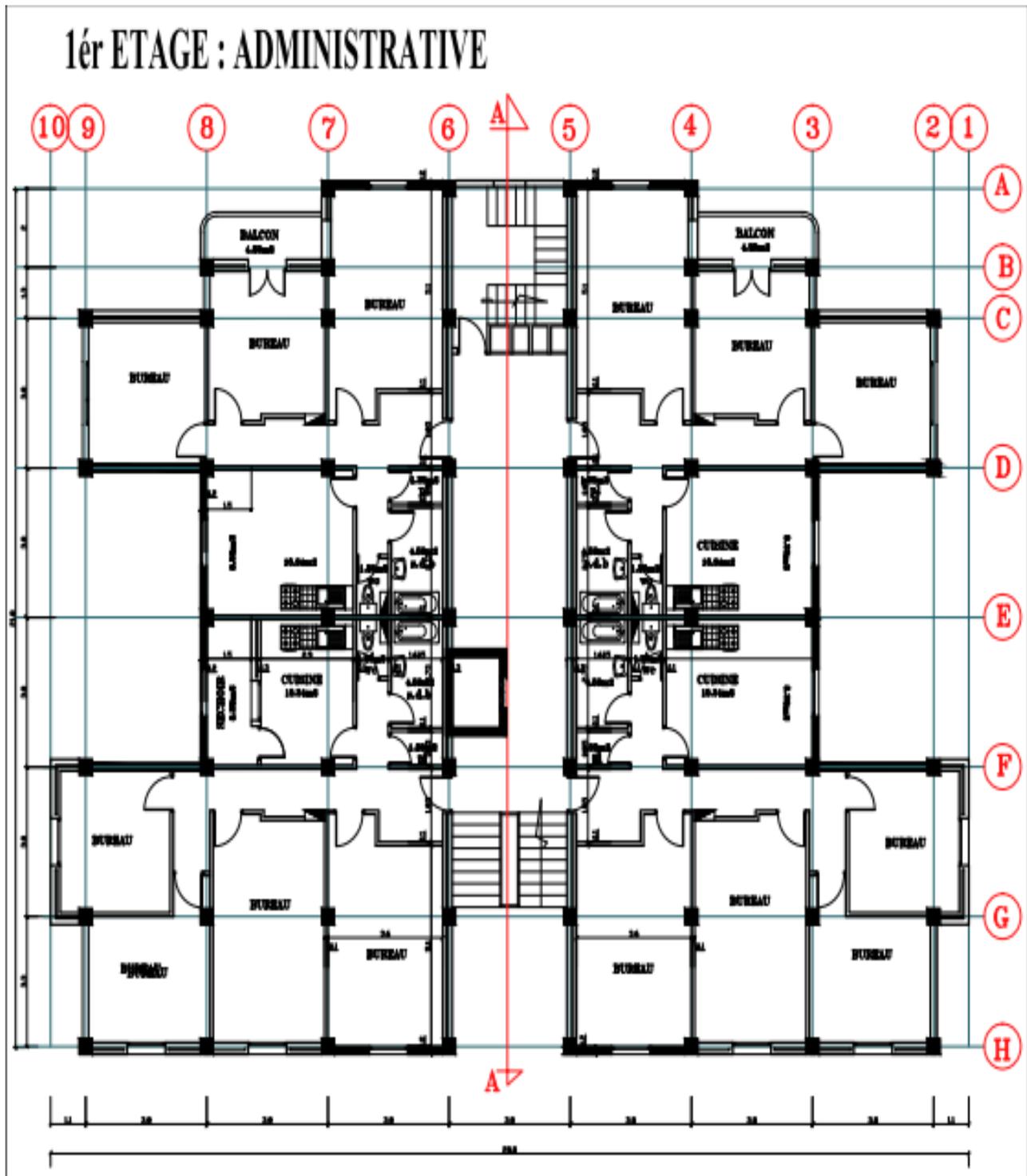


Figure 1.2 - Vue en plan du premier étage.

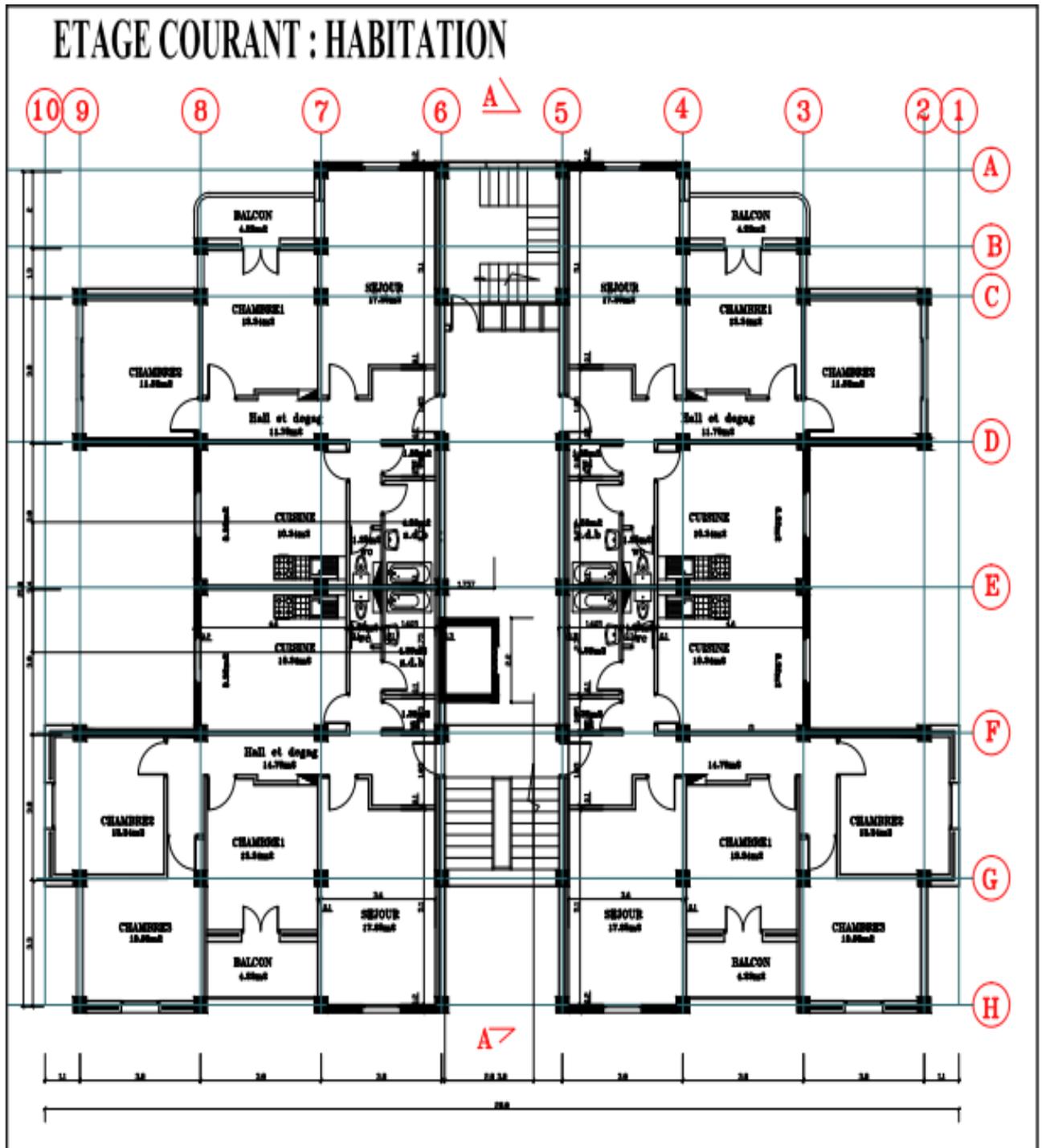


Figure 1.3 - Vue en plan des étages courants.

COUPE A-A

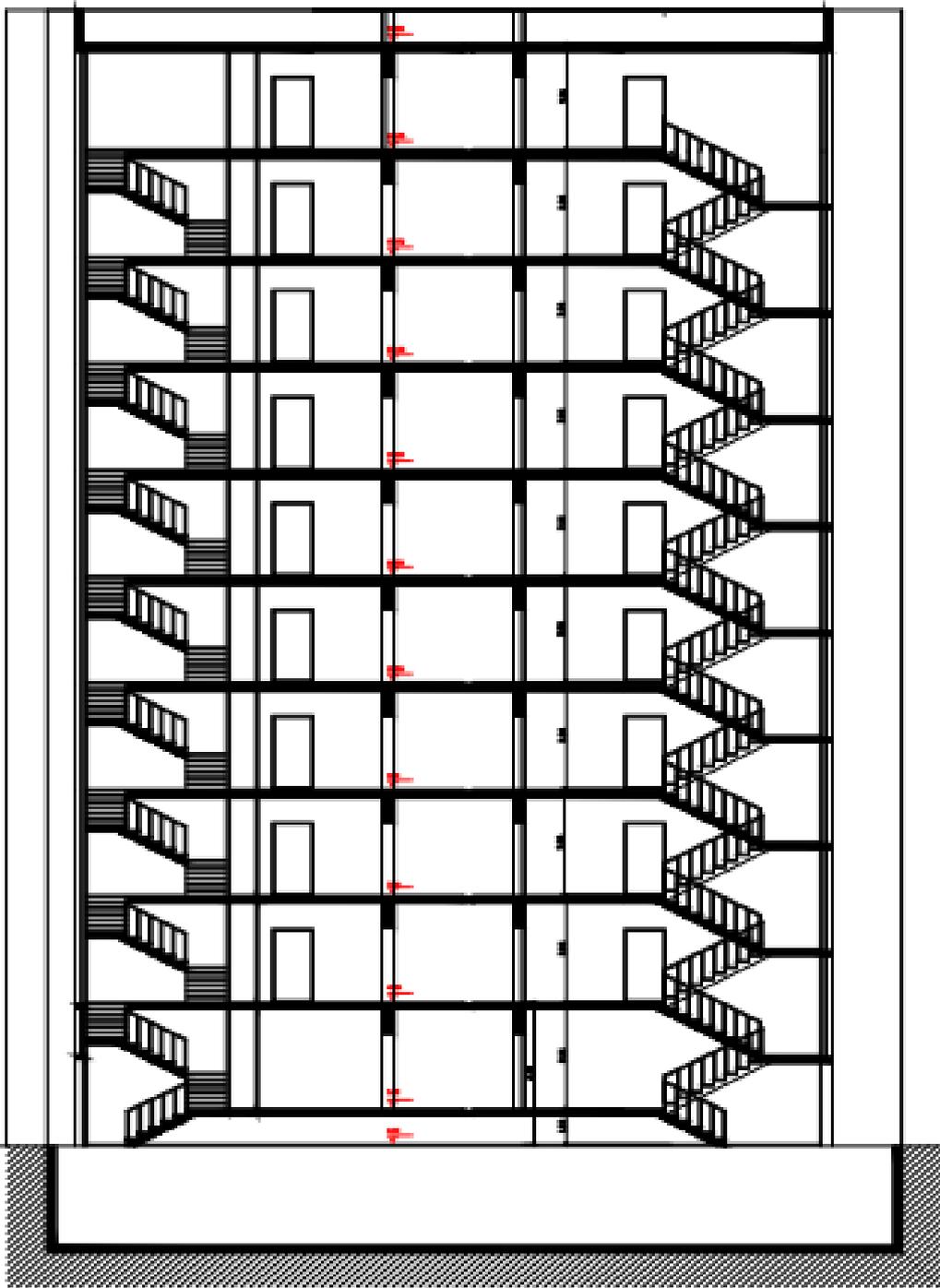


Figure 1.4 - Coupe verticale de la tour.

1.1) Caractéristiques géométriques de la tour :

L'ouvrage étudié présente les caractéristiques géométriques suivantes :

- Longueur totale = 28,80m
- Largeur totale = 21,8m
- Hauteur totale = 31,62m
- Hauteur RDC = 4,08m
- Hauteur étage courant = 3,06m.

La dimension maximale en plan de l'ouvrage (28,8m) est inférieure à 30m, on peut donc négliger l'effet de la température "T" au niveau de l'évaluation des charges, et ne pas prévoir de joints de dilatation.

1.2) Données sur le site :

L'ouvrage étudié sera implanté dans la Wilaya d'Annaba et plus précisément au niveau de la commune de Sidi-Amar. Cette Wilaya est classée par le Règles Parasismiques Algériennes comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa). Concernant le sol d'assise et selon les résultats d'une étude géotechnique, il apparaît comme étant un sol d'assise plutôt meuble avec une contrainte admissible, déduite à partir d'essais géotechniques de l'ordre de 2 Bars.

1.3) Conception Générale :

1.3.1) Ossature :

La structure est composée d'une ossature en portiques auto stables renforcés de voiles. Le tableau suivant présente les hauteurs limites autorisées par les règles parasismiques Algériennes pour les structures en portiques auto stables.

Zone	Portique sans remplissage en maçonnerie rigide	Portiques avec remplissage en maçonnerie rigide
I	7 niveaux ou 23m	6 niveaux ou 20m
II	5 niveaux ou 17m	6 niveaux ou 20m
III	2 niveaux ou 8m	2 niveaux ou 8m

Tableau 1.1 : Hauteurs maximales autorisées par le RPA/2003.

La hauteur totale de l'ouvrage étudié est égale à 31,62m; valeur supérieure aux 20m en zone IIa telles que recommandées par les RPA. La solution la plus recommandée est de renforcer les portiques par des voiles transversaux et horizontaux, et ce afin de doter l'édifice structure d'un bon comportement vis-à-vis des actions sismiques.

1.3.2) Les poteaux :

Ils ont une forme carrée et présentent tous des sections constantes de $(45 \times 45) \text{cm}^2$.

1.3.3) Les poutres :

Elles sont toutes de sections constantes et rectangulaires de $(30 \times 35) \text{cm}^2$.

1.3.4) Les voiles :

Tous les voiles seront sans ouvertures avec une épaisseur de 20cm et réalisés en béton armé.

1.3.5) Les balcons :

Les balcons seront tous en dalle pleine de 15cm d'épaisseur.

1.3.6) L'acrotère :

Il sera réalisé en béton armé de 10cm d'épaisseur.

1.3.7) Les planchers :

Dans le projet étudié, on distingue deux types de planchers :

- Un plancher en dalle pleine au niveau du Rez de chaussée.
- Des planchers en corps creux (en polystyrène), reposants sur un réseau de poutrelles.

1.3.8) Les escaliers et les ascenseurs :

L'accès aux niveaux supérieurs est assuré par deux moyens :

- Des escaliers à paillasse adjacentes et des escaliers à paillasse orthogonales.
- Deux ascenseurs.

1.3.9) Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en béton cellulaire :

- Murs extérieurs constitué d'un mono- mur de blocs en béton cellulaire de 60cm de longueur, de 25cm de hauteur et de 30cm d'épaisseur. L'annexe 1 présente les avantages d'un tel choix pour le remplissage extérieur.

1.3.10) Revêtement :

Différents types revêtements ont été utilisés, notamment:

- Un enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
- Un enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les douches et les sanitaires.

1.4) Caractéristiques des matériaux utilisés :

Le bâtiment de notre présente étude aura une structure en béton armé, il est donc important de connaitre avec précision les caractéristiques des deux matériaux utilisés à savoir le béton et l'acier.

Le calcul des ouvrages en BA se fait à partir d'hypothèses des études qui tiennent compte en particulier des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux constituant le BA, c'est-à-dire béton-acier. Ces caractéristiques concernent :

- Les résistances caractéristiques à la traction et à la compression .

- Les déformations (allongements et raccourcissements) .
- Les diagrammes : Contraintes-Déformations.

1.5) Principe du béton armé :

Le béton est un matériau qui a une bonne résistance en compression qu'en traction, en revanche l'acier résiste bien et de la même façon en compression qu'en traction. Le principe du BA consiste donc à insérer dans la matrice «béton» dans toutes les zones tendues et éventuellement dans les zones comprimées. Béton et acier, associés, donnent un matériau plus efficace et nettement plus résistant car l'adhérence acier-béton permet la transmission des efforts de traction du béton aux aciers.

1.5.1) Le béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau ; il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours (f_{c28}). Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage de ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles CBA/93 et le RPA99 modifié en 2003, bref conforme aux règlements en vigueur en Algérie.

1.5.2) Composition moyenne du béton utilisé :

En fonction de la résistance et de la malléabilité souhaitées, il existe plusieurs méthodes de formulation du béton (Dreux, Faury, Bolomey, etc.). On propose la composition moyenne suivante, à défaut d'une étude détaillée de la composition du béton, basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable, en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes une résistance à la compression égale à 25MPa. Cette valeur est fréquemment utilisée pour l'élaboration des bâtiments courants.

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume (l)	800	400	7 sacs	175
Poids (Kg)	1200	400	350	175

Tableau 1.2 - Composition du béton

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

1.5.3) Résistance caractéristique du béton :

- **En compression:**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite de résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \quad \text{pour: } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)} \quad \text{pour: } f_{cj} > 40 \text{ MPa} \quad (2)$$

$$f_{c\infty} = 1,1 f_{c28} \quad (3)$$

$$= 27,5 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- **En traction:**

La résistance du béton à la traction est très faible et est de l'ordre de 10% de la résistance de compression. Elle est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (4)$$

Pour $j = 28$ jours, on obtient une résistance caractéristique en traction de :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa} \quad (5)$$

1.5.4) Module de déformation longitudinale du béton :

Il existe deux modules de déformations longitudinales du béton :

1.5.5) Module de déformation instantanée:

Pour ce module de déformation, la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 heures à l'âge de j (jours) ; c'est-à-dire pour le calcul sous charge de courte durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad (6)$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$,

on obtient : $E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$

1.5.6) Module de déformation différé :

Ce module permet de calculer la déformation finale du béton (la déformation instantanée augmentée du fluage) ; c'est-à-dire pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad (7)$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$,

on obtient : $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

- Valeurs du retrait final:

A défaut de mesure, on estime que le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas des pièces non massives à l'air libre :

- $2 \cdot 10^{-4}$: Climat humide zone A de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie

- $3 \cdot 10^{-4}$: Climat tempéré sec zone B
- $4 \cdot 10^{-4}$: Climat chaud et sec zone B', C et D₁
- $5 \cdot 10^{-4}$: Climat très sec (ou désertique), zones D₁ et D₂.

1.5.7) Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (8)$$

E : Module de Young,

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égale à :

- 0 pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.
- 0,2 pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

1.5.8) Masse volumique du béton :

Elle est prise égale à 2200 kg/m³ pour le béton non armé et 2500 kg/m³ pour le béton armé.

1.5.9) La méthode aux états limites :

a) Définition des états limite :

Un état limite est un état au-delà duquel (dans le sens défavorables d'une charge) une structure (ou l'un de ces éléments) cesse de remplir les fonctions pour la quelle a été conçue on distingue deux état limite. Ils correspondent donc aux diverses conditions de sécurités du bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée. C'est un ensemble d'états pour lesquels il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue les états limites ultimes et les états limites de service.

b)Etat limite ultime (ELU):

Il correspond à la valeur limite de la capacité portante de la structure (ou portée de structure) et dont le dépassement entraîne une ruine de l'ouvrage. L'état limite ultime correspond à la limite :

- Soit, de la perte de résistances mécaniques (rupture) conduisant à la ruine de la structure,
- Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement),
- Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement),
- Soit, de transformation de la structure en mécanisme.

Les critères de calcul à l'ELU sont basés sur :

- La déformation relative (ou courbure) limite,
- Le calcul de type (rupture) avec loi contrainte-déformation des matériaux.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton (f_{bu}) est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad (9)$$

γ_b est le coefficient de sécurité du béton, il prend les valeurs suivantes :

- $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle
- $\gamma_b = 1,5$ situation courante

Il faut noter que dans la formule de f_{bu} 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ est un coefficient d'application des actions considérées :

- $\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h,
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application des actions est comprise entre 1h et 24h ($1h > durée < 24h$),
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient une contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton de :

$$f_{bu} = 14,2\text{MPa}.$$

- **Diagramme contraintes-déformations du béton :**

Le diagramme contraintes-déformations du béton a deux variantes.

- Le diagramme Parabole-rectangle représenté par la figure suivante :

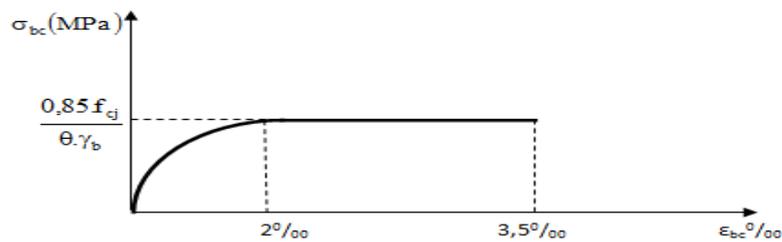


Figure 1.5 - Diagramme parabolé-rectangle.

- Le diagramme rectangle simplifié

C'est un diagramme très utilisé dans les calculs en raison notamment de :

- Sa simplicité d'emploi,
- Sa concordance satisfaisante en flexion simple avec le diagramme parabolé rectangle.

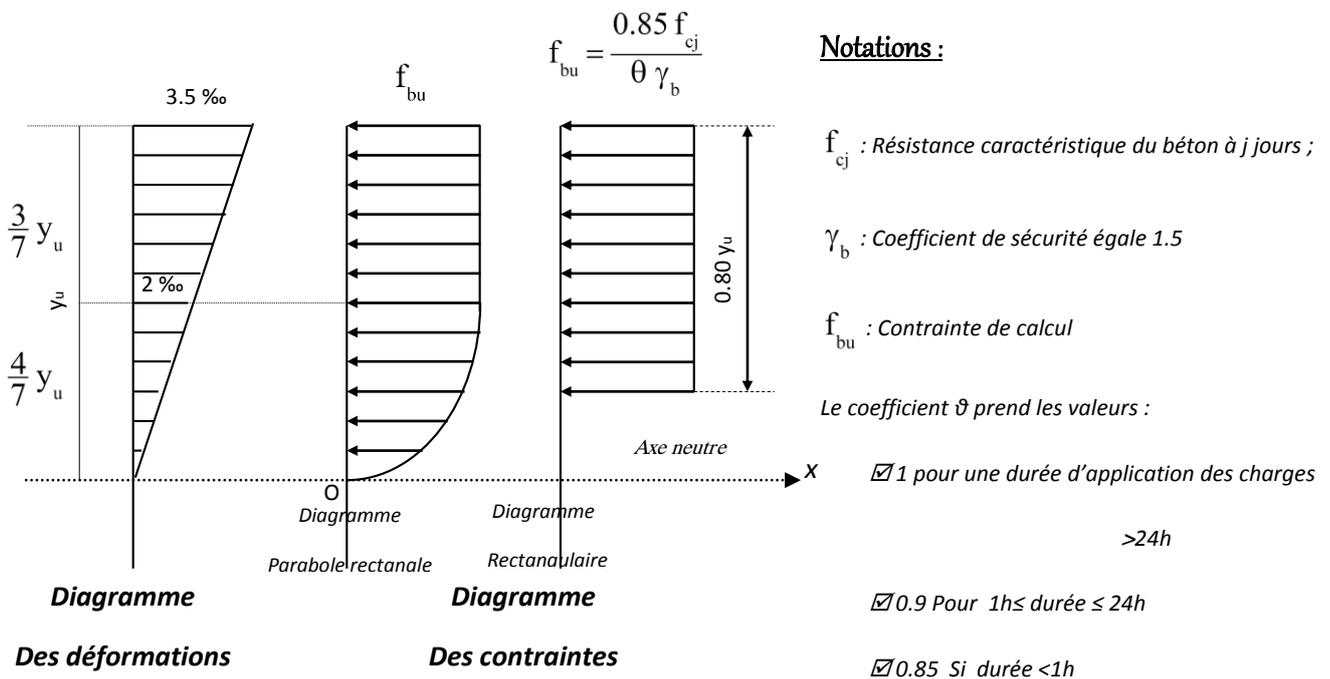


Figure 1.6 - Diagramme rectangle simplifié.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton qui l'enrobe.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires des déformations passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.

- **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

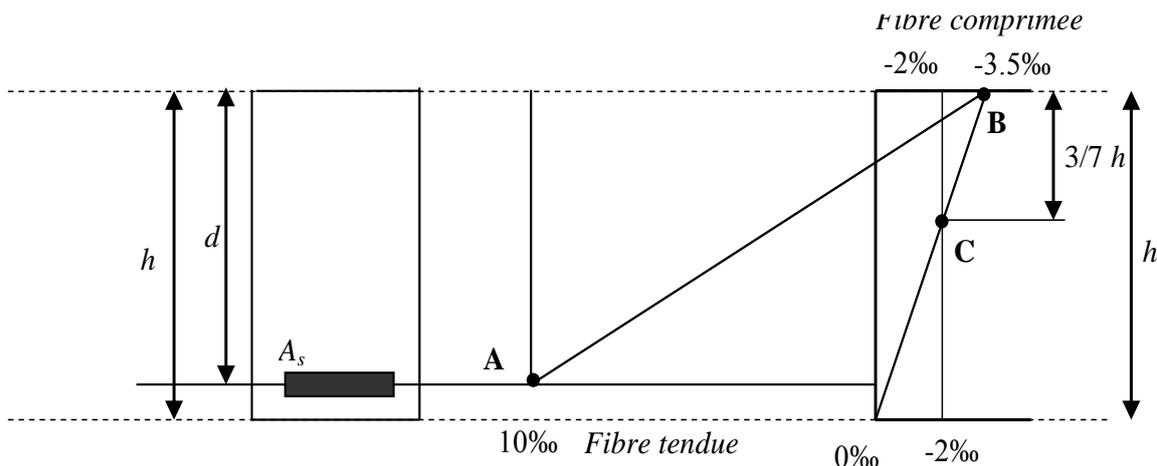


Figure 1.7 - Diagramme des déformations limites de la section.

c) Etat limite de service (ELS) :

L'état limite de service est lié aux conditions normales d'exploitations et de durabilité ; il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures,
- Compressions excessives du béton,
- Déformations excessives et ou inconfortables,
- Pertes d'étanchéité.

La contrainte admissible du béton est limitée à $0,6f_{cj}$; soit dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

La contrainte de cisaillement ($\bar{\tau}_u = \frac{Vu}{bd}$) est fonction de la nature des fissurations.

— $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ lorsque la fissuration est peu nuisible et obtenu par la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,20 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

— $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ lorsque la fissuration est très préjudiciables ou préjudiciables et déduit par la

$$\text{formule suivante } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,15 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures,
- Le béton tendu est négligé,
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques,
- le coefficient d'équivalence «*n*» est pris égal à 15.

1.6) Les aciers :

Les armatures d'un béton armé sont les aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface (RL, HA).

- Les ronds lisses (RL) FeE215 et FeE235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticité garanties de 215MPa et 235MPa
- Les aciers à haute adhérence (HA) FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticité garanties de 400MPa et 500MPa
- Treillis soudés (TS) de type TS500

Pour notre projet, les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

- Les ronds lisses de nuance FeE215 pour les armatures transversales.
- Les barres haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Les treillis soudés (Φ6) pour les hourdis des planchers à corps creux.

1.6.1) Module d'élasticité longitudinal de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

1.6.2) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à :

$$\nu = 0,3$$

$$\nu = 0,3$$

1.6.3) Contraintes limites dans les aciers :

Elles dépendent de l'état considéré, ainsi:

a) Etat limite ultime:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Barre lisse : } \sigma_s = 187 \text{ MPa} \\ \text{Barre H.A : } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad (10)$$

$\gamma_s = 1.15$ Combinaisons courantes.

b) Etat limite de service :

La contrainte à l'ELS est en fonction de la nature des fissures ; trois cas de figures se présentent :

b.1) Fissuration peu nuisible:

La contrainte de traction des aciers n'a pas de limites.

b.2) Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (11)$$

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à Haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

b.3) Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (12)$$

1.6.4) Diagramme contraintes-déformations :

Pour les aciers, le diagramme contraintes-déformation se compose de deux parties :

- De 0 à ϵ_1 , une droite oblique d'équation : $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon$ et de pente ($E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$).
- Et de ϵ_1 à 10‰, une droite horizontale d'équation : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

Avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situations fondamentales} \\ 1 & \text{situations accidentelles} \end{cases}$

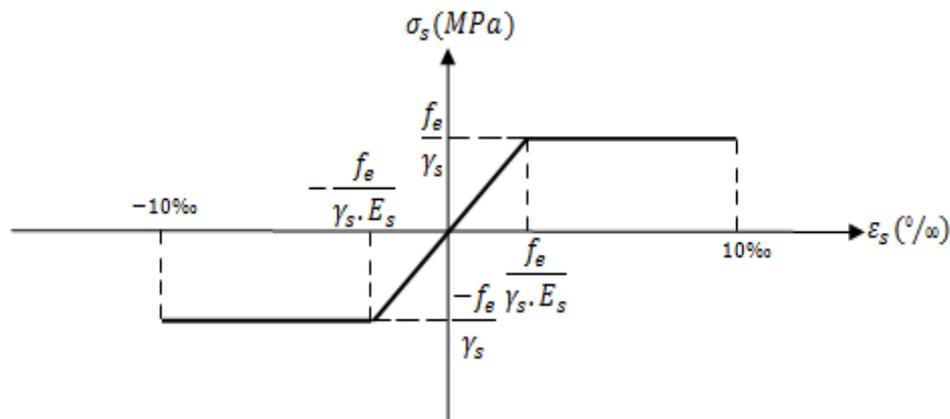


Figure 1.8 - Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

1.6.5) Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit donc, à ce effet, respecter l'enrobage «c» des armatures et le prendre au moins égal à :

- $c \geq 5\text{cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $c \geq 3\text{cm}$ pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c > 1\text{cm}$ pour les parois situées dans les locaux condensés.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

1.6.6) Principe d'application des règles CBA/93 :

Il faut remarquer qu'en Algérie c'est le document technique DTR-B.C 2.41 intitulé « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, en Abrégé CBA/93 qui sert de référence pour spécifier les principes et les méthodes de calculs des ouvrages réalisés en béton armé. Le principe général consiste à vérifier la condition suivante :

$$S_1 \leq S_2,$$

Tel que :

S_1 : Sollicitations agissantes de calcul,

S_2 : Sollicitations résistantes de calcul.

Chapitre 11 Pré-dimensionnement et Charges utilisées

11) Pré-dimensionnement des éléments

Le pré-dimensionnement est une étape importante qui sert à estimer les dimensions des différents éléments d'un ouvrage, qui doit être bien vérifiée pour la stabilité et qui consiste à faire le dimensionnement des différents éléments de structure afin de rester aux sollicitations horizontales dues aux séismes et aux sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

11.1) Charges considérées dans les calculs :

11.1.1) Contexte réglementaire :

Actuellement en Algérie, les bureaux d'études spécialisés dans la conception et le calcul des structures utilisent les règlements suivants :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93 (DTR-BC 2.41).
- Règles de conception et de calcul des structures en acier CCMA97 (DTR B.C. 2.44) .
- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99-version 2003 (DTR B.C. 2.48) .
- Règlement neige et vent RNV1999 (DTR C 2-4.7) .
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C. 2.2) .
- Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton (DTR B.C. 2-4.10) .

11.1.2) Actions sur les structures :

Les actions sont classées comme suit :

a) Actions permanentes notées par "G" : elles comprennent :

- Poids propre de tous les éléments de la structure.
- Poids propre des équipements fixes.
- Poids, poussées et pressions des terres.
- Déformations permanentes imposées tels que les déplacements différentiels des appuis.

Généralement elles sont déterminées à partir des volumes mis en place, pour le béton armé on admet une masse volumique de 2500kg/m^3 .

b) Actions variables, notées "Q": elles comprennent :

- Charges d'exploitation: qui résultent de l'usage des locaux, du fonctionnement des équipements, de produits stockés dans les bâtiments, ...etc.
- Charges appliquées en cour d'exécution ;

Pour la tour étudiée nous avons considéré les valeurs des charges d'exploitation suivantes:

- $Q = 100\text{kg/m}^2$ pour la toiture terrasse
- $Q = 150\text{kg/m}^2$ pour les planchers courants
- $Q = 500\text{kg/m}^2$ pour le plancher du RDC
- $Q = 350\text{kg/m}^2$ pour les balcons
- $Q = 250\text{kg/m}^2$ pour les escaliers
- $Q = 100\text{kg/ml}$ pour la main courante de l'acrotère.

c) Actions climatiques :

Nous avons considérée uniquement l'action de la neige. Sa valeur a été déduite conformément aux règles NVA.

1) Détermination de la charge de la neige :

Les valeurs des surcharges considérées dépendent de la région et de l'altitude ou va se trouver la construction. La charge caractéristique de la neige "S" par unité de surface en projection horizontale s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{KN/m}^2) \quad (1)$$

Avec :

S_k (en KN/m^2): charge de la neige au sol (source : météo avec un retour de 50 ans). Elle est donnée en fonction de l'altitude "H" de l'ouvrage et de sa zone climatique. Actuellement notre territoire est divisé en 4 zones climatiques.

μ : coefficient de forme, il est fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas la toiture est horizontale et l'ouvrage est situé en zone B avec une hauteur de 50m.

$$\text{Zone B : } S_k = \mu \frac{0.04 \times H + 10}{100} = 1 \times \frac{0.04 \times 50 + 10}{100} = 0,12 \text{KN/m}^2$$

d) Actions accidentelles :

1) Séisme :

- Valeur de l'effort sismique global :

Conformément à l'article 4.2.3 des règles RPA/2003, les forces sismiques de calcul "V" dans les 2 directions seront déterminées d'après la formule:

$$V = \left(\frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \right) W \quad (2)$$

Avec :

A= coefficient d'accélération de zone,

D = Coefficient d'amplification dynamique. Le facteur d'amplification dynamique est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T),

Q= Facteur de qualité. Il dépend de plusieurs facteurs notamment :

- la redondance et la géométrie des éléments qui les constituent ;
- la régularité en plan et en élévation ;
- la qualité du contrôle de la construction et des matériaux.

R = Coefficient de comportement. La valeur du coefficient est donnée suivant le système de contreventement.

W = Poids de la structure à considérer. Le poids de la structure est évalué en considérant la totalité des charges permanentes et celles des équipements fixes (éventuelles) et une fraction des charges d'exploitations. Dans notre cas cette fraction est fixée à hauteur de 0,2.

11.2) Détermination des dimensions des éléments de la tour

11.2.1) Les poutres :

A/ Poutres principales :

En générale, les formes et dimensions des poutres sont influencées par les conditions de limitation des flèches. Pour les poutres des planchers des bâtiments à usage d'habitation, les déformations doivent rester faibles sans nuire au bon fonctionnement :

- des cloisons.
- des revêtements horizontaux et verticaux (sols, plafonds, murs) et ne doivent pas être à l'origine de désordres tels que la fissuration et le décollement.

En pratique, on admet, en première approximation, que la hauteur des poutres (pour les bâtiments à usage d'habitation), doit répondre à la condition suivante :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) \text{Portée} \quad (3)$$

Où h : la hauteur de la poutre

Soit, pour une portée maximale de 3,80m:

$$\Rightarrow \frac{380\text{cm}}{15} = 25,3\text{cm} \leq h \leq \frac{380\text{cm}}{10} = 38\text{cm}$$

On choisit : $h = 35\text{cm}$ et la largeur $b = 30\text{cm}$

$$(b \times h)_{\text{Poutre}} = (30 \times 35)\text{cm}^2$$

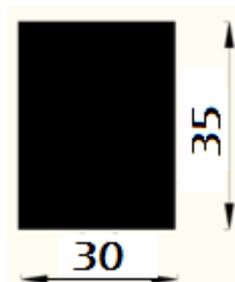


Figure 11.1 : Section des poutres principales et secondaires.

B/ Poutres secondaires :

Les poutres secondaires présentent les mêmes portées que les poutres secondaires, on conservera donc les mêmes dimensions, soit $(30 \times 35) \text{cm}^2$.

- **Vérification :**

D'après le R.P.A 2003 (Article 7.5.1) le coffrage des poutres ; doit satisfaire les conditions suivantes :

- 1) Largeur minimale $b \geq 20 \text{cm}$ → vérifiée
- 2) Hauteur minimale $h \geq 30 \text{cm}$ → vérifiée
- 3) $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.17$

Toutes les conditions sont vérifiées, on peut donc conserver pour toutes les poutres une section de $(30 \times 35) \text{cm}^2$.

11.2.2) Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou plus rarement circulaire. En pratique, les poteaux sont pré-dimensionnés à partir du risque de flambement (limitation de l'élanement du poteau au maximum autorisé) ou encore à partir du critère de résistance : l'effort normal total agissant au niveau du pied de poteau reste admissible c'est-à-dire ne dépassant pas la capacité du béton utilisé. Le partage des charges verticales entre les différents éléments porteurs se faisant généralement au prorata des surfaces. Ces règles simples permettent d'avoir un ordre de grandeur des dimensions à donner aux poteaux dans la phase avant-projet.

- **Condition de non flambement:**

Pour notre cas, puisque les poteaux sont encastés jusqu'à fondation, alors la longueur de flambement vaut :

Poteaux du RDC: hauteur = 408 cm

Longueur de flambement

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm} \quad (4)$$

Élancement minimal du poteau :

$$\lambda_{\min} = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{b^4}{12 b^2}}} = \frac{285,6}{\sqrt{\frac{45^3 \times 45}{12 (45 \times 45)}}} = 21,96 < 50 \quad (5)$$

Il n'y a donc pas de risque de flambement pour ces poteaux.

Poteaux des étages courants : hauteur = 306cm

Longueur de flambement

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

Élancement minimal du poteau :

$$\lambda_{\min} = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{b^4}{12 (b^2)}}} = \frac{214,2}{\sqrt{\frac{45^3 \times 45}{12 (45 \times 45)}}} = 16,48 < 50$$

Il n'y a donc pas de risque de flambement.

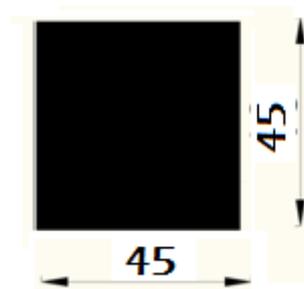


Figure 11.2 : Section des poteaux.

- **Vérification des exigences du RPA:**

En Algérie, et indépendamment des charges et de la géométrie de la structure, les règles parasismiques imposent des dimensions minimales à respecter. Ainsi les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires, doivent satisfaire les conditions suivantes :

$\text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	en zones I et Iia
$\text{Min } (b, h) \geq 30 \text{ cm}$	en zones IIb et III
$\text{Min } (b, h) \geq \left(\frac{\text{Hauteur poteau}}{20} \right)$	quelque soit la zone
$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	quelque soit la zone

Tableau 11.1 - Dimensions minimales des poteaux rectangulaires.

Les quatre conditions sont vérifiées on conservera une section carrée de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ pour l'ensemble des poteaux.

11.2.2) Les planchers :

A) **Planchers avec hourdis et corps creux** : Ils auront une hauteur de 20cm.

B) **Le plancher en dalle pleine** : Il aura une épaisseur de 15cm.

Le pré dimensionnement des planchers sera exposé en détails dans le troisième chapitre.

11.2.3) Pré-dimensionnement les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 du *DTR B-C 2.42*. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges
- Les actions horizontales les effets de séisme et/ou du vent
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition suivante:

$$(L \geq 4e)$$

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

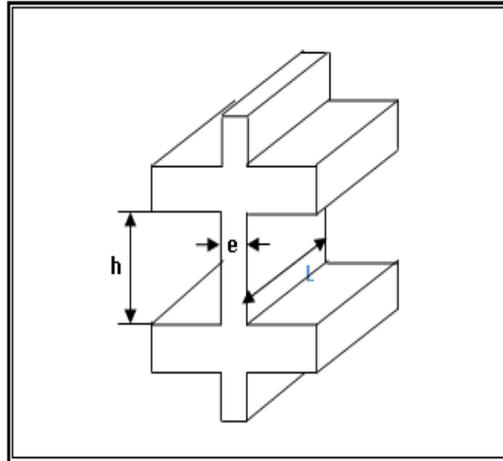


Figure 11.3 : Coupe en élévation d'un voile.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm. Aussi, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la suivante:

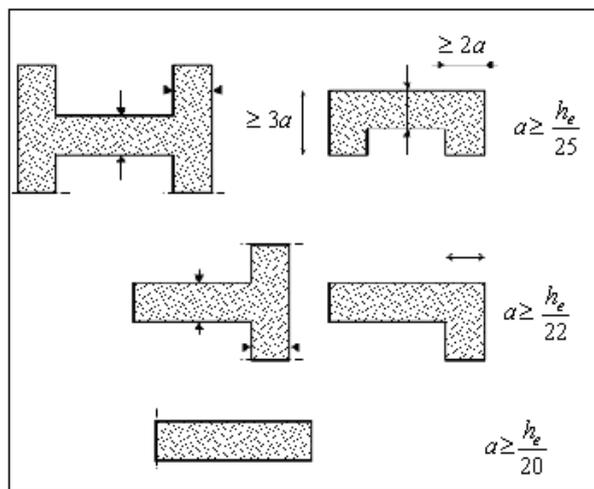


Figure 11.4 : Conditions pour le dimensionnement de l'épaisseur d'un voile.

Ainsi pour les voiles rectangulaires, l'épaisseur "a" doit être satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} \cong 20\text{cm}$$

Ainsi la totalité des voiles auront une épaisseur de 20cm et elle sera maintenue fixe tout le long la hauteur.

11.2.4) Acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection des lignes conjonctives entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il a aussi le rôle de protection du personnel d'entretien (vu que notre terrasse est inaccessible). Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

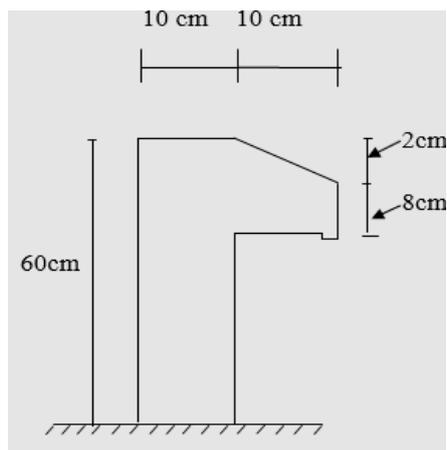


Figure 11.5 : Coupe de l'acrotère.

11.3) Evaluation des charges :

11.3.1) Plancher terrasse non accessible:

La terrasse est inaccessible et elle est réalisée en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	0,05	1700	85
2- Etanchéité multicouche	0,05	600	30
3- Béton forme de pente	0,08	2200	176
4- Isolation thermique	0,04	400	16
5- Dalle en corps creux	16+4	/	3
6- Enduit de plâtre	0,02	1000	20
7 - Par vapeur + couche de bitume	0,02	900	18

Tableau 11.2 : Charges sur le plancher terrasse.

La charge permanente: $G = 348 \text{ kg/m}^2$

La charge d'exploitation: $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

11.3.2) Planchers des étages courants :

Les planchers des étages courant sont en corps creux en polystyrène.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kg/m^3)	G (kg/m^2)
1- Carrelage	0,02	2000	44
2- Mortier de pose	0,02	2000	40
3- Lit de sable	0,03	1800	54
4- Dalle en corps creux	16+4	/	3
5- Enduit de plâtre	0,02	1000	20
6- Cloison de séparation	0,1	1000	100

Tableau 11.3 : charges sur les planchers courants.

La charge permanente: $G = 261 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation: $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

11.3.3) Plancher du RDC (dalle pleine) :

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique (kg/m^3)	G (kg/m^2)
1- Carrelage	0,02	2000	40
2- Mortier de pose	0,02	2000	40
3- Lit de sable	0,03	1800	54
4- Dalle en BA	0,15	2500	375
5- Enduit de plâtre	0,02	1000	20
5- Cloison	0,1	1000	100

Tableau 11.4 : charges sur le plancher du RDC.

La charge permanente : $G = 629 \text{ kg/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 500 \text{ kg/m}^2$

11.3.4) Murs extérieurs en maçonnerie ($e=30 \text{ cm}$) :

La maçonnerie utilisée est en béton cellulaire (monomur) :

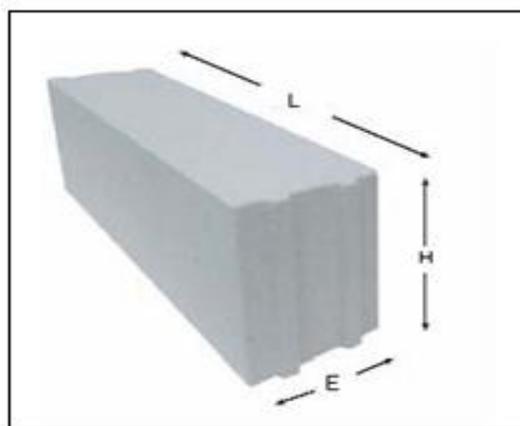


Figure 11.6 : Photo du béton cellulaire.

Selon la fiche technique du fabricant le produit présente les dimensions suivantes:

- $L = 60 \text{ cm}$
- $E = 30 \text{ cm}$
- $H = 25 \text{ cm}$

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
1	Enduit en ciment	0,02	1800	36
2	béton cellulaire	0,3	500	150
3	Enduit de plâtre	0,02	1000	20
			Total	206

Tableau 11.5 : Charges sur les murs extérieurs.

11.3.5) Balcon ($e=15\text{cm}$) :

Matériaux	Épaisseur (cm)	Masse volumique (kg/m^3)	G (kg/m^2)
1- Carrelage	0,02	2000	40
2- Mortier de pose	0,02	2000	40
3- Lit de sable	0,03	1800	54
4- Dalle en BA	0,15	2500	375
5- Enduit de ciment	0,02	1000	20

Tableau 11.6 : Charges sur les Balcons.

La charge permanente $G= 529 \text{ kg} / \text{m}^2$

La charge d'exploitation $Q= 350 \text{ kg}/\text{m}^2$

11.3.6) voile ($e= 20 \text{ cm}$) :

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m^3)	Poids surfacique (kg/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	1800	36
2	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
3	Voile en béton	0,2	2500	500
			Total	556

Tableau 11.7 : Charges sur les voiles.

11.3.7) les escaliers :

a) Palier :

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	0,02	2000	40
2- Mortier de pose	0,02	2000	40
4- Dalle en BA	0,15	2500	375

Tableau 11.8 : Charges sur les paliers des escaliers.

La charge permanente : $G = 455 \text{ kg / m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ kg / m}^2$

b) Paillasse :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Carrelage	2	2000	40
2- Mortier de pose	2	2000	40
4- Dalle pleine	$0,15/\cos 30^\circ$	2500	433
5- Poids des marches	$0,17/2$	2500	212,5

Tableau 11.9 : Charges sur les paillasses.

La charge permanente : $G = 725,5 \text{ kg/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

11.3.8) Les poteaux :

Le pré-dimensionnement à partir de la descente des charges est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad (6)$$

Avec :

B_r = Section réduite du poteau,

A_s = Section des aciers comprimés prise en compte dans le calcul,

f_{c28} = résistance à la compression de béton (25MPa),

F_e = limite d'élasticité des aciers utilisés (400MPa),

γ_b = 1,5 coefficient de sécurité du béton,

γ_s = 1,15 coefficient de sécurité de l'acier,

α = coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux, coefficient qui prend les valeurs suivantes:

$$\begin{cases} \alpha = 0,60 (50 / \lambda)^2, & \text{si : } 50 < \lambda < 70 . \\ \alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2(\lambda / 35)^2)} & \text{si : } \lambda \leq 50 . \end{cases}$$

- Loi de régression des surcharges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q_u , Q_u représente la charge d'exploitation.

On se fixe provisoirement un élanement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans les compressions centrées suivant l'article B.8.4.1 des règles CBA/93. Dans ce cas, le coefficient α vaut :

$$\alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2(\lambda / 35)^2)} = \frac{0,85}{\left(1 + 0,2\left(\frac{35}{35}\right)^2\right)} = 0,708$$

Pour rester dans le cas le plus défavorable, on supposera que le poteau ne comporte pas d'armatures ($A=0$).

Donc :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) \tag{7}$$

La section réduite des poteaux est obtenue en soustrayant 2cm dans chaque direction, soit :

$$B_r = (45 - 2)(45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2$$

On fera le calcul pour les poteaux intermédiaires qui reprennent la plus grande part des charges verticales.

La figure suivante présente le calcul de la surface afférente du poteau le plus sollicité.

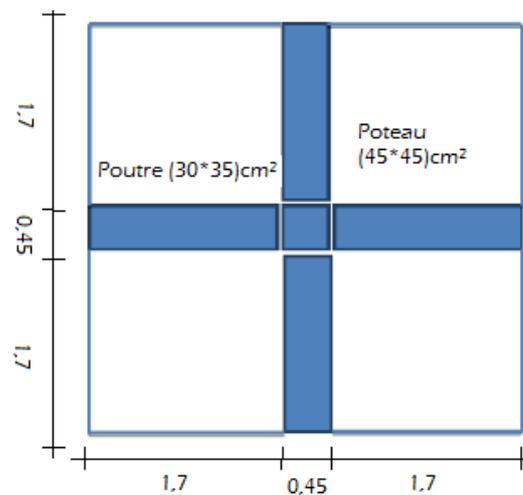


Figure 11.7 : Détermination de la surface afférente du poteau le plus sollicité.

- Surface afférente des poteaux intermédiaires = $(1.7)^2 \times 4 = 11,56m^2$

Niveau	élément	G (kg)	Neige	Q (kg)
N 1-1 (terrasse)	- Plancher terrasse	4023	12	
	- Poutres	3990		
	Surcharge d'exploitation			100
	TOTALE	8013	139	1156
N 2-2	Plancher étage courant -	3017	0	
	Poutres -	3390		
	Cloisons -	1156		
	Poteau -	1549		
	Surcharge d'exploitation			1734

	TOTALE	9112	0	1764
N 3-3	Plancher étage courant -	3017		
	Poutres -	3390		
	Cloisons -	1156		
	Poteau -	1549		
	Surcharge d'exploitation			0,9*1734
	TOTALE	9112	0	1561
N 4-4	- Plancher étage courant	3017		
	Poutres -	3390		
	Cloisons -	1156		
	- Poteaux	1549		
	Surcharge d'exploitation			0,8*1734
	TOTALE	9112	0	1387
N 5-5	- Plancher étage courant	3017		
	Poutres -	3390		
	Cloisons -	1156		
	- Poteau	1549		
	Surcharge d'exploitation			0,7*1734
	TOTALE	9112	0	1214
N 6-6	- Plancher étage courant	3017		
	Poutres -	3390		
	mur intérieur -	1156		
	- Poteaux	1549		
	Surcharge d'exploitation			0,6*1734
	TOTALE	9112	0	1040
N 7-7	- Plancher étage courant	3017		
	Poutres -	3390		
	Cloisons -	1156		

	- Poteau	1549		
	Surcharge d'exploitation			0,5*1734
	TOTALE	9112	0	867
N 8-8	- Plancher étage courant	3017		
	Poutres -	3390		
	Cloisons -	1156		
	- Poteau	1549		
	Surcharge d'exploitation			867
	TOTALE	9112	0	867
N 9-9	- Plancher en dalle pleine	7271		
	Poutres -	3390		
	Cloisons -	1156		
	- Poteau	1549		
	Surcharge d'exploitation			2890
	TOTALE	13366		2890

Tableau 11.10 : Descente de charge au niveau du poteau intermédiaire le plus sollicité.

Ainsi à la base, le poteau intermédiaire sera sollicité par un effort ultime de:

$$\begin{aligned}
 N_u &= 1,35(8013 + 9112 + 9112 + 9112 + 9112 + 9112 + 9112 + 9112 + 13366) + 13 \\
 &\quad + 1,5(1156 + 1734 + 1561 + 1387 + 1214 + 1040 + 867 + 867 + 2089) = 131681\text{kg} \\
 &= 132,98 \text{ tonnes}
 \end{aligned}$$

$$N_u = 1329800N \leq \frac{\alpha \times Br \times fc28}{(0,9\gamma_b)} = \frac{0,708 \times (450 - 20)(450 - 20) \times 25}{(0,9 \times 1,5)} = 2424244N$$

La condition est vérifiée, on peut donc conserver pour les poteaux la section proposée, soit des poteaux carrés de 45cm de côté.

11.3.9) Les poutres :

- Poutre principale : $(30 \times 35) \text{ cm} : 0.30 * 0.35 * 2500 = 262.5 \text{ kg/ml}$.
- Poutre secondaire : $(30 \times 35) \text{ cm} : 0.30 * 0.35 * 2500 = 262.5 \text{ kg/ml}$.

Élément	Charge permanente (kg/m ²)	Surcharge (kg/m ²)
Plancher terrasse non accessible	348	100
Plancher étage courant	261	150
Plancher RDC (dalle pleine)	629	500
Acrotère	172,5	100
Mur extérieur (e=30)	206	/
Balcon (e=15 cm)	529	350
Voile (e= 20 cm)	556	/
Escaliers - palier - paillasse	455	250
	725,5	250
Poteaux	506,25	/
Poutres principales	262.5	/
Poutres secondaires	262.5	/

Tableau 11.11 : récapitulatif des charges de calcul.

Chapitre III: Calcul du ferrailage des éléments secondaires

III) Introduction

Par éléments secondaires, l'on entend éléments non structuraux ; ceux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement et dont le rôle est d'assurer le confort et la sécurité des usagers. Ceux sont des éléments en maçonnerie (cloisons, mur extérieurs ...) ou autres (balcon, escalier, parement de façade, plafond suspendu et.). Nous étudierons successivement les escaliers, les planchers, l'acrotère, et les balcons. Le calcul sera effectué conformément aux règlements CBA/93 et RPA99.

III.1) Calcul des escaliers :

III.1.1) définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par normes, documents techniques unifiés, décrets ou arrêtés en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment. La réglementation incendie est souvent déterminante. Il doit donc être facilement praticable et suffisamment solide. Il faut aussi qu'il soit d'un entretien aisé, afin de pouvoir garantir à l'ouvrage une longévité économique acceptable. Dans bien des cas, on lui attribue en outre un rôle architectural important.

On distingue:

- **Les escaliers intérieurs:** Du niveau du rez-de-chaussée à celui de l'étage ou à celui du sous-sol.
- **Les escaliers extérieurs:** Marches d'accès à partir du terrain naturel vers le rez-de-chaussée, l'étage ou le sous-sol.

III.1.2) terminologie :

Un escalier est déterminé par :

- **La montée (hauteur à gravir) :**

C'est la distance entre planchers consécutifs (de plancher à plancher)

- **Emmarchement (E) :**

C'est la largeur praticable de l'escalier qui correspond en général à la grande dimension de la marche (dimension perpendiculaire au sens du déplacement dans l'escalier). L'emmarchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1m, les escaliers de 150 à 200m, ceux de service de 0,70 à 0,90m, les descentes de cave de 1m.

Les valeurs courantes pour l'emmarchement sont les suivantes:

- 70cm pour les escaliers de services,
- 100cm pour les escaliers de caves,
- 90 à 120cm pour les escaliers de bâtiments d'habitation,
- 120 à 200cm pour les escaliers de bâtiments publics.

- **Hauteur de marche :**

C'est la distance verticale séparant le dessus de deux marches successives. Cette hauteur varie généralement entre 16 et 21 cm. Sa détermination relève de considérations relatives à l'ergonomie et au confort d'utilisation de l'escalier, considérations qui seront détaillées dans la suite.

- **Giron :**

C'est la distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives. Le giron varie généralement entre 25 et 32cm pour un escalier intérieur et peut aller au-delà pour un escalier extérieur. Le giron et la hauteur de marche sont reliés par une équation (formule de Blondel) permettant une bonne praticabilité de l'escalier.

- **Profondeur de marche :**

C'est la distance horizontale entre le nez de marche et la contremarche (correspond au giron auquel on rajoute le débord du nez de marche). Cette dimension est parallèle au sens du déplacement dans l'escalier.

- **Marche :**

Elle représente la surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier.

- **Contremarche :**

C'est la face verticale reliant, quand elle existe, deux marches successives.

- **Nez de marche :**

C'est le bord extérieur de la marche, en débord ou non par rapport à la contremarche lorsque celle-ci existe. Lorsqu'il est prévu un débord en nez de marche, il ne doit pas dépasser 10mm, afin d'éviter l'accroche du talon en descente.

- **Palier :**

C'est le plan horizontal plus large que les marches courantes. Deux paliers consécutifs délimitent une volée d'escalier. Si le palier est au même niveau qu'un étage courant du bâtiment, on parle de palier d'arrivée (ou palier de départ). Sinon, il s'agit d'un palier intermédiaire (ou palier de repos).

- **Volée :**

C'est l'ensemble de marches successives, compris entre deux paliers (quelle que soit la nature du palier).

- **Ligne de foulée :**

Elle représente la ligne théorique représentant le parcours usuel lorsque l'on emprunte l'escalier. Le tracé de cette ligne répond à un certain nombre de critères géométriques.

- **Jour d'escalier :**

C'est l'espace central de l'escalier, lorsqu'il est prévu (les deux volées peuvent être accolées. Dans le cas de notre structure, il n'y a pas de jour).

- **Mur d'échiffre :**

C'est le mur parallèle (ou sensiblement parallèle) à la ligne de foulée sur lequel s'appuient les marches lorsque l'escalier est soutenu latéralement. Il est possible d'avoir un ou deux murs d'échiffre.

- **Echappée :**

Elle désigne la hauteur libre la plus faible calculée entre le dessus des marches et la sous-face du plancher supérieur.

- **Dénivelée (D) :**

Elle représente la hauteur de franchissement de l'escalier, c'est-à-dire, la hauteur totale franchie par la volée de l'escalier. Dans un bâtiment, c'est la hauteur comptée de plancher à plancher, revêtements y compris.

- **Reculément (R) :**

Il s'agit de l'encombrement de l'escalier dans le sens de la longueur ; le reculément est la projection verticale de la longueur de l'escalier. En d'autres termes c'est la longueur de la volée d'escalier projeté au sol.

- **Trémie d'escalier :**

C'est l'ouverture ménagée dans le plancher pour permettre le passage de l'escalier.

- **Cage d'escalier :**

Elle désigne le volume dans lequel l'escalier est situé, volume généralement délimité par les murs entourant l'escalier.

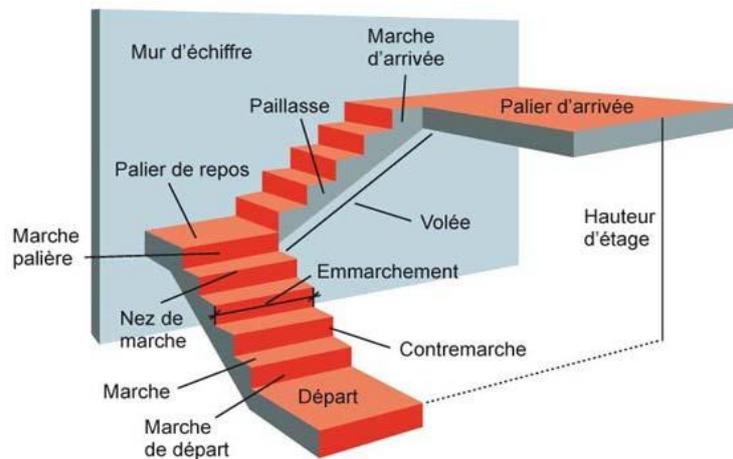


Figure III.1: Différents éléments d'un escalier.



Figure III. 2: Photo d'un escalier préfabriqué en béton armé.

Les plans établis par l'architecte montrent que la tour étudiée dispose de 2 types d'escalier :

- Type 1 : Escalier à paillasse adjacentes,

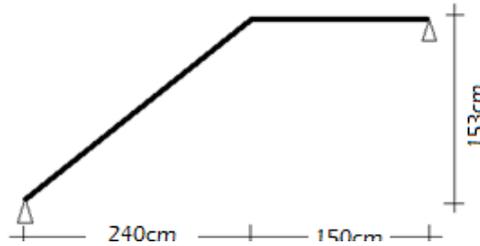


Figure III.3 : Escalier à paillasse adjacentes.

- Type 2 : escaliers à paillasse orthogonales.

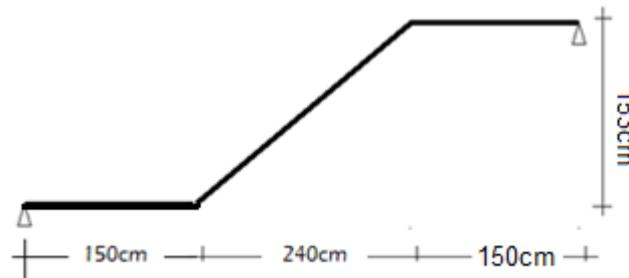


Figure III.4 : Escalier à paillasse orthogonales.

III .1.3) Détermination des dimensions des marches :

1- Calcul de la hauteur de marche :

Le calcul des escaliers est relativement simple. Soit (H) la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur) du plancher fini. Admettons a priori des marches de hauteur (h).

Le nombre de marches ($n = \frac{H}{h}$) n'est pas, en général, un nombre entier ; on prendra donc l'entier immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas.

La longueur de la ligne de foulée sera $L = g(n-1)$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre. Sachant que la hauteur moyenne de marche (h) varie en moyenne entre 14 et 20 cm choisissons une hauteur de marche de 17cm.

La hauteur d'étage (courant) est de 3,06m, et la hauteur à gravir par palier est de = 1,53m,

Le nombre de marches sera de:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches}$$

Soit 9 marches par palier.

La valeur du giron (g) varie généralement entre 27 et 30cm giron. Choisissons une largeur de 30cm pour le giron. Il faut maintenant vérifier l'inégalité de BLONDEL qui s'écrit:

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

(1)

La relation de Blondel est vérifiée.

En conclusion les marches auront les dimensions suivantes : **h = 17cm** et **g = 30 cm**.

Ainsi la paillasse sera inclinée d'un angle de:

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{29} = 0,586 \Rightarrow \alpha = 30,4^\circ \approx 30^\circ$$

L'inclinaison des escaliers est acceptable.

La longueur projetée de la paillasse "l" sera égale à:

$$l = 8 \times 30 = 240\text{cm}$$

L'épaisseur du paillasse peut être estimée par l'inégalité suivante:

$$\frac{l}{30} = 6\text{cm} \leq e \leq \frac{l}{20} = 18\text{cm}$$

Soit une épaisseur de paillasse de 15cm.

2- Charges sur les escaliers :

Les escaliers recevront un revêtement en carrelage de 2cm d'épaisseur.

- **Charges permanentes:**

- **Paliers de repos:**

$$\text{Poids propre du palier} = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Revêtement + mortier de pose} = 80 \text{ kg/m}^2$$

Soit une charge permanente totale sur les paliers de: $375 + 80 = 455 \text{ kg/m}^2$

- **Paillasse:**

$$\text{Poids propre de la paillasse} = (0,15 \times 2500) / \cos \alpha = 433 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Poids propre des marches} = (0,17 \times 2500) / 2 = 212,5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Revêtement + mortier de pose} = 80 \text{ kg/m}^2$$

Soit une charge permanente totale sur la paillasse de: $433 + 80 + 212,5 = 725,5 \text{ kg/m}^2$

Surcharge variable = 250 kg/m^2

a) Escalier type 1:

On déterminera le ferrailage pour une bande de 1m de largeur. Le chargement à l'état limite ultime est représentée sur la figure suivante :

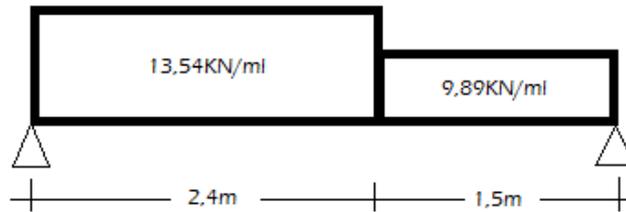


Figure III.5: Charge à l'état limite ultime sur les escaliers à paillasse adjacentes.

Le tableau suivant illustre les charges de calcul des escaliers l'état limite ultime et de service.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU $1,35G + 1,5Q$	ELS G + Q
Paillasse	7,255	2,5	13,54	9,755
Palier	4,55	2,5	9,892	7,05

Tableau III.1 : les charges des escaliers à l'état limite ultime et de service.

a.1) Calcul des sollicitations:

Calcul de la charge équivalente: Cette notion de charge équivalente permet uniquement de faciliter la note de calcul.

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i} \tag{2}$$

$$q_e(u) = \frac{13,54 \times 2,4 + 9,892 \times 1,5}{2,4 + 1,5} = 12,14 \text{ KN / m}^2$$

Calcul des moments et efforts tranchants max:

$$\text{Moment (max)} = \frac{q_e \times l^2}{8} \tag{3}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = \frac{q_e \times l}{2} \tag{4}$$

Le calcul se conduit pour la portée projetée. Le calcul se fait en considérons généralement un encastrement partiel des escaliers aux niveau des poutres. Pour cela on tiendra compte des réductions suivantes:

- Moment en travée: $M_{travée} = 0,85 M_{isostatique}$
- Moment sur appui : $M_{appui} = -0,5 M_{isostatique}$.

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant:

Etat	M(isostatique) (KN.m)	Moment(travée) (KN.m)	Moment(appui) (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	23,08	19,62	11,54	23,67
ELS	16,56	14,08	8,28	//

III.2 Le Calcul des moments et efforts tranchants max.

a.2) Calcul du ferrailage :

On considère une bande d'un mètre linéaire de largeur, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

Données du ferrailage :

$$b = 100\text{cm}; \quad d = 13\text{cm}; \quad c = c' = 2 \text{ cm}; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}; \quad f_{bu} = 14,17\text{MPa}.$$

- **Ferrailage longitudinal :**

Ferrailage en travée: $M_{travée} = 19,62\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19620000}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,0819 < 0,392$$

$A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,107$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,957$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19620000}{0,957 \times 130 \times 348} = 453\text{mm}^2$$

Choix de la section d'armatures : **6HA10/ml.**

Ferrailage en appui: $M_{(appui)} = 11,54\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11540000}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,048 < 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, d'où : $A' = 0$.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0615$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,975$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11540000}{0,975 \times 130 \times 348} = 262 \text{ mm}^2$$

Choix de la section: **4HA10.**

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de:

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,57 \text{ cm}^2$$

les sections adoptées sont supérieures à A_{\min} , on peut donc les conserver.

- **Ferrailage transversal:**

Effort tranchant maximal: $V_u = 23,67 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23,67 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,18 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, d'où:

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \tau_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

On placera des armatures de répartition à hauteur de 5 barres de 8mm de diamètre par mètre linéaire.

La figure suivante présente le schéma de ferrailage des escaliers de type 1.

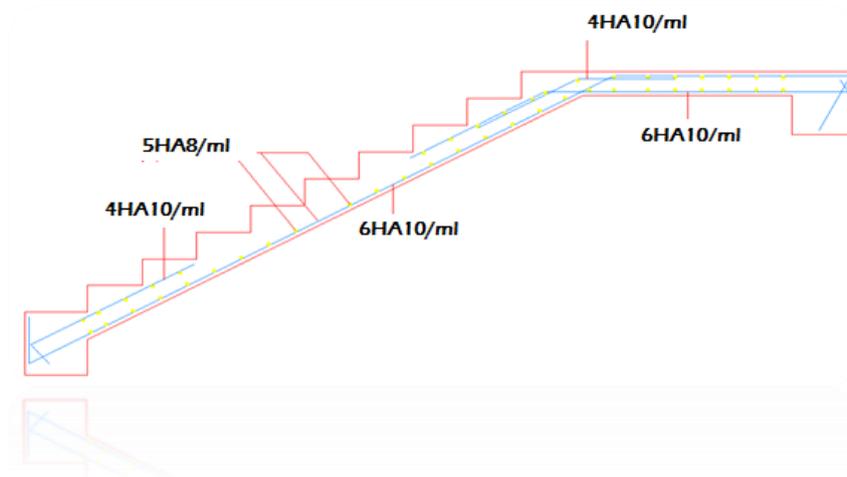


Figure III.6- Schéma de ferrailage des escaliers à paillasse adjacentes.

b) Etude d'escalier type 2 (escaliers à paillasse orthogonales):

Le tableau suivant présente les charges sur ce type d'escaliers.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU 1,35G + 1,5Q
Paillasse	7,255	2,5	13,54
Palier	4,55	2,5	9,892

Tableau III.3 : charges sur les escaliers à paillasse orthogonales.

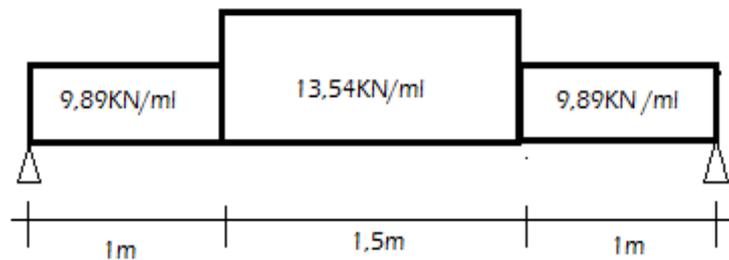


Figure III.7 : charge sur les escaliers a paillasse orthogonale

$$q_e(u) = \frac{13,54 \times 1,5 + 9,892 \times 1 + 9,892 \times 1}{1 + 1,5 + 1} = 11,45 \text{ KN / ml}$$

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs suivantes pour les moments et l'effort tranchant:

Etat	M(isostatique) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M(appui) (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	17,53	14,90	8,76	20,04

Tableau III.4 Le Calcul des moments et efforts tranchants max.

b.1) Calcul du ferrailage

- Ferrailage longitudinal:

Ferrailage en travée: $M_{travée} = 14,90 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14900000}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,0622 < 0,392$$

$A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,08$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,968$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14900000}{0,968 \times 130 \times 348} = 340 \text{ mm}^2$$

Choix : **5HA10/ml.**

Ferrailage en appui: $M(\text{appui}) = 8,76 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8760000}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,0366 < 0,392$$

$A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,981$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 197 \text{ mm}^2$$

Choix: **5HA8/ml.**

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de:

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées sont supérieures à A_{\min} , elles peuvent être conservées.

- **Ferrailage transversal:**

Effort tranchant maximal: $V_u = 20,04 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20,04 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, d'où:

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \tau_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

On placera des armatures de répartition à hauteur de 5 barres de 8mm de diamètre par mètre linéaire.

La figure suivante présente le schéma de ferrailage des escaliers de type 1.

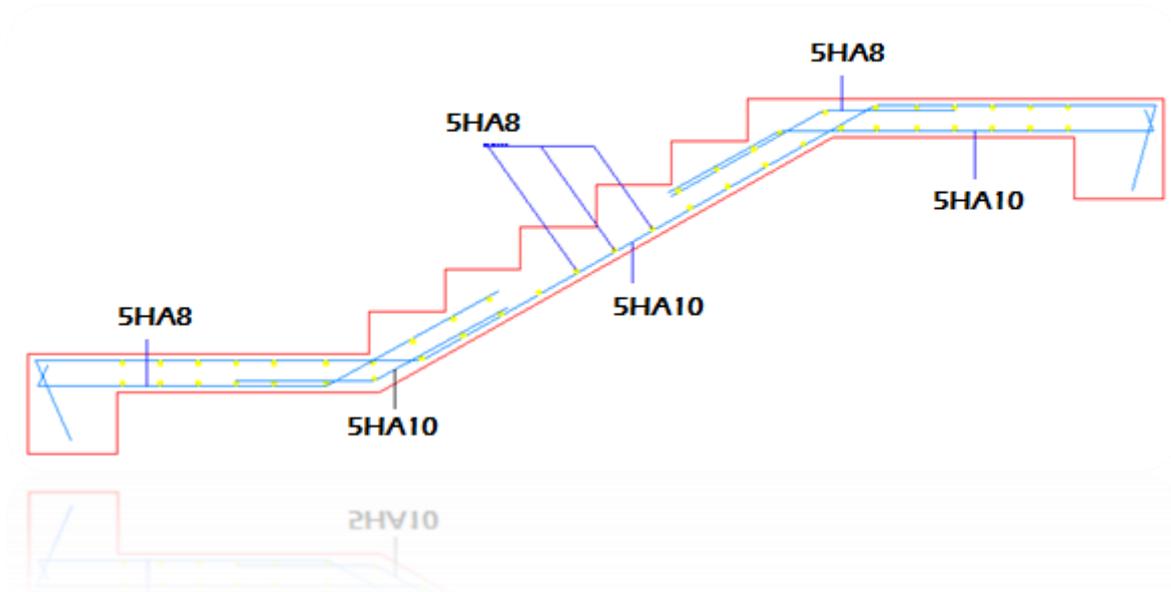


Figure III.8 : Schéma de ferrailage des escaliers à paillasse orthogonale.

III .2) Calcul des planchers :

III .2.1) Rôles des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Ils limitent les étages et supportent les revêtements des sols. Ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitation qui peuvent être à caractère dynamique
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol particulier
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux
- Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau

Les planchers peuvent être coulés sur place ou préfabriqués selon les cas. Dans ce présent projet les planchers sont en dalle pleine et avec hourdis et corps creux ; ils seront coulés sur place.

a) Planchers avec hourdis et corps creux :

Ils s'agit de planchers, de hauteur variable, constitué de corps creux posés sur des nervures, le tout complété par un hourdis (dalle en béton armé de 4 à 6cm d'épaisseur).

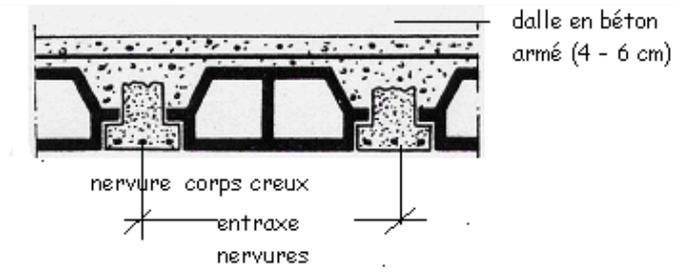


Figure III.9 - Plancher en corps creux.

b) Conditions à respecter pour le dimensionnement des planchers en corps creux :

- Condition d'isolation phonique :
épaisseur du plancher $\geq 16\text{cm}$
- Condition de sécurité incendie :
 - épaisseur du plancher $\geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe feu,
 - épaisseur du plancher $\geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe feu.
- Condition de résistance à la flexion :
épaisseur du plancher $\geq \frac{L}{22.5}$

L : représente la longueur entre nus d'appuis de la plus grande travée.

Dans notre cas la longueur maximale de la travée de la poutrelle entre nus des appuis est de 3,4m.

Soit:

$$h_t \geq \frac{340}{22,5} = 15,11\text{cm}$$

D'où une hauteur totale de plancher de 20cm. Les planchers seront constitués de corps creux de 16cm de hauteur et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III .2.2) Dimensionnement des nervures (poutrelles) :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) comme le montre la figure ci-dessous :

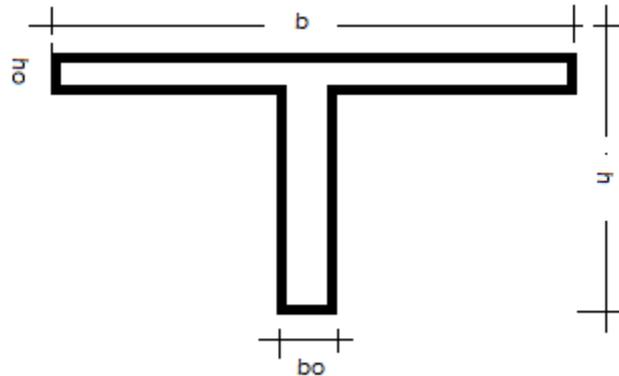


Figure III.10 : section en T pour les poutrelles.

Avec :

h_o : Hauteur de la dalle de compression

b_o : Largeur de la nervure

b : Largeur de la dalle de compression

Le tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques géométriques.

Epaisseur de la dalle de compression (h_o)	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur des nervures (b_o)	10cm
Hauteur utile de la section (d)	18cm
Distance entre nus de deux nervures (L_o)	55cm
Largeur de la nervure (b)	65cm

Tableau III.5 : Caractéristiques géométriques des nervures.

III .2.3) Ferrailage des nervures :

Pour déterminer les sollicitations maximales dans les nervures nous allons appliquer la méthode forfaitaire à cause de sa simplicité. C'est une méthode couramment utilisée pour l'étude des éléments des planchers sous réserve de vérifier certaines conditions citées ci-après.

-Domaine d'application :

La méthode forfaitaire s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- admission des petites fissures au niveau des appuis.
- l'absence des charges rapidement variable dans le temps et de position.
- la surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire inférieure à deux fois la charge permanente et 5kN/m^2 $Q \leq \max \{2G, 5\text{kN/m}^2\}$.
- les éléments des poutres ont une section constante (même inertie).

le rapport d'une portée sur les portées voisines est compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \left(\frac{L_i}{L_i - 1}, \frac{L_i}{L_i + 1} \right) \leq 1.25 \quad (5)$$

- Application de la méthode:

- $Q = 1000 \text{ N/m}^2 < 5000\text{kN/m}^2$, et $Q = 1000\text{N/m}^2 < G = 3480\text{N/m}^2$.
- La section est constante dans toutes les travées (les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées): $I = \frac{bh^3}{12} = \text{Constante}$,
- Les portées successives doivent être dans un rapport comprises entre : 0,8 et 1,25
- Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable,

III .2.4) Calcul des planchers en corps creux :

1) Etude des nervures :

Nous allons étudier uniquement la travée la plus sollicitée et on généralisera la ferrailage pour l'ensemble des autres travées. La travée étudiée représente une poutre continue sur 7 appuis, comme le montre la figure suivante :

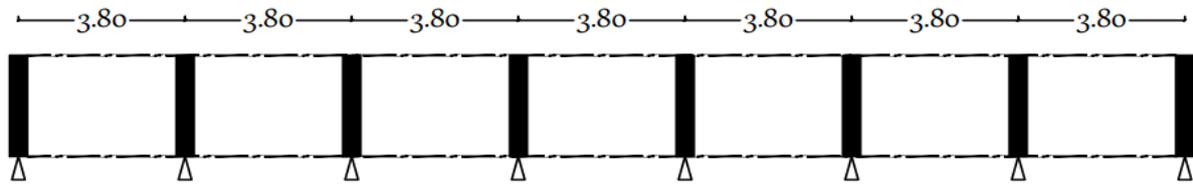


Figure III.11 : Poutrelles à 7 travées.

2) Ferrailages des nervures du plancher terrasse:

Le plancher terrasse recevra les charges suivantes : charge permanente "G", action de la neige "Sn" et charge d'exploitation "Q".

Evaluation des charges :

Plancher	G (kg/m ²)	Sn (kg/m ²)	Q (kg/m ²)	1,35G+1,5Q+Sn	G+Q+0,77Sn
Terrasse	348	12	100	631,8	457,24

Tableau III.6 : Charges sur les nervures du plancher terrasse.

La charge linéique sur les poutrelles sera égale aux charges présentées dans le tableau suivant multiplié par l'entraxe, soit 65cm.

$$\text{Etat limite ultime:} \quad Q_u = 0,65 \times 631,8 = 410,67 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Etat limite de service:} \quad Q_s = 0,65 \times 457,24 = 297,21 \text{ kg/ml}$$

Les valeurs des moments et des efforts tranchants sont reportées dans le tableau suivant:

	Travée	A	M ₀	M _A	M _t
ELU	BC	0,22	741,26	370,63	630,071
ELS	BC	0,22	536,46	268,23	455,99

Tableau III.7 : valeurs des Moments et efforts tranchants des nervures (plancher terrasse).

2.a) Calcul des armatures des nervures :

Pour le calcul du ferrailage, on considérera la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section T é soumise à la flexion simple. Selon les règles du béton armé :

Si : $M_u < M_t$, alors l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Si : $M_u > M_t$, alors l'axe neutre se trouve dans la nervure.

2.b) Moment de la table de compression:

$$M_{\text{tab}} = b h_0 \sigma_b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 5894,72 \text{ kg.m} > M_{\text{tr}} = 630,071 \text{ kg.m}$$

Nous avons $M_u < M_t$, l'axe neutre se trouve donc au niveau de la table de compression, la section à étudier est une section rectangulaire (0,65×0,2) soumise à la flexion simple.

- A l'état limite ultime :

	M_u	μ	α	B	A_u
Travée	630,07	0,0211	0,0226	0,989	1,017
Appuis	370,63	0,0124	0,0156	0,994	0,595

Tableau III.8 : Valeur des moments en appuis et en travée (ELU).

- A l'état limite de service :

	M_u	μ	α	B	A_s
Travée	455,99	0,0152	0,019	0,992	0,734
Appuis	268,23	0,00896	0,0112	0,995	0,430

Tableau III.9 : Valeur des moments en appuis et en travée (ELS).

- Condition de non fragilité : Elle s'écrit :

$$A_{\text{min}} = 0,23(bd) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(10 \times 18) \times \frac{2,1}{400} = 22\text{mm}^2$$

Désignation	Acalculé (cm ²)	Amin (cm ²)	Amin(cm ²)	Amax (cm ²)	Aadp (cm ²)
Travée	1,017	1.41	0,22	1.41	2HA12 = 2.26
Appuis	0,595	0.22	0.222	0,595	1HA12 = 1,13

Tableau III.10 : récapitulatif des résultats.

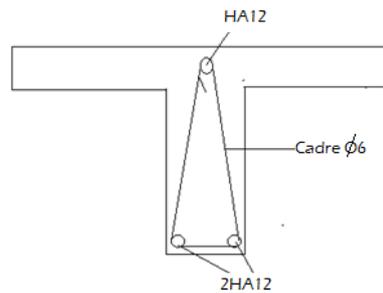


Figure III.12 - Schéma de ferrailage des nervures.

2.c) Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement se fait en comparant la contrainte de cisaillement (τ_u) à la contrainte de cisaillement admissible ($\bar{\tau}_u$). On a

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \text{ [MPa]},$$

avec:

$$V_u = \frac{Q_u \times \text{portée}}{2} = \frac{410 \times 67 \times 3,8}{2} = 780,27 \text{ kg}$$

$$\text{donc on a: } \tau_u = \frac{780,27}{100 \times 180} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \text{Min} \{ 3,33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} > 0,43 \text{ MPa}$$

la condition est vérifiée.

3) Calcul des nervures des étages courants :

Au niveau des étages courants seules interviennent les charges permanentes "G" et la surcharge d'exploitation "Q". Leurs valeurs sont indiquées dans le tableau suivant :

Plancher.	G [kg/m ²]	Q [kg/m ²]	$q_u = 1,35G + 1,5Q$
Etage courant	261	150	577,35

Tableau III.11: les charges sur les nervures du plancher étage courant .

La charge linéique sur la nervure vaut :

$$Q_u = 0,65 q_u = 0,65 \times 577,35 = 375,28 \text{ kg/m} ;$$

Pour le calcul des sollicitations nous avons utilisé la méthode forfaitaire, et les moments de calcul en travée (M_t) et en appui (M_A) sont reportés dans le tableau suivant:

Etat	Travée	A	M_0	M_A	M_t
ELU	BC	0,36	677,38	338,69	575,773

Tableau III.12 : valeur des Moments et efforts tranchants des nervures (étage courant).

Le moment dans la table de compression vaut :

$$M_{tab} = b h_0 \sigma_b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 5894,72 \text{ kg.m} > M_{tr} = 575,773 \text{ kg.m}$$

Nous avons $M_u < M_t$, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc la section à étudier sera comme une section rectangulaire soumise à de la flexion simple. Nous reportons uniquement les valeurs trouvées du ferrailage.

Zone	M_u	μ	A	B	A_u
Travée	575,773	0,019	0,024	0,9904	0,928
Appuis	338,69	0,013	0,014	0,994	0,544

Tableau III.13 : Valeur des moments en appuis et en travée (ELU).

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui s'écrit:

$$A_{min} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Désignation	A calculé (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{pm} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	Choix
Travée	0,928	1.41	1.3	0,928	2HA12
Appuis	0,544	0.22	0.20	0,544	HA12

Tableau III.14: récapitulatif des résultats.

C'est le même ferrailage que celui des nervures de la toiture terrasse. Ainsi la totalité de nos nervures seront ferrillées longitudinalement par 2 barres HA12, en travée et 1 barres HA12 en appui. Le tout relié par des cadres triangulaires de 6mm de diamètre.

Le détail du ferrailage des nervures est présenté dans la figure suivante:

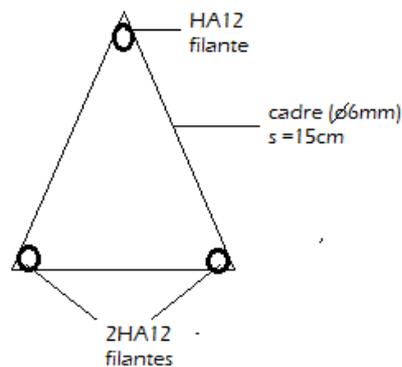


Figure III.13 : Détails des armatures des nervures.

III .2.5) Ferrailage de la dalle de compression des planchers avec hourdis et corps creux :

Le hourdis de 4cm d'épaisseur doit être ferrillé par des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser:

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures;
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Par ailleurs l'écartement entre-axes des nervures est de 65cm (compris donc entre 50 et 80 cm), par voie de conséquent la section d'aciers perpendiculaires aux nervures, exprimée cm^2/ml doit être au moins

égale à:

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 0,02 \times 1 \times \frac{200}{f_e} \quad (f_e \text{ en MPa})$$

Avec:

f_e = limite élastique des aciers utilisés,

l = portée entre-axes des nervures exprimée en cm.

$$\text{soit dans notre cas : } A_{\perp \text{ nervures}} = 0,02 \times 1 \times \frac{200}{f_c} = 0,02 \times 65 \times \frac{200}{500} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures de ces dernières, doivent avoir une section au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires. En général, le hourdis est armé de rouleau de treillis soudés à maille carrée ou rectangulaire.

$$A_{\parallel \text{ nervures}} = \frac{A_{\perp \text{ nervures}}}{2} = \frac{0,52}{2} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La dalle de compression sera ainsi ferrillée par un treillis soudés de 6mm de diamètre avec un maillage rectangulaire de 20cm.

$$A_{\perp \text{ nervures}} = A_{\parallel \text{ nervures}} = 1,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

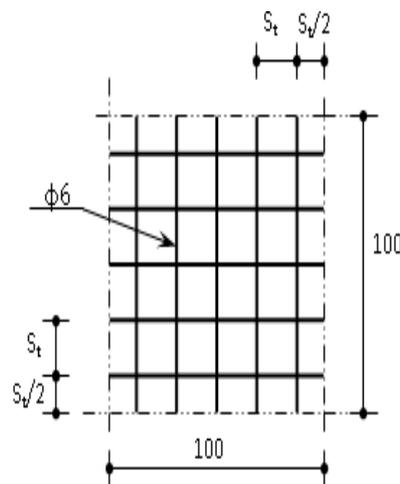


Figure.14 : Dispositions constructives des armatures de la dalle de compression.

III .3) Calcul du ferrailage du plancher en dalle pleine

Pour la détermination des sollicitations on utilise la méthode simplifiée. La dalle est considérée comme totalement ou simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie.

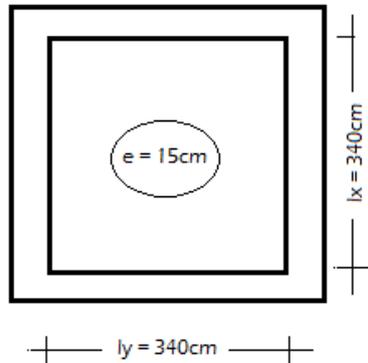


Figure III.15 : Dimensions des panneaux.

Le rapport des dimensions du panneau vaut:

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,4}{3,4} = 1 > 0,4, \quad \text{Le panneau porte donc dans les 2 sens.}$$

1) Méthode de calcul des dalles portant dans les deux directions :

Si le rapport des portées est compris $\left(0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \right)$, alors la dalle sera considérée comme portante dans les deux directions. En pratique, deux méthodes peuvent être utilisées pour le calcul des

Moments dans les deux sens:

1. Abaques de Pigeaud;
2. L'annexe F des règles CBA93.

C'est la première méthode qui sera utilisée, ci-après un bref exposé.

- **Abaques de Pigeaud:**

Ils permettent de déterminer les moments maximaux suivant la petite et la grande portée pour les dalles rectangulaires, simplement appuyées sur leur pourtour, soumises aux charges suivantes:

1. charge uniformément répartie sur toute la surface de la plaque;

2. charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique de la plaque.

Dans le cas d'une charge uniformément répartie sur toute la surface de la dalle, les moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, ont pour expressions:

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = P (M_1 + \nu M_2)$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = P (M_1 \nu + M_2)$

Avec:

P = charge totale répartie sur la plaque à l'état limite considéré;

$(M_1 ; M_2)$ = coefficients donnés par l'abaque suivant.

ν = coefficient de poisson, dont la valeur vaut 0.2 pour l'étude à l'état limite ultime.

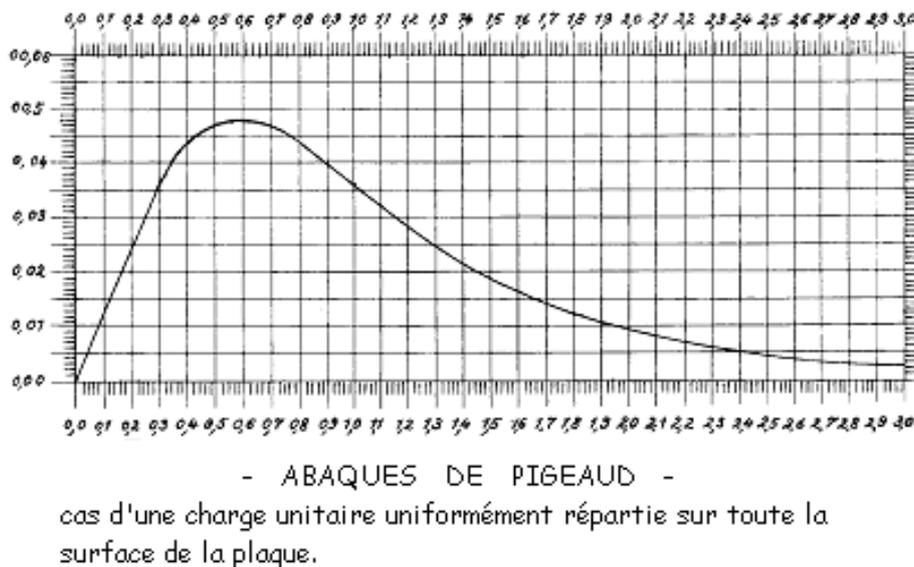


Figure III.16: Abaques de Pigeaud.

2) Charges sur la dalle:

A l'état limite ultime, nous avons:

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 (629) + 1,5 (500)) 3,4 \times 3,4 = 18486 \text{ kg}$$

Les abaques de Pigeaud donnent:

Pour $\varphi = 1 \rightarrow M_1 = 0,036$; et $M_2 = 0,036$

D'où les moments isostatiques suivants:

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P_u = (0,036 + 0 \times 0,036) 18486 = 665,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = (M_1 \cdot \nu + M_2) = (0,036 \times 0 + 0,036) 18486 = 665,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Compte tenu de la continuité, on adoptera comme valeurs des moments de calcul:

$$\text{En travée: } M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 0,75 \times 1399,86 = 565,7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{En appui dans les 2 sens: } M_a = -0,5 M_x = -332,7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

III .3.1) Ferrailage de la dalle :

La fissuration étant peu nuisible, on limitera l'étude uniquement à l'état limite ultime.

La dalle sera calculée comme une poutre de largeur $b = 1\text{m}$ et de hauteur $d = 0,13\text{m}$

a) Ferrailage longitudinal :

- Armatures en travée

Le panneau étant carré, le ferrailage sera le même dans les 2 sens,

$$M_{tx} = 565,7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu_{tx} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{5675000}{1000 \times 130^2 \times 14,16} = 0,024 < \mu_l = 0,392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0299$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,988$$

Section d'armatures:

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5675000}{0,988 \times 130 \times 348} = 127 \text{ mm}^2$$

La hauteur utile "d" à considérer dans les calculs, change selon la direction. Soit d_x et d_y , les valeurs respectives pour les barres d'armature dirigées dans les sens des axes x et y. La section A_x est prise comme celle dans la direction principale, c'est-à-dire du lit d'armature le plus proche de la face tendue

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$$

- **Armatures en appui :** $M_a = - 332,7 \text{ kg.m}$

$$\mu_{ax} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3327000}{1000 \times 130^2 \times 14,16} = 0,0138 < \mu_1 = 0,392$$

$\rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0174$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,993$$

Section d'armatures:

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3327000}{0,993 \times 130 \times 348} = 74 \text{ mm}^2$$

- **Condition de non-fragilité: Elle s'écrit :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \left(\frac{f_{tj}}{f_e} \right) \left(\frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \right) b \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) \left(\frac{3 - \frac{3,4}{3,4}}{2} \right) 1000 \times 130 = 157 \text{ mm}^2$$

Le minimum d'armatures dans notre cas correspond au ferrailage sur appui et en travée dans les 2 sens .

Les panneaux de la dalle seront ferrillés de la manière suivante:

En travée (armatures en bas) : 5HA8/ml dans les 2 directions

En appui: (chapeaux placés vers le haut) : 5HA8/ml dans les 2 directions.

$$5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ m}^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Conditions sur l'espacement des barres : Les charges sont réparties, on doit s'assurer que les espacement des barres répondent aux exigences suivantes :

Min entre $3h$ et $33\text{cm} = 33\text{cm}$. condition respectée puisque l'espacement réel est de 20cm .

la fissuration étant peu nuisible, il n'y a pas de condition à respecter sur le diamètre.

- Choix de diamètre des armatures : $\phi \leq h/10 = 15\text{mm}$

b) Ferrailage transversal :

L'effort tranchant maximal vaut:

$$T_u = \frac{P_u}{3l_x} = \frac{184860}{3 \times 3,4} = 18123,5 \text{ N}$$

D'où une contrainte tangente de:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{18123,5}{100 \times 130} = 0,139 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires. Pour la longueur des chapeaux, on prolongera les armatures de $\left(\frac{\text{Portée}}{5}\right)$ de part et d'autre du nu des poutres, soit une longueur totale de:

$$30 + 2 \left(\frac{340}{5} \right) = 166 \text{ cm}$$

- Vérification de la flèche :

La vérification de flèche n'est pas indispensable dans les cas suivants :

- $\frac{h}{l_x} = \frac{15}{340} = 0,044 > 0,0375 \quad h/L_x$
- $\frac{h}{l_x} = \frac{15}{340} = 0,044 > \frac{M_t}{20 M_x} = 0,012$
- $\frac{A}{100 d} = \frac{2,51}{100 \times 13} = 0,0019 < \frac{2}{f_e} = 0,005$

Les trois conditions sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

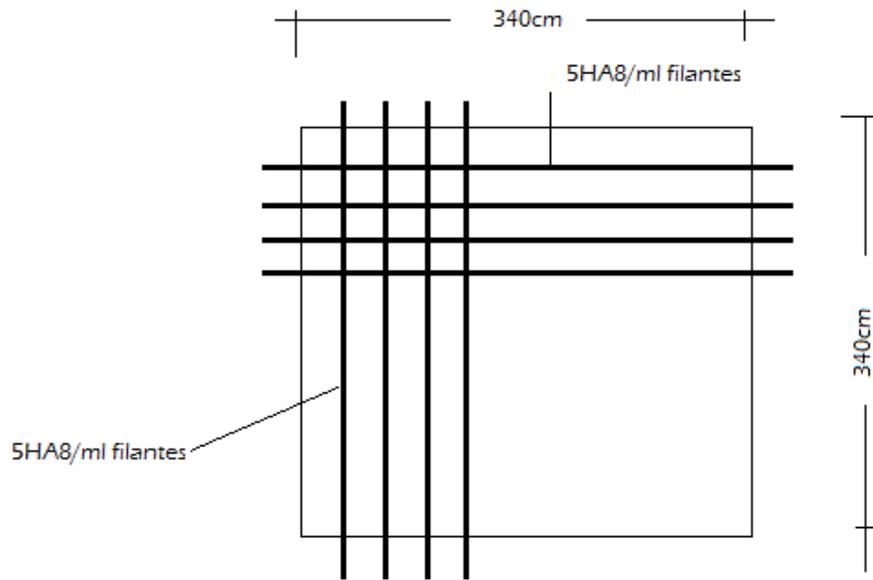


Figure III.17: Schéma du ferrailage en travée de la dalle (nappes inférieures).

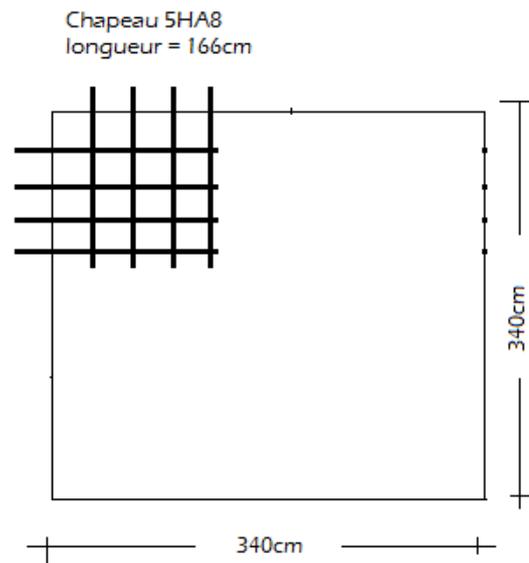


Figure III.18: Schéma du ferrailage en appui de la dalle.

III.3.) Calcul de l'acrotère

III.3.1) Rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité réalisé au niveau de la terrasse. Il forme une paroi protégeant contre tout risque de chute.

III.3.2) Charges sur les acrotères :

- Les acrotères sont soumis aux actions suivantes.
- Les charges permanentes principalement leur poids propre.
- Les charges d'exploitations (dite main courante).
- Les charges d'entretien des toitures: Les charges d'entretien sont considérées comme des actions variables au même titre que les charges d'exploitation. Il est précisé que ces charges ne sont pas cumulables avec les charges climatiques.
- Les charges climatiques, principalement le vent.
- Les charges accidentelles: Les seules charges accidentelles à prendre en compte sont celles dues aux séismes.

III.3.3) Détermination des armatures dz l'acrotère :

L'acrotère sera ferrailé en flexion simple (dans la plupart des cas le poids propre de l'acrotère est négligé) sous l'action d'un moment découlant du cas le plus défavorable entre l'action de la main courante "Q" et l'action sismique représentée par une force horizontale notée « F_p ».

1) Effets horizontaux sur les gardes corps :

Les appuis de balcons, garde-corps, rampes et leurs ouvrages seront calculés pour une force horizontale appliquée à la partie supérieure dont la valeur est:

- $F = 100\text{kg/ml}$ pour les emplacements recevant du public.
- $F = 60\text{kg/ml}$ pour les emplacements privés.

Ainsi valeur de la main courante pour le calcul de notre acrotère sera de 100kg/ml .

2) Force sismique sur l'acrotère :

Selon la réglementation en vigueur en Algérie, les acrotères doivent résister en cas de séisme. Et dans ce cas l'action sismique sur ces éléments non structuraux est donnée par l'article (6.3.2) des règles

RPA/2003. Selon ces règles, les forces horizontales de calcul sur les éléments non structuraux (tels que les acrotères et les cheminées par exemple) sont calculées suivant la formule suivante:

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

Avec :

A = Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1 du RPA,

C_p = Facteur de force horizontale = 0,8 (voir tableau 6.1 du RPA/99),

W_p = Poids propre de l'acrotère.

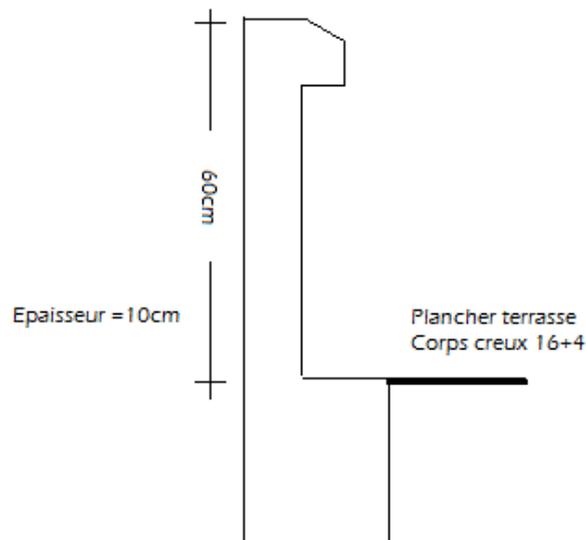


Figure III.19 : Dimensions de l'acrotère du bâtiment étudié.

3) Evaluation des charges sur l'acrotère :

Calcul du poids de l'acrotère : il sera évalué à partir des volumes de béton mis en place pour une bande de largeur unité ($b = 1m$).

$$W_p = \gamma_{\text{béton}} \times S \times 1m$$

$$W_p = 2500 \times \left[\frac{1}{2} (0,02 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) \right] = 172,5kg$$

Effort sismique au sommet de l'acrotère :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 172,5 = 82,8kg/ml ;$$

Valeur de la main courante :

$$F = 100kg/m$$

A l'état limite ultime, l'action de la main courante sera majorée de 50%, soit :

$$F_{ELU} = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg}$$

On constate que l'action de la main courante est supérieure à celle induite par la séisme. Ainsi, le cas le plus défavorable correspond à la main courante qui servira au ferrailage de l'acrotère.

Ferrailage de l'acrotère : Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple avec une largeur de 1m:

Hauteur utile :

$$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

4) Calcul des moments aux états limites ultimes et de service :

a) Etat limite ultime

$$M_u = F_{ELU} \times h_{\text{acrotère}} = 150 \times 0,6 = 90 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

Avec: $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$;

$$\mu = \frac{90 \cdot 10000}{1000(80)^2 \cdot 14,17} = 0,0099 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne}$$

sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0124$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0124) = 0,995$$

Section d'acier à l'état limite ultime :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{90 \times 10000}{0,995 \times 80 \times 348} = 32,5 \text{ mm}^2$$

b) Etat limite de service :

$$M_{ELS} = F \times h_{\text{acrotère}} = 100 \times 0,6 = 60 \text{ kg.m}$$

Bornage de la contrainte dans les aciers:

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable alors:

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{30 M_{ser}}{b_0 (h-c)^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 60 \times 10^4}{1000(100-20)^2 \times 201,6} = 0,0139$$

$\alpha = f(\mu)$, est déterminé d'après un abaque.

$$\mu = 0,0139 \Rightarrow \alpha = 0,115$$

D'où une section à l'état limite de service de :

$$A_s = \frac{b.d.\alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1000 \times 80 \times (0,115)^2}{30(1-0,115)} = 39,8 \text{ mm}^2$$

La contrainte dans le béton sera de:

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s.\alpha}{n(1-\alpha)} = \frac{215,6 \times 0,115}{15(1-0,115)} = 1,75 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La condition sur la contrainte de compression est vérifiée.

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23(bd) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(1000 \times 80) \times \frac{2,1}{400} = 96,6 \text{ mm}^2$$

Par ailleurs la norme (NF P10-203-1) relative au document réglementaire unifié 20.12, impose pour les acrotères une section minimale égale à:

$$A = 0,5 \left(\frac{B}{100} \right) = 0,5 \left(\frac{10 \times 60}{100} \right) = 3 \text{ cm}^2$$

c) Choix de la section des armatures

$$A = \max(A_u; A_{ELS}; A_{\min}, A) = 3 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section d'armatures longitudinales constituée de **6HA8/ml**,

5) Armatures de répartition (A_r) :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Soit pour les armatures de répartition une section constituée de **4HA8/ml**.

6) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad (\tau_u: \text{contrainte de cisaillement maximale})$$

avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$\text{Avec : } V_u = 1,5F = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{150 \times 10}{10^3 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec:

$$\overline{\tau}_u = \frac{0,075}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,075}{1,5} \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} .$$

La condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux.

Disposition des armatures : étant donné le sens aléatoire du séisme et du vent, on placera des armatures longitudinales symétriques sur les 2 faces de l'acrotère. Le schéma du ferrailage final est illustré à travers la figure suivante:

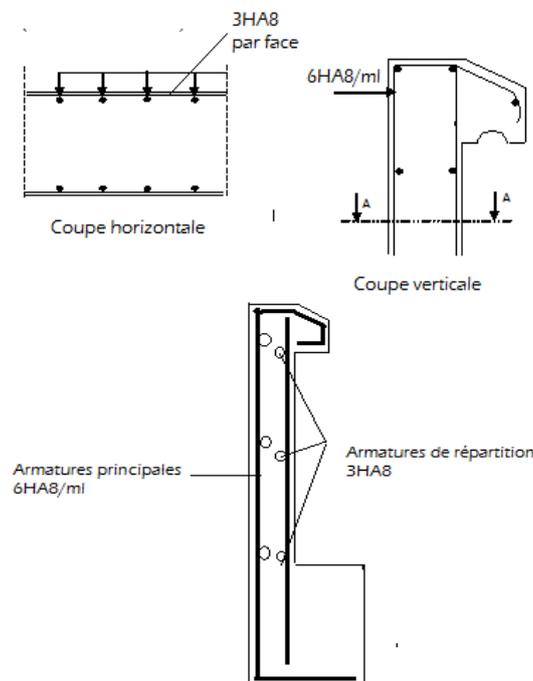
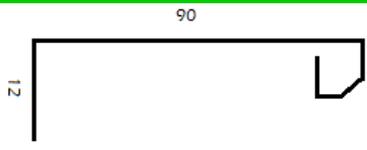
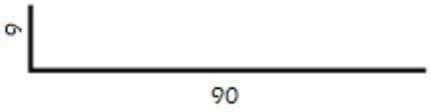


Figure III.20: Schémas de ferrailages de l'acrotère.

III.3.4) Calcul du métré :

L'acrotère est réalisé béton (épaisseur de la paroi = 10cm) sur tout le pourtour de la tour qui s'étend sur 101,2m. Soit un volume de béton nécessaire de : $V_{\text{béton}} = 0,069 \times 101,2 = 6,98 \text{ m}^3$

Les armatures longitudinales seront dotées d'un ancrage avec retour droit égal à au moins 10 fois le diamètre utilisé. On placera 6 pour chaque mètre. Les armatures de répartition seront elles aussi dotées d'un retour droit au niveau de la poutre d'appui. L'acrotère sera renforcé par 3 armatures horizontales sur chaque face.

Désignation	Forme	Nombre
Armature principale d) Face extérieure		6HA8/ml
Armatures principale e) Face intérieure		6HA8/ml

III.4) Calcul des balcons

III.4.1) Introduction :

Les balcons sont généralement réalisés en dalles pleines. Ils sont encastrés au niveau de poutres horizontales. Les charges à prendre en compte dans le calcul des balcons sont les suivantes:

- Le poids propre de la dalle,
- Le poids du revêtement (mortier de pose+ revêtement),
- Une charge concentrée à l'extrémité libre, représentant le poids du garde corps,
- La charge d'exploitation = 350kg/m^2 , selon le DTR BC-2.42.

Les balcons seront calculés comme des consoles horizontales encastrés aux niveaux des poutres. Leur épaisseur "e" est déterminée suivant l'inégalité suivante :

$$\frac{l}{15} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

Où "l" représente la portée de l'encorbellement du balcon. Dans notre cas $l = 1,2\text{m}$, soit :

$$\frac{120}{20} = 6\text{cm} \leq e \leq \frac{120}{15} = 8\text{cm}$$

Les valeurs trouvées sont très faible, on opte pour la valeur standard de 15cm.

III.4.2) Evaluation des charges sur le balcon:

- | | | |
|---|----------------------|--------------------|
| b) Poids propre de la dalle en béton: | $0,15 \times 2500 =$ | 375kg/m^2 |
| c) Revêtement en carrelage + Mortier de pose: | | 80kg/m^2 |
| d) Garde corps métallique: | | 100kg/ml |
| e) Surcharge d'exploitation: | | 350kg/m^2 |

III.4.3) Calcul des moments :

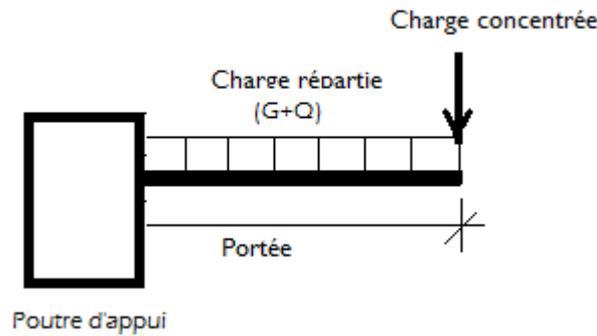


Figure III.21 : les charges sur le balcon.

Le moment d'encastrement ainsi que l'effort tranchant au niveau de l'encastrement (zone critique) sont calculés conformément aux 2 expressions suivantes :

$$\text{Moment} = \frac{\text{Charge répartie} \times \text{Portée}^2}{2} + \text{Charge concentrée} \times \text{Portée}$$

$$\text{Effort tranchant} = \text{Charge répartie} \times \text{Portée} + \text{Charge concentrée}$$

Soit pour une portée de 1,2m, les valeurs suivantes :

$$M_u = 1,35 \left[(375 + 80) 1,2 \times \frac{1,2}{2} \right] + 1,35 (100 \times 1,2) + 1,5 \left[(350) 1,2 \frac{1,2}{2} \right] = 982,2 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_s = \left[(375 + 80) 1,2 \times \frac{1,2}{2} \right] + (100 \times 1,2) + \left[(350) 1,2 \frac{1,2}{2} \right] = 699,6 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1,35 ((375 + 80) 1,2) + 1,35 (100) + 1,5 ((350) 1,2) = 1502,1 \text{ kg}$$

III.4.4) Ferrailage :

a) Calcul du ferrailage longitudinal :

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration sera considérée comme préjudiciable. Le balcon est un élément travaillant en flexion simple. On déterminera le ferrailage pour une bande de 1m de largeur.

a.1) Ferrailage à l'état limite ultime: $M_u = 982,2 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = \frac{982,2 \times 10000}{14,17 \times 1000 \times 130^2} = 0,041 < \mu_l = 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,0523$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,979$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \left(\frac{F_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{982,2 \times 10000}{0,979 \times 130 \times 348} = 221,7 \text{ mm}^2$$

a.2) Ferrailage à l'état limite de service: $M_s = 699,6 \text{ kg.m}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où:

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \left[\frac{2f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \right\} = 202 \text{ MPa}$$

f) Détermination de α

$$\mu = \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \gamma_s} = \frac{30 \times 6996000}{1000 \times 130^2 \times 202} = 0,061$$

pour $\mu = 0,061$, on détermine à partir d'un abaque la valeur de $\alpha = 0,225$

et la section d'armatures à l'état limite de service sera de:

$$A_s = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1000 \times 130 \times 0,225^2}{30(1-0,225)} = 283 \text{ mm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

Elle s'écrit :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{1000 \times 130 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{principale}} = \text{Max} (A_u, A_s, A_{\min}) = 2,83 \text{ cm}^2$$

Section adoptée :

$$A_{\text{principale}} = \mathbf{6HA8/ml} = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit un espacement de 17cm.

- **Armatures de répartition :**

Les armatures de répartition sont déduites par la formule suivante :

$$A_{\text{rép}} = \frac{A}{4} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_r = \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit un espacement de 25cm.

- **Conditions à respecter pour les armatures:**

Diamètre minimal: la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à

6mm, condition vérifiée, puisque le diamètre choisi est de 8mm.

Espacement minimal: En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales dans le sens porteur doit respecter la condition suivante :

$$s_t \leq \text{Min} \{2h, 25\text{cm}\} = 25\text{cm}$$

Condition vérifiée puisque l'espacement réel des barres dans cette direction est de 17cm

b) Ferrailage transversal :

La fissuration étant considérée comme préjudiciable τ_u doit être au plus égale à la plus petite des 2 valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangente maximale vaut:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15021}{1000 \times 130} = 0,115 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

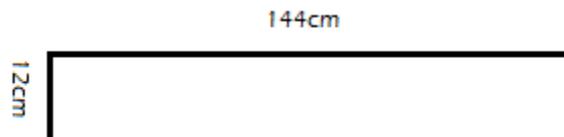
Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

III.4.5) Calcul du mètre

Les balcons seront réalisés en dalle pleine de 15cm d'épaisseur, soit pour une bande de ml de largeur un volume de béton de :

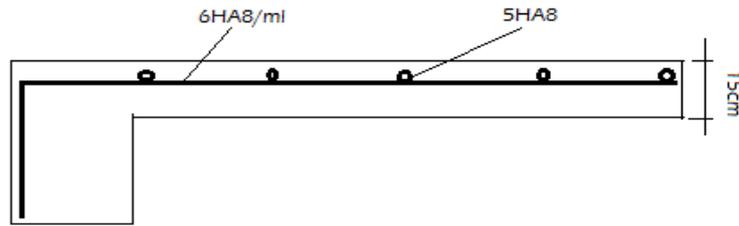
$$V_{\text{béton}} = 0,15 \times 1,2 = 0,18 \text{ m}^3 / \text{ml}$$

Les armatures longitudinales seront dotées d'un ancrage avec retour droit égal à au moins 10 fois le diamètre utilisé. On placera 6 pour chaque mètre. Les armatures de répartition seront elles droites et posées sur la face supérieure des armatures porteurs. On placera 5 barres par balcons.



III.22: Détails armatures principales.

Désignation	Forme	Nombre
A principale		6/ml
A répartition		5



III.23 : Schéma de ferrailage des balcons.

III.4.6) Détermination du ferrailage de la poutre d'appui sous torsion :

La poutre d'appui du balcon est sollicitée par un moment de torsion correspondant au moment d'encastrement, soit :

$$T_u = 982,2 \text{ kg.m}$$

1-Calcul du périmètre "u" et de la surface "Ω" :

L'épaisseur fictive: On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi " b_t " est égale au sixième du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section. Dans le cas d'une section rectangulaire cela correspond à la largeur.

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Le périmètre "u":

$$u = 2(a + b - 2e) = 2(35 + 30 - 2 \times 5) = 110 \text{ m}$$

La surface "Ω":

$$\Omega = (a - e)(b - e) = (35 - 5)(30 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

2. calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_u}{2\Omega e} = \frac{982,2 \times 10^4}{2 \times 750 \times 10^2 \times 5 \times 10} = 1,31 \text{ MPa} < \tau_{u \text{ limite}} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition sur la contrainte est vérifiée.

3. Calcul des armatures longitudinales "A_l":

Les armatures longitudinales sont calculées conformément à la relation suivante :

$$A_l = \frac{T_u \times u}{2\Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{982,2 \times 10^4 \times 1100}{2 \times 750 \times 10^2 \times \left(\frac{400}{1,15} \right)} = 207 \text{ mm}^2 = 2,07 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_l = 6HA8 = 3,01 \text{ cm}^2.$$

4. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales " A_t " peuvent être déterminées à partir de l'égalité suivante:

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{T_u}{2\Omega} \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Choisissons pour les armatures transversales un cadre HA8.

d'ou: $A_t = 0,50 \text{ cm}^2$.

L'espacement des cadres sera de:

$$s_t = \frac{2 \times \Omega \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{T_u} = \frac{2 \times 750 \times 10^2 \times 0,50 \times 10^2 \times 348}{982,2 \times 10^4} = 266 \text{ mm} = 26,6 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

5. Vérifications du ferrailage minimal

a) Armatures longitudinales :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$1) \quad A_{l \min 1} = \frac{\tau_u \times e \times u}{2 f_e} = \frac{1,31 \times 50 \times 1100}{2 \times 400} = 90 \text{ mm}^2 = 0,9 \text{ cm}^2$$

on constate que la condition est vérifiée puisque $A_l = 4,02 \text{ cm}^2$.

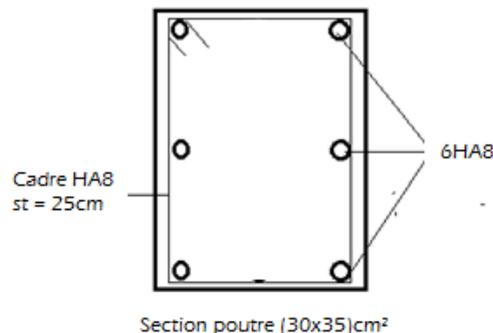
b) Armatures transversales :

Il faut vérifier la condition suivante:

$$A_{t \min 1} = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{2 f_e} = \frac{1,31 \times 50 \times 250}{2 \times 400} = 20,4 \text{ mm}^2 = 0,204 \text{ cm}^2$$

là aussi la condition est vérifiée puisque $A_t = 0,50 \text{ cm}^2$.

En définitive, la poutre qui en plus des armatures de flexion (qui eux seront déterminées par la suite) recevra un renfort d'armatures supplémentaires pour compenser le moment de torsion. Ces armatures de torsion seront placées au niveau du périmètre de la section comme le montre la figure suivante :



III.24: Armatures de torsion de la poutre d'appui.

Chapitre IV : Présentation sommaire du logiciel "Robot"

IV) Introduction

Le calcul des sollicitations, notamment les moments fléchissant, les efforts normaux et les efforts tranchants dans éléments porteurs de la structure que sont les poteaux, les poutres et les voiles nécessitent le recours à l'utilisation d'un logiciel spécialisé. . Pour atteindre cet objectif, nous avons utilisé le logiciel de calcul des structures «ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014», logiciel fréquemment utilisé par les bureaux d'études locaux et dont nous présentons ci-après un bref aperçu.

IV .1) Présentation sommaire du logiciel robot :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2010 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de :

- Modéliser des structures, Les calculer,
- Vérifier les résultats obtenus,
- Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

C'est un logiciel qui permet de modéliser tous types de structures en génie civil (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques etc.). Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algériennes en vigueur à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99" et les Règles "CBA93".

IV .2) Vue tridimensionnel de l'ouvrage :

La figure ci-dessous présente la modélisation tridimensionnelle de la tour qui fait l'objet de notre présente étude. Cette modélisation est beaucoup plus proche de la réalité que les modélisations bidimensionnelles.

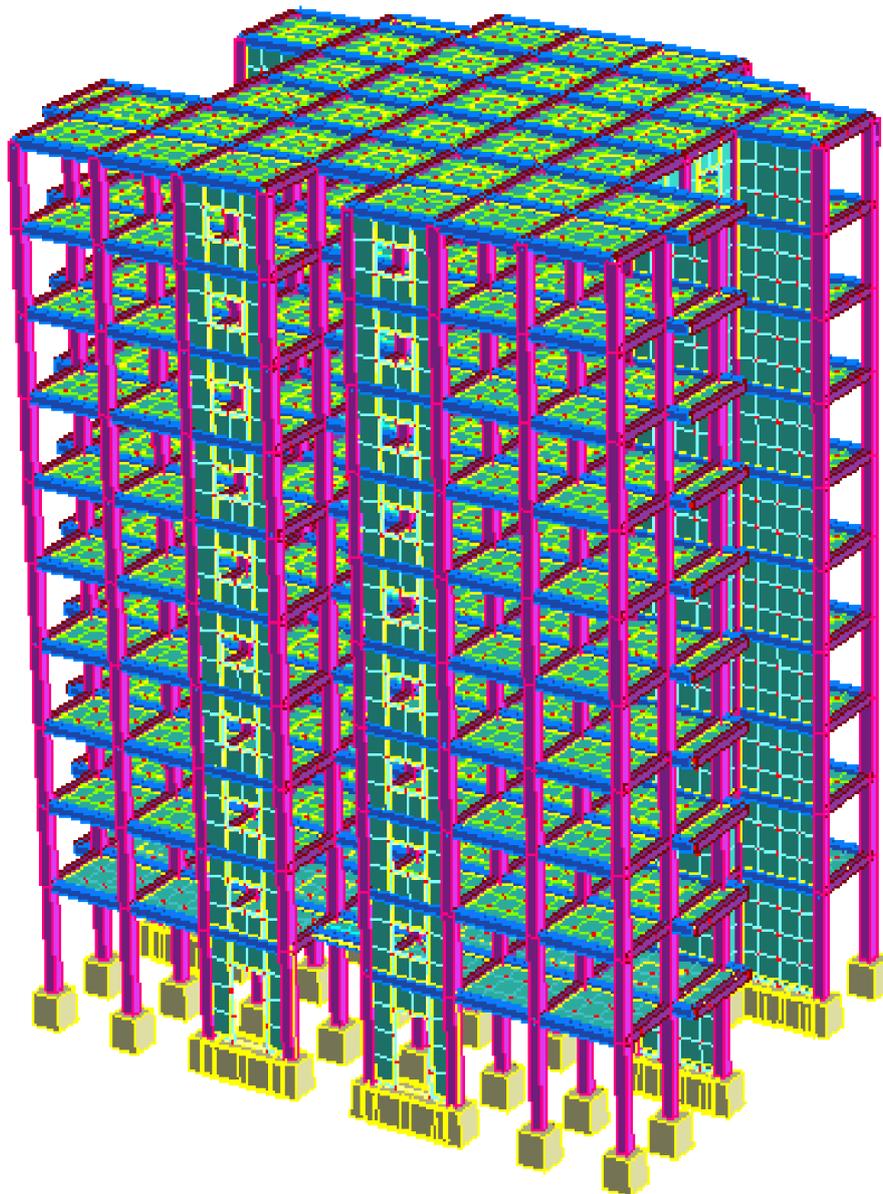


Figure IV.1: Modélisation tridimensionnelle de la tour.

IV .3) Les charges considérées :

Après la définition de la géométrie et des sections des différents éléments de la structure (poutres, poteaux), on passe donc à la définition des charges appliquées. Les charges considérées dans le calcul de la tour sont les suivantes :

- Les charges permanentes comprenant principalement les poids des éléments .
- Les surcharges d'exploitations .
- La neige .
- Le séisme.

Les charges permanentes sont généralement évaluées à partir des volumes de bétons mis en place. Les charges d'exploitations sont fixées par le DTR-BC 2.2, intitulé «Charges permanentes et charges d'exploitation». L'action de la neige a été déterminée conformément aux règlement NVA. Enfin L'action sismique sera évaluée à partir du DTR B.C.2.48, intitulé «Règles Parasismiques Algériennes».

IV .4) Combinaisons de charges utilisées :

Nous avons négligés certaines autres charges telles que, les effets de la température, la neige et le vent.

Dans le cas où seules les charges permanentes, les charges climatiques et les surcharges sont prises en compte, les combinaisons à considérer sont les suivantes:

1 .4.1) Etat limite ultime:

a) Plancher terrasse :

$$1,35G + 1,5Q + S_n \quad (1)$$

b) Planchers courants :

$$1,35G + 1,5Q \quad (2)$$

1 .4.2) Etat limite de service:

a) Plancher terrasse:

$$G + Q + 0,77S_n \quad (3)$$

b) Planchers étages courants :

$$G + Q \quad (4)$$

Lorsqu'il y a lieu de tenir compte de l'action sismique pour la détermination des sollicitations et des déformations, les combinaisons d'actions accidentelles à considérer sont les suivantes :

$$G + Q \pm E \quad (5)$$

$$0,8G \pm E \quad (6)$$

$$G + Q_{\pm}E \quad (7)$$

Les résultats que nous exposons sont les globaux et ont tous été calculés par le logiciel Robot. Après le calcul des sollicitations, on déterminera les sections d'aciers à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Les calculs seront menés selon les prescriptions des règles RPA99/ et CBA/93.

Enfin les fondations de la tour seront dimensionnées selon les deux combinaisons d'actions suivantes:

$$G + Q_{\pm} E \quad (6')$$

$$0,8G \pm E \quad (7')$$

Cette dernière combinaison sera utilisée pour la vérification du risque de renversement de la tour, en cas de séisme.

IV .5) Présentation d'un exemple de calcul :

Avec l'importance en nœuds de notre ouvrage le ROBOT a engendré après l'analyse les calculs, sous charges correspondantes et sous toutes les combinaisons possibles de charges, des résultats comportant à plusieurs dizaines de pages. Nous nous limiterons donc tout simplement à présenter un exemple de fichiers de résultats relatif à la combinaison :

- $(1,35G+1,5Q)$ qui génère les sollicitations les plus défavorables en travée au niveau des poutres en prenant en compte le maximum des charges verticales tout en négligeant les charges horizontales.

- $(0,8G \pm E)$ et $(G+Q \pm E)$ qui génèrent les sollicitations les plus défavorables en appuis au niveau des poutres en prenant en compte l'effet de l'action sismique.
- $(G+Q_{+1,2}E_Y)$ qui génère souvent les sollicitations les plus défavorables aux niveaux des poteaux.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1350,86	89,60	49,46	2,01	19,49	72,94
Barre	229	299	229	50	169	229
Noeud	22	29	274	5	16	22
Cas	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)
MIN	-717,01	-90,01	-32,61	-1,80	-34,00	-72,56
Barre	369	299	169	379	379	369
Noeud	36	29	16	424	37	36
Cas	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)

Tableau IV.1: Présentation des valeurs max et min (extrêmes globaux) des efforts générés dans les éléments barres de la structure par $G+Q \pm 1.2E$.

Dans ce tableau, les valeurs auxquelles nous avons fait recours sont: F_X : F_Z , M_y , et M_Z ; avec :

- Les valeurs de F_X correspondent à celles des efforts normaux ;
- Les valeurs de F_Z correspondent à celles des efforts tranchants ;
- Les valeurs de M_y correspondent à celles des moments par rapport à (Oy) qui représentent les moments fléchissant ;
- Les valeurs de M_Z correspondent à celles des moments par rapport à (OZ) qui sont utilisés pour la vérification de la détermination de la section d'armature calculée (à l'aide de M_y) au niveau des poteaux.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	52,57	9,04	72,55	12,08	42,13	3,84
Barre	1382	722	1479	1391	1315	1319
Noeud	282	584	423	626	242	282
Cas	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10(C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-66,23	-9,17	-79,75	-13,22	-89,27	-3,64
Barre	1408	703	1286	1392	1288	1331
Noeud	233	554	590	292	281	422
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

Tableau IV .2: Présentation des valeurs max et min (extrêmes globaux) des efforts générés dans les poutres de la structure par $G+Q\pm E$

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	53,68	7,67	46,95	9,71	37,16	3,77
Barre	1382	1380	1479	1376	1437	1319
Noeud	282	591	423	272	572	282
Cas	14 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	13(C) (CQC)	14 (C) (CQC)
MIN	-59,04	-7,80	-56,83	-10,63	-61,62	-3,61
Barre	1408	1380	1380	1204	1155	1331
Noeud	233	591	591	290	579	422
Cas	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)

Tableau IV .3: Présentation des valeurs max et min (extrêmes globaux) des efforts générés dans les poutres de la structure par $0.8G\pm E$.

1) Présentation de diagrammes de M, N et T d'un élément poutre :

Des exemples de diagrammes de M, N et T sont exposés à travers les trois figures suivantes :

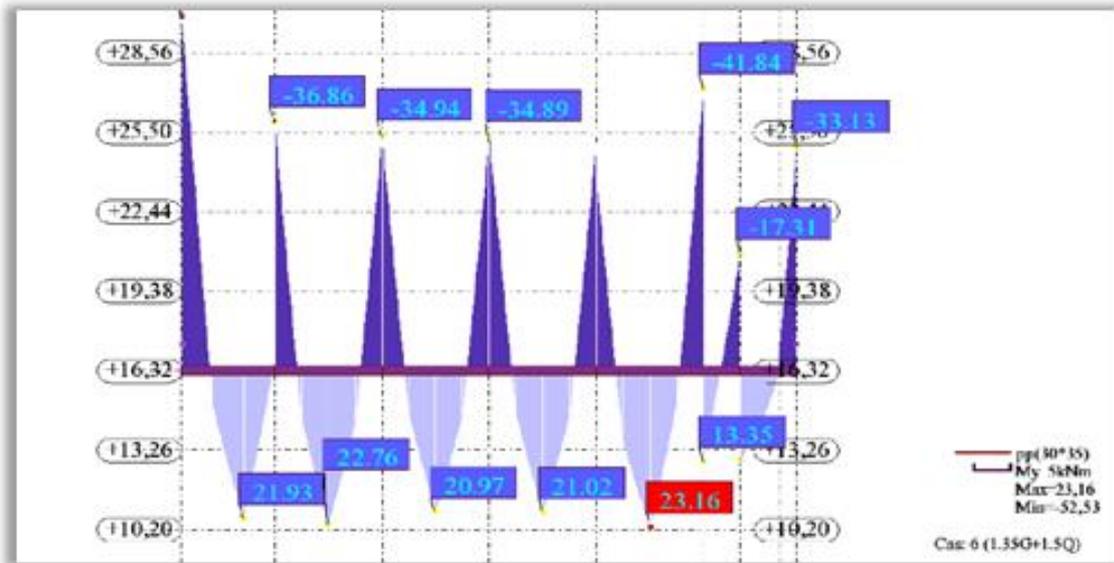


Figure IV.1: Diagramme des moments M.

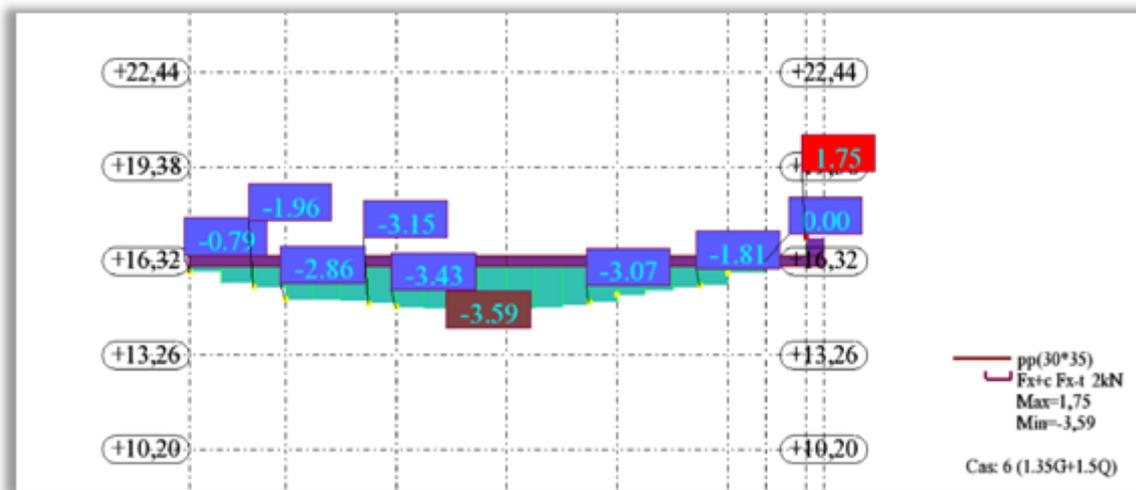


Figure IV.2: Diagramme des efforts normaux N.

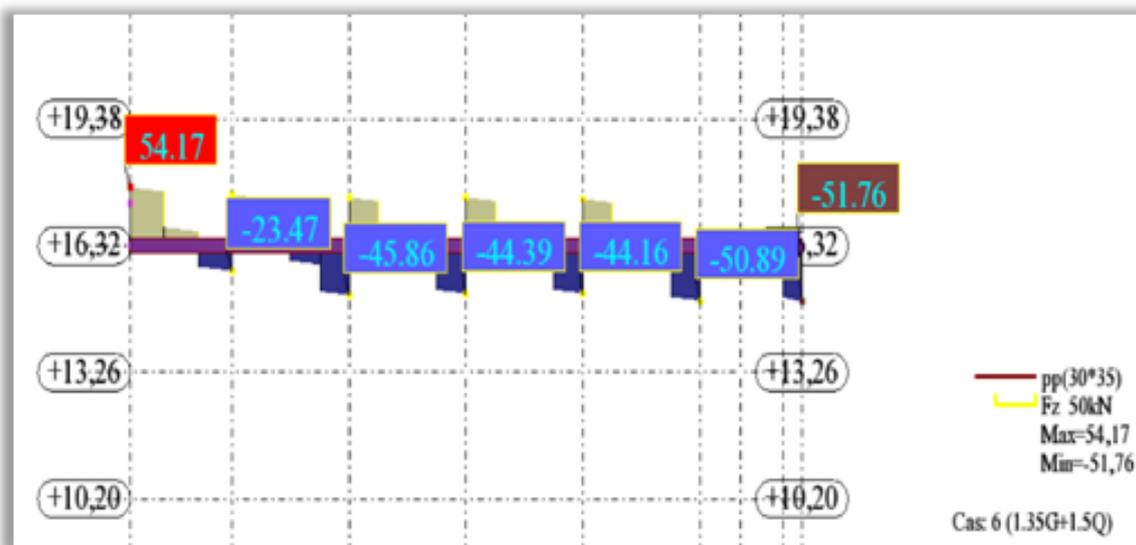


Figure IV.4: Diagramme des efforts tranchants T.

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

V. 1) Introduction

Les éléments d'un ouvrage qualifiés «d'éléments principaux» sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Les objectifs de sécurité d'une structure soumise aux effets de l'action sismique sont considérés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément. Cette présente porte donc sur le ferrailage des poteaux, des poutres et des voiles.

V. 2) Calcul du ferrailage des poteaux :

Les sollicitations maximales (M, N et T) dans les poteaux ont été obtenues sous la combinaison accidentelle suivante :

$$G + Q_{\pm 1,2E} \quad (1)$$

Le moment de flexion, l'effort normal ainsi que l'effort tranchant de calcul sont :

- Moment de flexion: $M_u = 7,29 \text{ t} \cdot \text{m}$
- Effort normal: $N_u = 135,1 \text{ t}$
- Effort tranchant: $T_u = 8,96 \text{ t}$

Enrobage des armatures : $c = c' = 2.5 \text{ cm}$

Nuance des aciers FeE400

Fissuration préjudiciable.

Le principe de ferrailage consiste à déterminer le ferrailage d'une section carrée de $(45.45) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion composée.

V. 2 .1) Détermination des armatures longitudinales :

- Calcul de l'excentricité "e":

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7,29}{135,1} = 0,0539 \text{ m} = 5,39 \text{ cm}$$

Hauteur utile "d":

$$d = h - c = 45 - 2.5 = 42.5 \text{ cm}$$

$$N_u (d - c) - M_u = 135 \cdot 1(0,425 - 0,025) - 7,29 = 46,75 < \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu}$$

$$= \left(0,337 - 0,81 \frac{0,025}{0,45}\right) 0,45 \cdot 0,45^2 \left(0,85 \frac{25}{1,15}\right) = 49,16$$

Le poteau sera donc calculé en flexion simple sous un moment " M_{uA} " égal à :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 7,29 + 135 \cdot 1 \left(0,425 - \frac{0,45}{2}\right) = 34,31 \text{ t.m}$$

Le poteau sera ferrailé en flexion simple sous état limite accidentelle. La procédure suivie est illustrée à travers l'organigramme suivant:

V. 2 .2) Organigramme de calcul des armatures :

- Calcul de: $\mu_u = \frac{M_u}{b(h-c)^2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$
- Si : $\mu_u < \mu_l$ (fonction de la nuance)
- Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ► ($A'=0$).
- Calcul de : $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$
- Calcul de : $\beta = (1 - 0,4 \alpha)$

Calcul de la section d'armatures : $A_u = \frac{M_u}{\beta \times (h-c) \times f_e / \gamma_s}$

Appliqué, cet organigramme donne les valeurs suivantes:

$$\mu_a = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{34,31 \times 10^7}{450 \times 425^2 \left(\frac{0,85 \times 5}{1,15}\right)} = 0,228 < \mu_l = 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires ($A'=0$).

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,228}\right) = 0,328$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,328 = 0,8688$$

Soit une section d'armatures de:

$$A_u = \frac{M_a}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{34,31 \times 10^7}{0,8688 \times 425 \left(\frac{400}{1}\right)} = 23,23 \text{ cm}^2$$

- Détermination de l'acier longitudinal :

$$A = A_u - \frac{N_u}{\sigma_s} = 2323 - \frac{135,1 \cdot 10^4}{400} = -10,54 \text{ cm}^2 < 0$$

La section trouvée étant négative on ferraille donc les poteaux à partir des sections minimales imposées par les règlements en vigueur.

- **Section minimale selon le RPA/99:**

En zone IIa, la section minimale doit être d'au moins 0,8% de la section du poteau,

Soit :

$$A_{\min} = 0,008 (b \times b) = 0,008 \times (45 \times 45) = 16,2 \text{ cm}^2$$

On adopte une section constituée de: **4HA20 + 4HA16** ($A=20,6\text{cm}^2$).

- **Conditions sur les armatures longitudinales selon le RPA/2003 :**

- **Diamètre et nature des barres**

Les armatures longitudinales seront réalisées à partir de barres à haute adhérence (HA), avec un diamètre minimum de 12mm, condition vérifiée puisque le diamètre minimal choisi est de 16mm.

- **Pourcentage maximal**

En ne doit en aucun cas dépasser les 2 valeurs limites suivantes:

- **zone courante :**

$$A_{\max} = 0,04 (b \times h) = 0,04 (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{ut}} = 20,6 \text{ cm}^2$$

- **zone de recouvrement :**

$$A_{\max} = 0,06 (b \times h) = 0,06 (45 \times 45) = 121,5 \text{ cm}^2 > A = 20,6 \text{ cm}^2$$

les deux conditions sont vérifiées.

- **Distance minimale des armatures longitudinales :**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II ; ainsi dans le grand côté du poteau, on doit placer au minimum 3 barres. Dans notre cas, l'espacement réel entre les barres sera de 17,2cm.

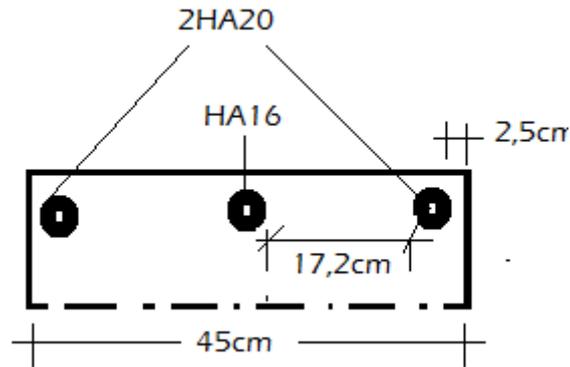


Figure V.1: Détails sur l'emplacement des armatures des poteaux par face.

- Jonction des armatures

La longueur minimale des recouvrements des barres est de 40ϕ en zone II, ϕ désigne le diamètre maximal des barres longitudinales.

Soit pratiquement une longueur de:

$$40 \phi = 40 (2) = 80 \text{ cm}$$

Les jonctions des armatures doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

- Détermination de la zone nodale

La hauteur du poteau concernée par cette zone est de :

Etage RDC: dans cette étage la hauteur des poteaux est de 408 cm.

$$h' = \text{Max} \left\{ \frac{\text{hauteur étage}}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{408}{6}; 45; 45; 60 \right\} = 68 \text{ cm}$$

Etage courant: la hauteur des poteaux dans les étages courants est de 306 cm.

$$h' = \text{Max} \left\{ \frac{\text{hauteur étage}}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{306}{6}; 45; 45; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

- Vérification des sollicitations normales :

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

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

$$v = \frac{135,1 \times 10^4}{(450 \times 450)25} = 0,266 < 0,30$$

La condition est donc vérifiée.

- Conditions sur les armatures longitudinales selon le CBA/93

- Section minimale :

$$A_{\min} = \text{Max} \{0,2\% (b \times h) ; 8(b + h)\} = \text{Max} \{0,2(45 \times 45) ; 8(0,45 + 0,45)\} = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$< A = 20,6 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

- Pourcentage maximal :

$$A_{\max} = 5\% (bh) = 0,05 (45 \times 45) = 101,25 \text{ cm}^2 > A_{ua} = 20,6 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

- Distance minimale entre armatures longitudinales

La distance maximum entre 2 aciers longitudinaux voisins ne doit pas dépasser la valeur de :

$$\text{Min} \{b + 0,1 ; h + 0,1 ; 0,4\} = \text{Min} \{0,45 + 0,1 ; 0,45 + 0,1 ; 0,4\} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

- Jonction des armatures

Pour les barres à haute adhérence de nuance FeE400, la longueur de recouvrement minimale est de 40ϕ , soit:

$$40 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

- Vérification du risque de flambement

Poteaux du RDC: hauteur = 408 cm

Longueur de flambement

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm}$$

Élancement minimal du poteau :

$$\lambda_{\min} = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{b^4}{12 b^2}}} = \frac{285,6}{\sqrt{\frac{45^3 \times 45}{12 (45 \times 45)}}} = 21,96 < 50$$

Il n'y a donc pas de risque de flambement pour ces poteaux.

Poteaux des étages courants : hauteur = 306 cm

Longueur de flambement

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

Élancement minimal du poteau :

$$\lambda_{\min} = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{b^4}{12(b^2)}}} = \frac{214,2}{\sqrt{\frac{45^3 \times 45}{12(45 \times 45)}}} = 16,48 < 50$$

L'élanement des poteaux est relativement faible, le risque de flambement n'est donc pas à craindre.

- Détermination des armatures transversales selon le RPA/2003
- **Vérifications des sollicitations tangentes**

Sous action sismique, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Contrainte tangente sous sollicitation sismique :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{8,96 \times 10^4}{450 \times 425} = 0,46 \text{ MPa} < \rho_d f_{c28} = 0,075 (25) = 1,87 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} ; \quad \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront constituées par 2 cadres HA8.

Soit :

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale peut être déterminée grâce à l'inégalité suivante:

$$\left(\frac{A_t}{t b_1} \right) \% > 0,3$$

Soit un espacement à ne pas dépasser de:

$$t < \frac{A_t}{0,3b} = 14,8 \text{ cm}$$

- **Espacement en zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (15 \phi_1; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Soit un espacement pratique en zone nodale de 10cm.

- **Espacement en zone courante :**

$$t \leq 15 \phi_1 = 24 \text{ cm}$$

Soit un espacement pratique en zone courante de 15cm.

les cadres seront fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimale de :
 $10 \phi_t = 10 \times 0,8 = 8 \text{ cm}$.

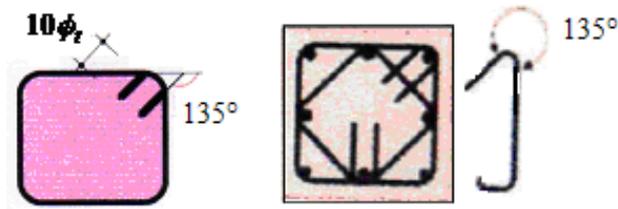


Figure V.2. : Dispositions des cadres dans les poteaux.

- Détermination des armatures transversales selon le CBA/93

Effort tranchant = 8,96 t

- Contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{8,96 \cdot 10^4}{450 \times 425} = 0,46 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement admissible :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites et lorsque la fissuration est jugée préjudiciable, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus basse des 2 valeurs :

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront donc des armatures droites.

Pour le choix du diamètre des armatures transversales, on doit vérifier les 2 conditions suivantes :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

$$\phi_t < \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 16 \right\} \Rightarrow \phi_t < \text{Min} \left\{ \frac{450}{35} ; \frac{450}{10} ; 16 \right\} = 12,85 \text{ mm}$$

Les 2 conditions sont vérifiées puisque le diamètre choisi pour les armatures transversales est de 8mm.

- **Espacement des cadres :**

L'espacement S_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme doit être égal au plus à la plus basse des 2 valeurs :

$$S_t \leq \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = 38,3 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = \frac{2,01 \times 400}{450 \times 150} = 0,12 \text{ MPa} < 0,40 \text{ MPa}$$

Ainsi le poteau étudié serait armé longitudinalement par **4HA20** et **4HA16** et transversalement par 2 cadres en **HA8**.

- **Schéma de ferrailage des poteaux pour les étages courants :**

Le premier cadre étant placé à 5cm au-dessus du plancher, on placera ensuite 6 cadres espacés de 10cm (correspondant à la zone nodale), puis 7 cadres espacés de 15cm et un huitième cadre espacé uniquement de 11cm (zone courante), puis 6 cadres espacés de 10cm (correspondant à la zone nodale côté haut) et enfin un dernier cadre à 5cm du plafond.

Nous pouvons alors représenter le ferrailage sur les 2 schémas suivants :

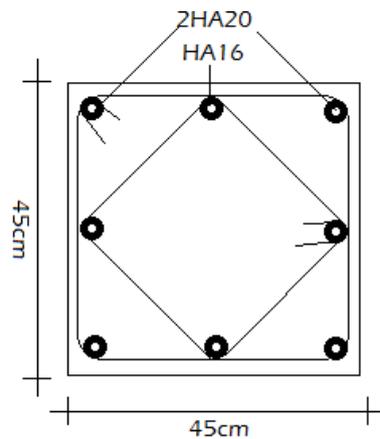


Figure V.3 : Schéma de ferrailage du poteau (section transversale).

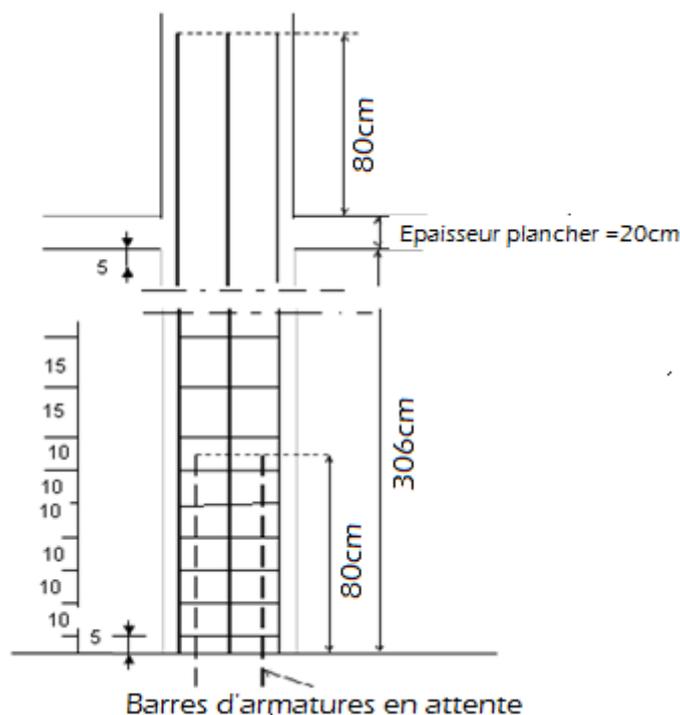


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux des étages courants.

- Poteau du RDC

Le premier cadre étant placé à 5cm au-dessus du plancher, on placera ensuite 7 cadres espacés de 10cm (correspondant à la zone nodale), puis 17 cadres espacés de 15cm et un dernier cadre espacé de 18cm (zone courante), puis 7 cadres espacés de 10cm (correspondant à la zone nodale côté haut) et enfin un dernier cadre à 5cm du plafond.

V.3) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont considérées comme des éléments soumis aux efforts tranchants et aux moments fléchissant. En effet les poutres sont sollicitées par de faibles charges verticales et par des forces latérales sismiques (forces prépondérantes). Elles doivent donc avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. Dans notre présent travail, nous allons ferrailer uniquement la poutre la plus sollicitée, et l'on adoptera le ferrailage déterminé à l'ensemble des autres poutres. Le ferrailage sera fait pour la combinaison la plus défavorable, selon les cas. Les poutres, qui assurent le transfert des charges du plancher aux poteaux et aux voiles, seront calculées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables tant en appuis qu'en travée. Ainsi les armatures en

travée seront déterminées pour une situation durable ($\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$) et les armatures en appui pour une situation accidentelle ($\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$)

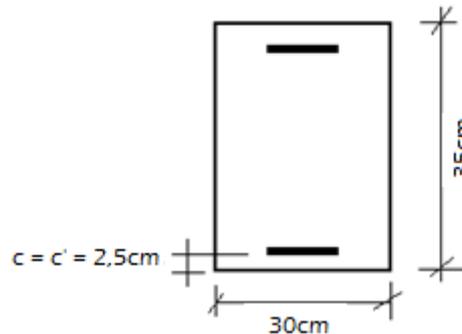


Figure V.5 : Section transversale des poutres principales et secondaires.

Données pour le ferrailage: Acier en FeE400, $c = c' = 25\text{mm}$, $b = 30\text{cm}$,
 $h = 35\text{cm}$

V.3.1) Ferrailage en travée :

En règle générale, le ferrailage en travée des poutres se déduit de la combinaison déduite de l'état limite ultime qui intègre le maximum de charges verticales et néglige les charges horizontales $\{1,35 G + 1,5 Q\}$.

Valeur du moment maximal en travée = $2,7\text{t.m}$

La poutre sera ferrillée en flexion simple avec des coefficients de sécurité de 1,5 pour le béton et de 1,15 pour les armatures.

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2,7 \times 10^7}{300 \times 325^2 \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \right)} = 0,0601 < \mu_1 = 0,372$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires, $\blacktriangleright A' = 0$
 $\alpha = 0,077 \rightarrow \beta = 0,969$

Section d'armatures :

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \left(\frac{f_c}{\gamma_s} \right)} = \frac{2,7 \times 10^7}{0,969 \times 325 \left(\frac{400}{1,15} \right)} = 2,46 \text{ cm}^2$$

Soit une section adoptée de **4HA14** ($6,16\text{cm}^2$).

V.3.2) Ferrailage en appui :

Le ferrailage en appui se déduit de la combinaison qui intègre l'action sismique, soit :

$$G + Q \pm E \quad (2)$$

Valeur du moment en appui = 8,93tm

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8,93 \times 10^7}{300 \times 325^2 \left(\frac{0,85 \times 25}{1,15} \right)} = 0,152 < \mu_1 = 0,372$$

Puisque l'action du sismique est prise en compte, le coefficient de sécurité du béton devient égal à 1,15.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $\blacktriangleright A' = 0$

$$\alpha = 0,207 \rightarrow \beta = 0,917$$

- Section d'armatures:

Puisque l'action du sismique est prise en compte, le coefficient de sécurité de l'acier devient égal à 1.

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{8,93 \times 10^7}{0,917 \times 325 \left(\frac{400}{1} \right)} = 7,49 \text{ cm}^2$$

Section adoptée = **4HA20** (12,56cm²).

- **Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres selon le CBA/93**

-Section minimale :

$$A_{\min} \geq 0,001 (b \times h) = 0,001 (30 \times 35) = 1,05 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Condition de non fragilité : Elle s'écrit:

$$A_{\min} = 0,23 b \times d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \cdot \left(\frac{2,1}{400} \right) = 1,18 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

- **Vérifications selon le RPA/2003**

-Pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0,5 \% (bh) = \frac{0,5}{100} (30 \cdot 35) = 5,25 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

-Pourcentage maximal :

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4\% B = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_{\max} = 6\% B = \frac{6 \times 30 \times 35}{100} = 63 \text{ cm}^2$$

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

- Armatures transversales :

- Vérification selon le CBA/93

Effort tranchant ultime = 0,917t

-Contrainte de cisaillement ultime:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{9170}{300 \times 325} = 0,094 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,094 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront donc des armatures droites. Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les autres conditions suivantes :

$$\phi_t < \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 16 \right\}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm} < \left\{ \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 16 \right\} = 15 \text{ mm}$$

Le diamètre proposé pourra être donc adopté.

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et un étrier de 8mm de diamètre, soit une section totale de :

$$A_t = 4\phi_8 = 2 \text{ cm}^2$$

-Espacement des cadres :

- CBA/93 :

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ 15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} \right\} = 24 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = 29,25 \text{ cm}$$

On adoptant un espacement fixe de 10cm, la section choisie devra répondre à la condition ci-après :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_1 \cdot S_t} = \frac{201 \times 400}{325 \times 100} = 2,47 \text{ MPa} > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,4 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- RPA/2003 :

- Conditions sur l'espacement :

En zone nodale :

$$t \leq \min \left\{ 12 \phi_1 ; \frac{h}{4} \right\} = \min \left\{ 12 \times 1,6 ; \frac{35}{4} \right\} = 8,75 \text{ cm}$$

Soit un espacement choisit de 8cm.

En zone courante :

$$t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit un espacement adopté : $t = 15 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante :

$$A_t = 0,003 sb = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Remarquons bien que la section adoptée vérifie cette condition :

$$A_t (\text{adoptée}) = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2$$

Détermination dimensionnelle de la zone nodale :

La longueur l' de la zone nodale, côté poutre est égale à :

$$l' = 2h = 70 \text{ cm}$$

- Ancrage des armatures longitudinales:

L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° et les cadres du nœud disposés comme armatures transversales du poteau, sont constitués de 2U (voir figure suivante) superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés). Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées.

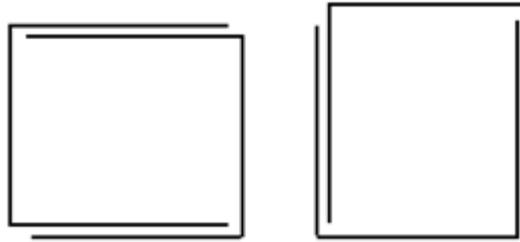


Figure V.6 : Détail d'un cours d'armatures transversales dans la zone nodale.

En récapitulant et en conservant à chaque fois la valeur la plus défavorable, on aboutit aux résultats finaux suivants :

Armatures longitudinales

- En appui : **4HA20**
- En travée : **4HA16**

Armatures transversales 1 cadre + 1 étrier de 8mm de diamètre

Espacement : 8cm sur les deux abouts de la poutre (zone nodale), et 15cm en zone courante.

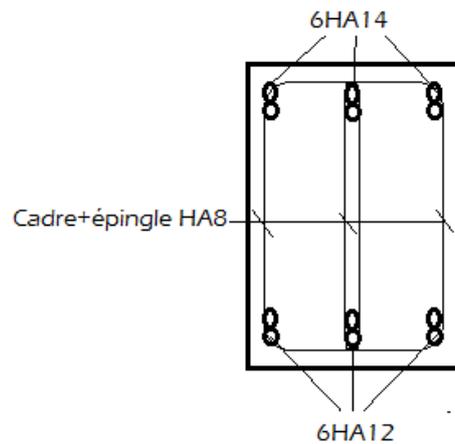


Figure V.7: Coupe du schéma de ferrailage des poutres.

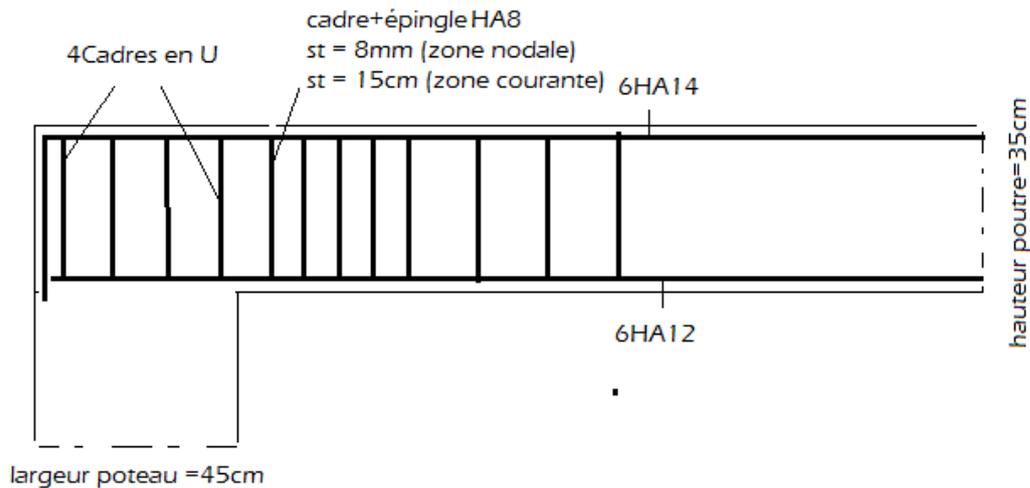


Figure V.8: Coupe longitudinale du schéma de ferraillage de la poutre.

V.4) ferraillage des voiles :

La structure a été renforcée par des voiles dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. En effet la tour est appelée à être implantée dans une zone sismique, le recours aux voiles comme éléments porteurs peut être très intéressant d'un point de vue comportement. La présence des voiles en béton armé permet de :

- limiter les déformations latérales,
- protéger, grâce à leur rigidité, les éléments non structuraux et quelques poteaux existants,
- éviter la réalisation des nœuds des portiques qui posent toujours des difficultés.

Les voiles ont pour rôles de reprendre les charges verticales et participer aux contreventements

Le document technique réglementaire BC-2.42 définit les règles de calcul applicables aux parois et murs en béton banché de tous bâtiments, quelle que soit la destination (bâtiment d'habitation, de bureaux, industriels, etc.). Le domaine de validité des règles est déterminé par les paramètres suivants :

- L'épaisseur «a» du voile doit être comprise entre 12 et 120cm. Cette condition est vérifiée puisque $a=20\text{cm}$,
- La longueur du voile doit être supérieure à 5 fois l'épaisseur. La condition est vérifiée puisque la longueur de chaque voile est de 340cm.
- La longueur libre de flambement doit être inférieure à 600cm. Condition vérifiée puisque le voile le plus haut présente une hauteur de 408cm : $l_{FP} = 0,7 \times 408 = 286\text{cm} < 600\text{cm}$

Toutes les conditions étant conditions vérifiées, on pourra donc déterminer les armatures des voiles conformément aux prescriptions du DTR BC2-42.

V.4.1) Calcul de la contrainte de compression admissible du béton:

La contrainte de compression admissible σ_{b0} des voiles représente une fraction de la contrainte nominale de rupture à 28 jours d'âge, notée f_{c28} .

$$\sigma_{b0} = \text{Min} [(0,45 \alpha \gamma \delta ; 0,50 \alpha \beta \gamma \delta)] f_{c28}$$

Les expressions analytiques permettant la détermination des différents paramètres sont présentées ci-après :

Le coefficient "a" sera pris égal à :

$$\alpha = \frac{a - \left(\frac{10 e}{3} \right)}{a}$$

"e" représente l'excentricité qui se calcule conformément à l'expression suivante: $e = \text{Min} \left(1 \text{ cm} ; \frac{l_f}{300} \right)$

La hauteur des voiles est 408m au niveau RDC et 306 pour les autres étages, le cas le plus défavorable correspond donc au RDC.

$$\text{Niveau RDC : } e_{\text{RDC}} = \text{Min} \left(1 \text{ cm} ; \frac{l_f}{300} \right) = \text{Min} \left(1 \text{ cm} ; \frac{285,6}{300} \right) = 0,95 \text{ cm}$$

D'où:

$$\alpha_{\text{RDC}} = \frac{20 - \left(\frac{10 \times 0,95}{3} \right)}{20} = 0,84$$

Vu l'importance de l'ouvrage, un contrôle régulier sera imposé, la valeur du coefficient γ sera prise égale à 1.

Le coefficient β est donné par la formule suivante :

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2}$$

Soit :

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{49,5}{100} \right)^2} = 0,67$$

$$\text{Niveau étage courant : } \beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{37,1}{100} \right)^2} = 0,78$$

Tout calcul fait, la contrainte admissible en compression pour l'ensemble des voiles sera donc égale à :

$$\sigma_{b0} = \text{Min} ([0,45 \times 0,84 \times 1](25); [0,5 \times 0,84 \times 0,67 \times 1](25)) = 7,1 \text{ MPa}$$

On peut remarquer que le taux de travail admissible utilisé pour les voiles est relativement faible par rapport aux capacités du béton utilisé, il ne représente en effet que 28,4%.

V.4.2) Sollicitations de calcul dans les voiles:

Nos voiles ont été calculés sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

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

Et les valeurs extrêmes ont été observées sous la combinaison accidentelle suivante :

$$G + Q \pm E$$

Le calcul statique donne pour le voile le plus sollicité les actions suivantes :

$$\text{Effort normal de compression : } N = 236,6 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment de flexion (calculé par rapport à sa base): } M = 185,3 \text{ t.m}$$

Les voiles travaillent donc en flexion composée, et sous cette sollicitation combinée, les contraintes globales se calculent conformément à la formule suivante:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

Avec :

S = section du voile,

I = inertie maximale.

$$S = 0,2 \times 3,8 = 0,76 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,2 \times 3,8^3}{12} = 0,91 \text{ m}^4$$

Les contraintes maximales s'observent aux niveaux des extrémités et ont pour valeurs:

$$\sigma_{\max} = \frac{236,6}{0,76} + \left(\frac{185,3}{0,91} \right) \times 1,9 = 698,2 \text{ t / m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{236,6}{0,76} - \left(\frac{185,3}{0,91} \right) \times 1,9 = -75,6 \text{ t / m}^2$$

La répartition des contraintes est donc bi-rectangulaire, et le diagramme de ces mêmes contraintes au niveau de la base du voile est illustré à travers la graphique suivant :

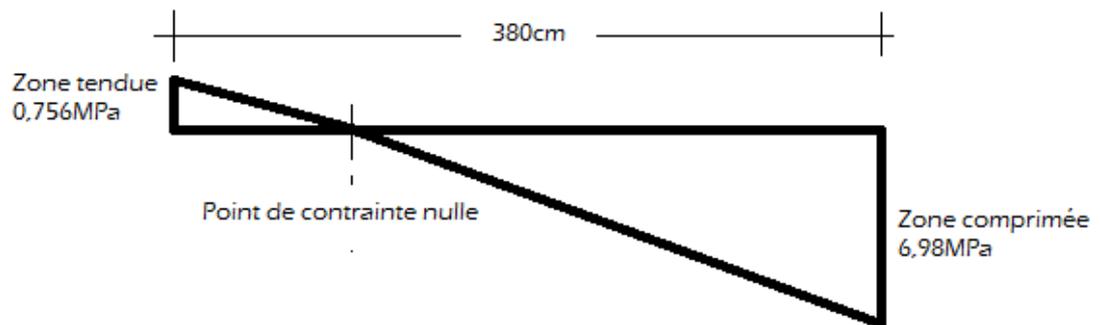


Figure V.9: Répartition des contraintes à la base du voile.

Nous constatons bien que la contrainte maximale en compression est admissible ($6,98 \text{ MPa} < 7,1 \text{ MPa}$).

Le point de contrainte nulle correspond à l'abscisse $x = 3,43 \text{ m}$.

La contrainte moyenne de compression est appliquée au niveau du centre de gravité, soit au $1/3$ de la base du triangle.

$$\frac{\sigma_{\text{moyenne}}}{\frac{2}{3} \times 3,43} = \frac{698,2}{3,43} \Rightarrow \sigma_{\text{moyenne}} = 465,47 \text{ t / m}^2$$

A cette contrainte correspond une force de compression globale dans la zone comprimée de:

$$F_c = \sigma_{\text{moyenne}} \times a \times L = 465,4 \times 0,2 \times 3,8 = 353,7 \text{ t}$$

V.4.3) Détermination du ferrailage du voile :

La section des armatures verticale sera égale à :

$$A_c = \frac{F_c}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{3537000}{\frac{400}{1,15}} = 10163,9 \text{ mm}^2 = 101,6 \text{ cm}^2$$

La section sera équitablement partagée en 2 parts égales sur les deux faces du voile. On aura ainsi par face, une section de $50,82 \text{ cm}^2$.

Choix de la section : L'écartement des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser 2 fois l'épaisseur du mur (soit 40 cm) sans pouvoir excéder 33 cm . Ainsi on propose la section suivante:

$$A'_v = 34 \text{ HA}_{14} = 52,36 \text{ cm}^2$$

Ce qui correspond à placer 9 barres HA_{14} par mètre linéaire de parement sur les deux faces.

Pour les armatures horizontales, on adoptera une section, cette fois exprimée par mètre linéaire, égale à :

$$A'_H = \frac{A'_v}{2} = \frac{13,85}{2} = 6,95 \text{ cm}^2$$

Choix : La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être au moins égale à 1 cm . L'écartement des armatures horizontales d'une même face ne doit pas dépasser 33 cm . Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la largeur du mur de l'élément de mur limité par des ouvertures.

$$A'_H = 9 \text{ HA}_{10} = 7,07 \text{ cm}^2.$$

- Armatures transversales

Enfin, les armatures transversales seront constituées par des épingles, qui vont servir à maintenir les 2 nappes pendant le coulage du béton. L'espacement des armatures horizontales et transversales ne doit pas dépasser quinze fois le diamètre ϕ , défini dans le tableau suivant :

Diamètre longitudinal ϕ (mm)	Diamètre transversal ϕ_i (mm)
≤ 16	5
20	6
25	8
32	10

$A_t = 5HA8$.

- Vérification du ferrailage selon les prescriptions du DTR BC2.42

Une fois le ferrailage déterminé, il y a lieu de procéder aux vérifications suivantes :

Les sections d'armatures adoptées doivent répondre aux conditions du document technique réglementaire BC-2.42. Ces conditions s'écrivent :

- **Armatures verticales :**

La densité des armatures peut varier d'une bande verticale d'un mur à l'autre suivant l'intensité de la contrainte moyenne de cette bande. Le pourcentage minimal w'_v d'une bande verticale rapporté au volume total de la bande doit être au moins égal à la plus grande des 2 valeurs :

$$A_v \geq \text{Max} \left(0,001 \, a \, d ; \frac{2,1}{\sigma_b} \theta_1 \theta_2 \left(\frac{3\sigma'_m - 1}{\sigma'_{b0}} \right) a \, d \right)$$

Avec :

A'_m = section des armatures dans la section horizontale considérée ;

a = épaisseur du mur ;

d = largeur du mur ;

σ'_m = contrainte moyenne de compression agissant dans la bande considérée

θ_i = coefficient égal à :

- 1 pour un mur intermédiaire ;
- 1,4 pour un mur de rive.

$$\theta_2 = 1 + \frac{\lambda}{20}$$

On se placera dans le cas le plus défavorable, celui des murs de rives.

$$\theta_1 = 1,4 \text{ (mur de rive),}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{\lambda}{20} = 1 + \frac{49,5}{20} = 3,5 \text{ d}$$

$$0,001 \text{ ad} = 0,001 \times 20 \times 100 = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_{m0} = 4,65 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{2,1}{400} \times 1,4 \times 3,5 \left((3 \times 4,65 - 1) \right) 20 \cdot 380 \right) = 25,32 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 52,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 25,32 \text{ cm}^2$$

La condition est donc vérifiée et les sections adoptées pour les armatures verticales peuvent être conservées.

- **Armatures horizontales :**

La section minimale des armatures horizontales doit être au moins égale à:

$$A_{\min} = \frac{2}{3} A_{v \min} = 16,88 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 6,95 \times 3,8 = 26,41 \text{ cm}^2 > 16,88 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

$$\sigma'_M = 4,65 \text{ MPa} < \frac{3}{4} \sigma'_{b0} = \frac{3 \times 7,1}{4} = 5,32 \text{ MPa}$$

Ainsi aucune disposition particulière n'est à prendre.

Le schéma de ferrailage du voile étudié est présenté dans la figure suivante, en signalant que le même ferrailage sera adopté pour l'ensemble des autres voiles de la tour.

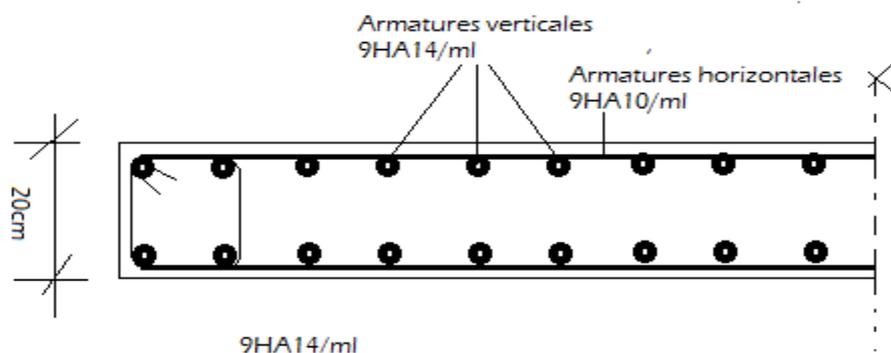


Figure V.10 : Coupe longitudinale du schéma du ferrailage des voiles.

Chapitre VI : Calcul des fondations

VI.1) Introduction

La fondation est la partie d'une structure qui garantit le transfert en toute sécurité, des charges de la structure au sol. La détermination des ouvrages de fondation est fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols. Ainsi le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire .
- La nature et l'homogénéité du bon sol .
- La capacité portante du terrain de fondation .
- La raison économique .
- La facilité de réalisation .

- **Rappels sur la reconnaissance des sols et les essais a effectuer :**

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera les fondations et pouvoir en estimer les capacités de résistance. Aussi, tout projet quel qu'il soit doit commencer par une reconnaissance approfondie des sols, laquelle, le plus souvent, doit être accompagnée d'essais In situ et en laboratoire.

Au laboratoire on procède à un certain nombre d'essais qui donnent les principales caractéristiques du sol analysé, consignées dans un rapport. Les échantillons servent à établir les propriétés et caractéristiques suivantes :

- la teneur en eau d'un sol
- son poids spécifique
- ses limites d'Atterberg
- sa granulométrie
- le pourcentage des matières organiques
- son équivalent de sable

On peut également effectuer différents autres essais tel que :

- essai de cisaillement direct
- essai triaxial
- essai de compression simple
- essai œdométrique
- essai Proctor
- essai CBR

VI.2) Etude du voile périphérique :

La structure étudiée comporte un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base. Selon le RPA, le voile périphérique doit avoir une épaisseur minimale de 15 cm et armé par 2 nappes d'armatures (symétriques) placées conformément au schéma de la figure ci-dessous:

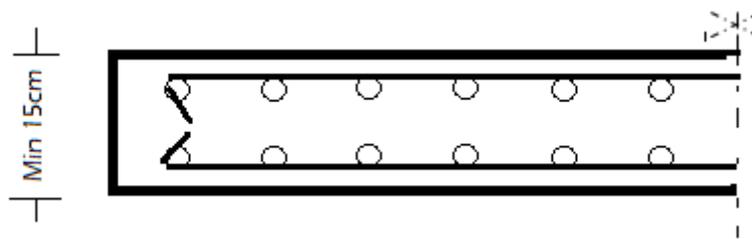


Figure VI.1 : Représentation schématique des armatures dans les voiles périphériques.

Le pourcentage minimum des armatures horizontales et verticales doit être de 0,10% dans les 2 sens.

$$A_{\min} (\text{verticale}) = A_{\min} (\text{horizontal}) = \frac{0,1}{100} (bh)$$

- Dimensionnement et ferrailage du voile périphérique.

Le voile périphérique de la tour présente les dimensions suivantes :

- Hauteur = 3 m
- Epaisseur = 0,2 m

Pour le ferrailage, le voile sera armé dans chaque sens (vertical et horizontal) d'au moins 0,1% de sa section ; soit :

$$A_{h \min} = A_{v \min} \geq 0,1\% (bh) = \frac{0,1}{100} (20 \times 300) = 6 \text{ cm}^2$$

D'où une section d'armatures par mètre linéaire constituée de **4HA16/ml**.

Etant exposé parfois à l'eau, les armatures seront placées à 3 cm des parois externes. Le schéma de

ferraillage du voile est représenté à travers la figure suivante:

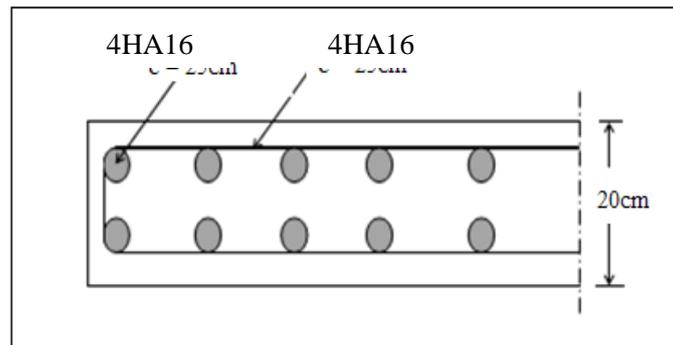


Figure VI.2: Coupe du schéma de ferraillage du voile périphérique.

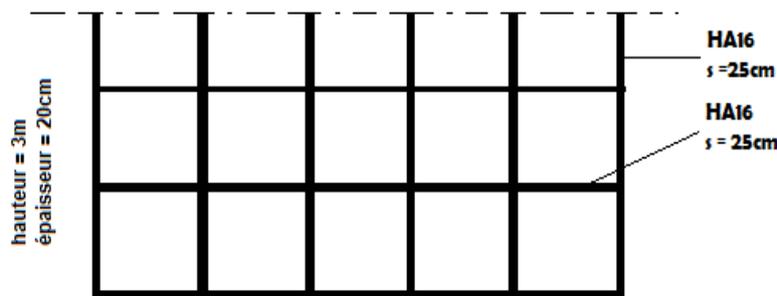


Figure VI.3: Vue longitudinale du schéma de ferraillage du voile périphérique.

VI.3) Dimensionnement et ferraillage des fondations :

L'étude géotechnique, dans le cadre de notre projet, effectuée par un laboratoire agréé aboutit à une portance de sol moyenne de l'ordre de $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars.

En général le choix du type de fondation s'effectue à partir de deux critères principaux à savoir :

- Assurer la sécurité des habitants et la stabilité de l'immeuble
- Adopter une solution économique

Avec une capacité portante du sol de 2bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

VI.4) Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50% de l'emprise du bâtiment). Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche.

VI.5) Avantages du radier général :

- Diminution des risques de tassement,
- Très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

- **mode de fonctionnement :**

Actions mécaniques agissant sur le radier

- Les actions descendantes (poids propre, poids de la superstructure et actions extérieures) transmises par les murs et poteaux,
- Les actions ascendantes du sol réparties sous toute sa surface.

VI.6) Dimensionnement du radier :

1. Détermination de la profondeur d'encastrement du radier dans le sol :

La profondeur de la fondation doit être supérieure au dixième de la hauteur du bâtiment, soit:

$$H = 31,42 \text{ m} \Rightarrow \frac{H}{10} = 3,14 \text{ m}$$

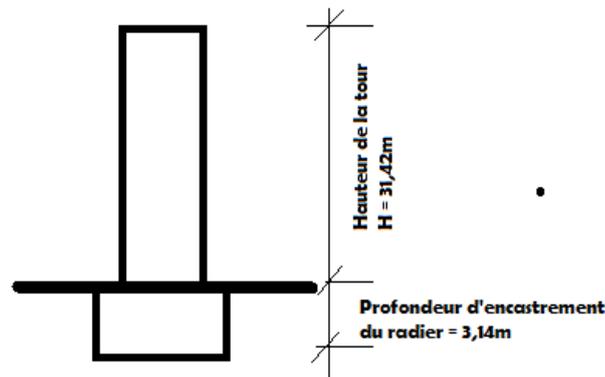


Figure VI.4 : Détermination de la hauteur d'encastrement du radier.

Etant donné l'importance des charges transmises et de la hauteur du bâtiment, il y a lieu de vérifier le risque de renversement du bâtiment. Il s'avère donc indispensable de recourir à un type de fondation, tel le radier général, qui peut nous permettre d'avoir les avantages suivants :

- Avoir une surface maximale de répartition des charges pour un espace donné, ce qui entraîne une pression de contact minimal et dans la plupart des cas un coefficient de sécurité maximal à la rupture.
- Enjamber des zones faibles et compressibles, qui auraient été dangereuses pour les semelles isolées.
- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VI.7) Calcul des radiers :

Lorsque le sol de fondation ne peut pas supporter les contraintes élevées résultant des fondations sur semelles isolées, et qu'il n'est pas envisagé de se fonder sur une couche profonde plus résistante, il est possible de réaliser une fondation par radier ajouré ou plein, compte tenu des prescriptions ci-après.

- La construction ne doit pas être soumise à des charges présentant d'importantes dissymétries pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

- La contrainte du sol sollicité doit être quasi uniforme. Pour notre cas, le chargement est symétrique, ce qui vérifie la condition.

VI.7.1) Pré-dimensionnement du radier :

Le radier général est un plancher renversé qui supporte l'ensemble du bâtiment, il répartit les charges sur une surface importante. Il est constitué d'une dalle ayant une épaisseur uniforme déterminée par les deux conditions suivantes:

1) Condition forfaitaire :

$$h \geq \frac{L}{10} \text{ Avec } L : \text{Portée maximale (} L=3,40 \text{ m)}$$

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{340}{10} = 34 \text{ cm}$$

2) Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$\text{et : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

$$\text{avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

L_e : longueur élastique ;

E : module d'élasticité ;

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier ;

K_b : coefficient de raideur du sol ;

b : largeur du radier (bande unitaire : 1ml).

$$L_{\max} = 3,40 \text{ m ; } E = 32164 \text{ MPa} \quad \text{et : } K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$$

Nous avons :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$\text{et : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} \Rightarrow h^3 \geq \frac{12K_b}{4Eb} \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48K_b(L_{\max})^4}{Eb\pi^4}} = 0,66\text{m}$$

Ainsi l'épaisseur du radier doit être supérieure à 66cm. On adoptera une hauteur de 70cm.

VI.7.2) Détermination de la surface du radier:

Soit $(A \times B)$ les dimensions du radier. On doit s'assurer que cette section est suffisante pour transférer la totalité des charges vers le sol en toute sécurité. Cette condition s'écrit :

$$\frac{G + Q + G'}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

"G" représente le poids du radier et "S" sa surface.

Par ailleurs il faut respecter la condition (représentant l'homothétie) suivante :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} \cdot A$$

(a, b) : dimensions de la tour.

$$S = A \times B = A \times \frac{b}{a} \times A = \frac{b}{a} \times A^2$$

$$\Rightarrow \frac{G + Q + G'}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\Rightarrow \frac{G + Q + G'}{\frac{b}{a} \times A^2} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\Rightarrow A^2 \geq \frac{G + Q + G'}{\frac{b}{a} \times \sigma_{\text{sol}}}$$

VI.7.3) Calcul de charges :

- Calcul de G (le poids total permanent de l'ouvrage)

Tous calculs bien fait, on fait obtient

$$G = 50594 \text{ KN}$$

- Calcul de Q (la surcharge totale de l'ouvrage)

Tous calculs bien fait, on trouve

$$Q = 8478 \text{ KN}$$

Le poids de l'infrastructure G' (est inconnu dans cette phase). Il sera estimé à 10% du poids total de l'ouvrage.

$$D'où : G' = 10\%G \Rightarrow G' = \frac{10}{100} \times 50594 ; \quad G' = 5059 \text{ KN}$$

$$G + Q + G' = 50594 + 8478 + 5059,4 ; \quad G + Q + G' = 64131 \text{ N}$$

$$A^2 \geq \frac{G + Q + G'}{\frac{b}{a} \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{64131 \cdot 10^3}{\frac{28,8}{21,8} \times (2 \cdot 10^{-1} \times 10^6)}$$

$$\Rightarrow A \geq 15,5 \text{ m}$$

Par ailleurs le débord "D" du radier est déterminé par l'inégalité suivante:

$$D \geq \text{Max}(h/2 ; 30 \text{ cm})$$

avec h, l'épaisseur du radier.

$$D \geq \text{max}(h/2 ; 30 \text{ cm}) = (70/2 ; 30 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow D = 40 \text{ cm}$$

finalement les dimensions du radier seront:

$$\begin{cases} A = a + 2D = 21,8 + 2 \times 0,40 = 22,6 \text{ m} \\ B = b + 2D = 28,8 + 2 \times 0,40 = 29,6 \text{ m} \end{cases}$$

Valeurs qui seront arrondies. D'où les dimensions réelles du radier sont :

$$A = 23 \text{ m}, B = 30 \text{ m} \text{ et } H = 0,70 \text{ m}.$$

vérifions l'état de contrainte sous la sous face du radier:

$$\frac{G + Q + G'}{S} = \frac{(50594 + 8478 + (30 \times 30 \times 0,7 \times 25))}{23000 \times 30000} = 0,103 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ MPa}$$

la contrainte est vérifiée, on pourra conserver les dimensions du radier.

VI.7.4) Ferrailage du radier :

la radier sera calculée comme une dalle renversée. Le calcul du ferrailage sera entrepris à l'état limite ultime.

De ce qui précède nous avons les charges suivantes:

- Charge permanente transmise par la structure: $G = 50594 \text{ KN}$.
- Surcharge d'exploitation transmise par la structure : $Q = 8478 \text{ KN}$.
- Poids du radier : $G' = A \times B \times e \times 2500 = 23 \times 30 \times 0,70 \times 2500 = 12600 \text{ KN}$.

Ainsi, la contrainte moyenne est :

L'effort normal ultime transmis au sol sera de :

$$N(\text{ELU}) = 1,35(G + G') + 1,5Q = 1,35(50594 + 12600) + 1,5 \times 8478 = 98029 \text{KN}$$

et la contrainte sera de:

$$q_u = \frac{98029}{23 \times 30} = 142 \text{KN/m}^2$$

Le ferrailage sera déterminé à partir du panneau ayant les plus importantes dimensions (cas le plus défavorable). Ce dernier sera adopté aux autres panneaux du radier.

Pour le panneau le plus sollicité, les dimensions sont les suivantes :

$$l_x = 3,4 \text{ m et } l_y = 3,4 \text{ m.}$$

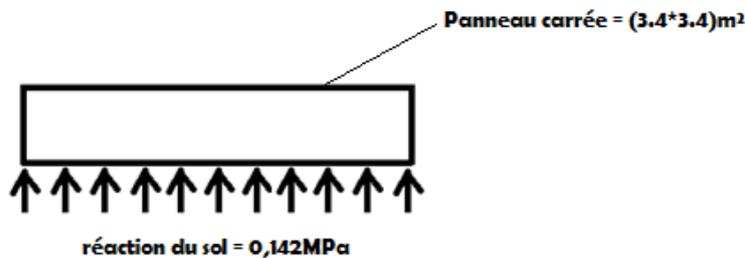


Figure VI.5 : Réaction du sol contre le radier

Rapport des dimensions du panneau:

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,4}{3,4} = 1 \geq 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens. On utilisera la méthode}$$

des abaques de Pigeaud pour la détermination des moments.

Détermination des moments en travée et en appui

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = P (M_1 + \nu M_2)$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = P (M_1 \nu + M_2)$

Avec:

P = charge totale répartie sur la plaque à l'état limite considéré;

$(M_1 ; M_2)$ = coefficients donnés par l'abaque suivant.

ν = coefficient de poisson, dont la valeur vaut 0 pour l'étude à l'état limite ultime.

Avec :

Les abaques de Pigeaud donnent:

$$\text{Pour } \varphi = 1 \rightarrow M_1 = 0,036 ; \text{ et } M_2 = 0,036$$

D'où les moments isostatiques suivants:

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P_u = (0,036 + 0 \times 0,036) 16415 = 590,9 \text{ kNm}$$

$$M_y = M_x = 590,9 \text{ kN.m}$$

Compte tenu de la continuité, on adoptera comme valeurs des moments de calcul:

En travée:

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 0,85 \times 59,09 = 502,3 \text{ kN.m}$$

En appui dans les 2 sens :

$$M_a = -0,5 M_x = -295,5 \text{ kN.m}$$

- **Ferraillage longitudinal :**

- **Armatures en travée :**

$$M_{tx} = 502,3 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{tx} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{502,3 \times 10^6}{1000 \times 650^2 \times 14,16} = 0,0838 < \mu_1 = 0,392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,109$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,956$$

Section d'armatures:

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{502,3 \times 1000000}{0,956 \times 650 \times 348} = 2311 \text{ mm}^2 = 23,1 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en appui :**

$$M_a = -295,5 \text{ kN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{295,5 \times 10^6}{1000 \times 650^2 \times 14,16} = 0,0494 < \mu_1 = 0,392$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,063$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,975$$

Section d'armatures:

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{295,5 \times 1000000}{0,975 \times 650 \times 348} = 1339 \text{ mm}^2 = 13,4 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité: Elle s'écrit :

$$A_{\min} \geq 0,23 \left(\frac{f_{tj}}{f_c} \right) \left(\frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \right) b \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) \left(\frac{3 - \frac{3,4}{3,4}}{2} \right) 1000 \times 660 = 796 \text{ mm}^2$$

finalement on optera pour les sections suivantes :

- Armatures supérieures = **8HA20/ml**
- Armatures inférieures = **7HA16/ml**

Conditions sur l'espacement des barres : Les charges sont réparties, on doit s'assurer que les espacement des barres répondent aux exigences suivantes :

Min entre $3h$ et 33cm = 33cm . condition respectée puisque l'espacement réel est de 13cm .

la fissuration étant préjudiciable , le diamètre minimal doit être de 6mm .

toutes les conditions sont vérifiées.

- **Ferraillage transversal :**

L'effort tranchant maximal vaut:

$$T_u = \frac{P_u}{3l_x} = \frac{980290}{3 \times 3,4} = 96106,8 \text{ N}$$

D'où une contrainte tangente de:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{96106,8}{1000 \times 660} = 0,145 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

Pour la longueur des chapeaux, on prolongera les armatures de $\left(\frac{\text{Portée}}{5}\right)$ de part et d'autre du nu des poutres, soit une longueur totale de: $30 + 2 \left(\frac{340}{5}\right) = 166 \text{ cm}$

- Schéma de ferrailage du radier :

Le radier reposera sur un béton de propreté de 10cm d'épaisseur. Les deux figures suivantes illustrent les schémas de ferrillages du radier.

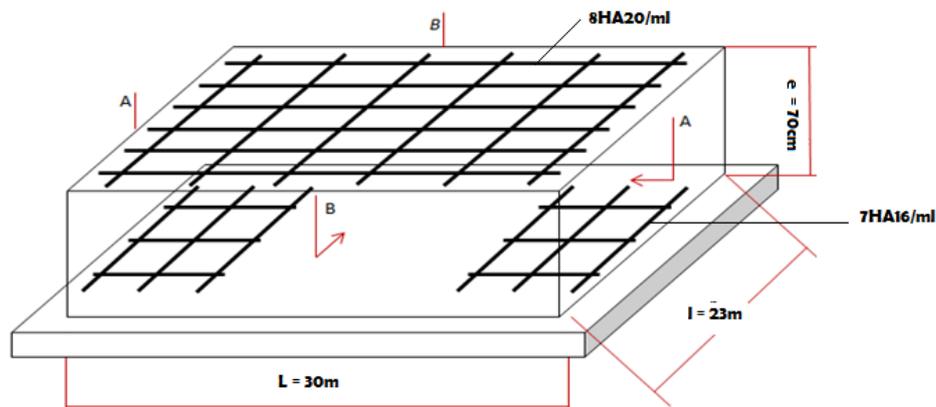


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du radier présenter en 3D.

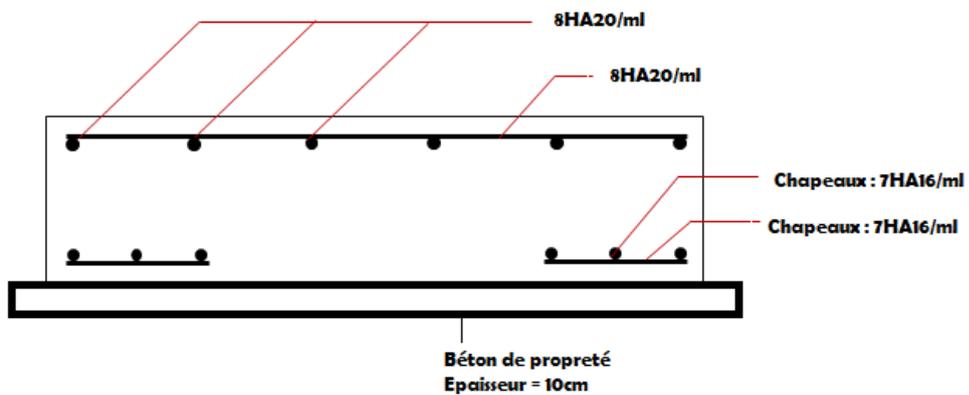


Figure VI.7 : Coupe A-A du schéma de ferrailage.

Conclusion générale

Conclusion générale

Notre projet de fin d'études nous a permis essentiellement de mettre en pratique l'ensemble des connaissances théoriques et expérimentales acquises durant notre cycle de formation universitaire. A travers cette étude d'une tour en béton armé à contreventement mixte, nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer, et de la doter du contreventement adéquat en fonction de la hauteur et de l'agressivité sismique du lieu. Concernant les notes de calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère et balcons), des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) et de l'infrastructure (fondation sur radier), elles ont été conduites conformément aux prescriptions réglementaires en vigueur au niveau national, notamment les règles parasismiques Algériennes (RPA/93) et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA/93).

Annexe 1 : Le béton cellulaire

1. Définition

Le Béton cellulaire est un matériau de construction minéral et massif. Ses propriétés physiques (Légèreté, solidité, isolation thermo-acoustique, ininflammabilité) en font un matériau d'exception. Grâce à sa structure contenant des millions de pores, il présente une faible masse volumique tout en assurant une solidité optimale, ce qui lui permet d'être un matériau simple à construire à usage multiple (résidentiel et industriel).

2. Avantages du matériau

- **Légèreté:** Le béton cellulaire présente un poids léger par rapport aux autres matériaux de construction. Cette propriété donne l'avantage d'un transport et d'une construction plus facile. Sa légèreté permet une économie de masse sur les structures et les fondations,
- **Résistance à la compression:** Le béton cellulaire se caractérise par une résistance à la compression extrêmement élevée. Les essais réalisés en laboratoire font d'ailleurs apparaître des résistances mécaniques nettement supérieures à celles imposées par les normes en vigueur,
- **Résistance au feu:** Le béton cellulaire est une garantie de sécurité contre le feu. Grâce à son matériau minéral naturel, il est incombustible et coupe feu de 1 heure à 6 heures selon l'épaisseur. Il assure une protection exceptionnelle et remarquable contre le feu tant pour les bâtiments industriels que pour l'habitation individuelle sans dégagement des fumées ou gaz toxiques,
- **Isolation thermique:** Grâce aux bulles d'air emprisonnées dans ses cellules, le béton cellulaire acquiert des propriétés d'isolation thermique significatives. Il assure une ambiance agréable à l'intérieur Par l'élimination des ponts thermiques. Le béton cellulaire absorbe l'augmentation de la température extérieure durant le jour et restitue l'énergie accumulée pendant la nuit,

- **Affaiblissement acoustique:** Le béton cellulaire répond aux exigences de la nouvelle réglementation acoustique en vigueur, celui-ci permet une parfaite isolation phonique aussi bien pour les bruits intérieurs qu'extérieurs à l'habitation,
- **Manipulation facile:** Le béton cellulaire peut être découpé et ajusté facilement avec une scie manuelle ou une scie à ruban. Les travaux de plomberie et d'installation électrique sont exécutés aisément.



Figure 1.1 : Photo d'un bloc en béton cellulaire.

- **Confort intérieur:** Il constitue un véritable régulateur hygrométrique en adoucissant l'air sec par diffusion de vapeur ou en absorbant l'humidité excessive. Il contribue ainsi à créer un climat sain et agréable dans toute la maison. On dit de lui qu'il «respire».

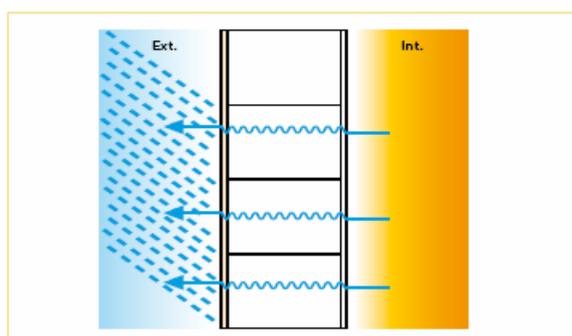


Figure1.2 : Photo d'un bloc en béton cellulaire.

- **Économie:** La facture énergétique est en hausse continue pesant lourdement sur le consommateur. Le béton cellulaire, grâce à son avantage d'isolation thermique, permet de réaliser des économies aussi bien sur la taille des équipements de chauffage et de climatisation que sur l'énergie consommé.

Bibliographie

Bibliographie :

- 1) Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93), «Document technique réglementaire B.C.2.41», Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, (1994).
- 2) Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché, «Document technique réglementaire B.C.2.42», Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, (1991).
- 3) Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).
- 4) Règles d'exécution des travaux de construction d'ouvrages en béton armé DTR-BE 2.1, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).
- 5) Règles d'exécution des travaux de construction de parois et murs en béton Banché DTR-BE 2.2, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).
- 6) Règlement parasismique Algérien R.P.A/2003, D.T.R B.C.2.48, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).
- 7) Règles Neige et vent ALGERIEN "R.N.V", (D.T.R C 2-4.7), Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique .
- 8) J.P Mougin, "Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments", éditions BERTI, (1994).
- 9) H. Thonier, "Conception et calcul des structures de bâtiment", Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, (1992).
- 10) Y. Cher ait, "Calcul des ouvrages en béton armé", éditions offices des publications universitaires, (2008).
- 11) Y. Cher ait, "Conception des bâtiments en zone sismique", éditions DPUG, (2012).
- 12) Mémoires de projets de fin d'études, archives du département de génie civil et d'hydraulique.